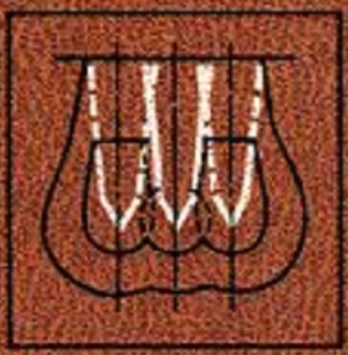
Г.И.ШВЕЦОВ

Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты



учебник для вузов

Г.И.ШВЕЦОВ

Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты

Допущено Министерством
высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника
для студентов
высших учебных заведений,
обучающихся
по специальности «Строительство»

МОСКВА
«ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1987

ББК 26.3
Ш 34
УДК 624.131.1

Рецензенты:
кафедра оснований и фундаментов Московского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева (зав. кафедрой проф., д-р техн. наук С. Б. Ухов);
проф., д-р техн. наук Н. И. Черкасов (Центральный межведомственный институт повышения квалификации строителей)

Швецов Г. И.

Ш34 Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. для вузов по спец. «Строительство».— М.: Высш. шк., 1987. — 296 с.: ил.

В книге изложены основные сведения по строению, свойствам горных пород, природным геологическим процессам и изменчивости инженерно-геологических условий. Освещены основные закономерности механики грунтов, методы определения напряжений в грунтах, теория предельного напряженного состояния и ее приложения, деформации грунтов и их изменение во времени. Рассмотрены основные принципы расчета и проектирования фундаментов, особенности их устройства в сложных инженерно-геологических условиях.

Каждая глава содержит методические рекомендации по изложению материала курса, методические приемы обучения и воспитания.

Ш $\frac{3202000000-194}{001(01)-87}$ 34—87

ББК 26.3
6С1

Издательство «Высшая школа», 1987

ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

A — площадь;
a — коэффициент уплотнения грунта;
a_z, b — амплитуда вынужденных вертикальных колебаний, ширина подошвы фундамента;
c — удельное сцепление грунта;
c_v — коэффициент консолидации грунта;
c_z — коэффициент упругого равномерного сжатия (постели);
d — диаметр;
D — степень плотности песка;
d_{fn} — нормативная глубина промерзания грунтов;
e — коэффициент пористости грунта; эксцентриситет силы;
$e(t)$ — относительная деформация скелета грунта;
e_p — модуль осадки;
E — модуль общей деформации грунта;
E_a, $E_п$ — активное давление и пассивный отпор грунта;
f — коэффициент трения, расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту;
F — расчетное значение силы;
F_n — сила предельного сопротивления основания;
q — равномерно распределенная вертикальная пригрузка;
G — собственный вес фундамента;
h — толщина слоя грунта;
$H^н_т$ — нормативная глубина сезонного оттаивания;
i — перекос здания, относительная льдистость;
I_b — момент инерции площади сечения;
I_L — показатель текучести;
I_p — число пластичности;
K_0, K_c — угловые коэффициенты;

$K_ф$ — коэффициент фильтрации;
l — длина;
L — длина дрены;
M — момент сил;
n — пористость грунта;
N — сила, нормальная к подошве фундамента, расчетная нагрузка на сваю;
p — среднее давление по подошве фундамента;
p_{max}, p_{min} — максимальное и минимальное краевое давление под подошвой фундамента;
p_{se} — начальное просадочное давление;
$p_ε$ — давление связности;
r — радиус;
Q — водоприток в строительные котлованы;
R — расчетное сопротивление грунта;
$R_{сж}$ — предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов;
s — осадка основания;
S_r — степень влажности грунта;
t — время, температура;
T — сдвигающая сила;
u — периметр;
U — степень консолидации грунта;
V — объем;
w — влажность грунта;
w_L, w_p — влажность на границе текучести и раскатывания;
x, y, z — координаты;
$γ$ — удельный вес грунта;
$γ_{cI}$, $γ_{cII}$ — коэффициенты условий работы;
$γ_d$ — удельный вес сухого грунта;
$γ_s$ — удельный вес частиц грунта;
$ε_{se}$ — относительная просадочность;
$ε_{sw}$ — коэффициент устойчивости откоса;
$θ$ — угол отклонения;
$ν$ — коэффициент относительной поперечной деформации (коэффициент Пуассона);
$ξ$ — коэффициент бокового давления грунта;
$σ$ — напряжения, нормальные к рассматриваемым площадкам;
$τ$ — касательное напряжение;
$φ$ — угол внутреннего трения грунта;
$ω$ — круговая частота вращения машины.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий учебник написан в соответствии с программой курса «Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты» и предназначен для подготовки инженеров-преподавателей строительных дисциплин, призванных после окончания вуза вести преподавательскую работу в профессионально-технических училищах и техникумах.

В профтехучилищах осуществляется подготовка квалифицированных рабочих для строительной индустрии и строительства. Это выполняется преподавателями, которые должны иметь высокую инженерную подготовку, обладать необходимыми знаниями в области педагогики, психологии, технических средств программированного обучения, контроля и уметь применять их в педагогической деятельности. Такая постановка соответствует требованиям перестройки высшего и среднего специального образования в стране.

Учебник состоит из трех разделов. Первый — «Инженерная геология» — изучает горные породы, геологические процессы и геологические особенности территорий с целью рационального использования и охраны геологической среды — верхней части литосферы, где протекает инженерно-хозяйственная деятельность человека. В нем рассматриваются следующие вопросы: определение состава, строения, состояния и свойств горных пород (грунтов), условия их распространения; изучение как природных геологических процессов, так и возникающих в результате строительства и эксплуатации зданий и сооружений, мероприятия по обеспечению устойчивости последних и охране окружающей среды; исследование закономерности пространственного изменения инженерно-геологических условий и их оценка.

«Механика грунтов» (второй раздел) является механикой природных дисперсных тел и составляет часть общей геомеханики, в которую входит также глобальная и региональная геодинамика, механика скальных и рыхлых пород и механика органических и органоминеральных масс. Механика грунтов рассматривает условия нарушения прочности, устойчивости и деформации толщ грунтовых оснований под воздействием приложенных нагрузок от зданий и сооружений. Как наука механика грунтов тесно связана с инженерной геологией, ее выводы всегда опираются на результаты инженерно-геологических исследований и имеют большое значение.

В третьем разделе «Основания и фундаменты» изучается их совместная работа, методика проектирования и расчета, конструкции и особенности возведения в обычных и сложных инженерно-геологических условиях. Важность этого раздела трудно переоценить, если учесть, что стоимость работ нулевого цикла составляет до 20%, а трудоемкость — до 30 % от общих затрат при возведении сооружения.

Отличительной особенностью учебника является изложение материала в сочетании с учебно-методическими рекомендациями, в которых даются методические приемы по обучению и воспитанию студентов с учетом их будущей специальности инженера-преподавателя. В связи с этим каждая глава учебника сопровождается рекомендациями: по использованию проблемных методов обучения, методике изложения учебного материала с учетом его сложности, профессиональной направленности и использованию межпредметных связей, применению технических средств обучения и контроля знаний обучающихся, воспитательной направленности каждой главы как условия развития и формирования личности.

В связи с ограниченностью объема и необходимостью отражения учебного материала в соответствии с программой курса все разделы даны в кратком изложении.

Автор благодарит рецензентов учебника — коллектив кафедры «Основания и фундаменты» МИСИ им. В. В. Куйбышева (зав. кафедрой проф., д-р техн. наук С. Б. Ухов) и проф., д-ра техн. наук И. И. Черкасова, а также проф. Р. С. Шеляпина, доц. В. К. Устименко за ценные советы и замечания по разделам рукописи и выражает признательность сотрудникам кафедры «Основания, фундаменты, инженерная геология и геодезия» Алтайского политехнического института доцентам, канд. наук Г. С. Госьковой и С. Г. Камаеву, ст. препод., канд. геолог.-минер. наук Т. А. Горбуновой и сотруднику В. А. Сидоровой за оказанную помощь при подготовке рукописи.

Автор

ВВЕДЕНИЕ

В свете решений XXVII съезда КПСС и последующих Пленумов ЦК КПСС особое значение приобретают вопросы эффективности проектирования и внедрения прогрессивных конструкций фундаментов и оснований, обеспечивающих устойчивость зданий и сооружений на любых грунтах.

Для решения этих вопросов необходимо учитывать природные условия возведения зданий и сооружений, породы и грунты оснований, строение, состав и свойства, изменчивость во времени, залегание, мощность пластов и т. д. Большое значение имеют условия работы грунтов и горных пород под воздействием нагрузок от зданий и сооружений, наличие надземных вод и режим их движения, влияние различных геодинамических процессов (сейсмические явления, оползни, обвалы, карст и т. д.). Применением активных защитных мероприятий можно уменьшить или исключить отрицательное воздействие этих процессов на здания и сооружения.

Становление инженерной геологии как самостоятельной научной дисциплины относится к 20-м годам нашего столетия, определялось настоятельной потребностью геологического обоснования инженерно-строительной деятельности. В это время железнодорожным строительством занимались такие ученые-геологи, как А. П. Карпинский, Ф. Ю. Левинсонг-Лессинг, И. В. Мушкетов, В. А. Обручев, А. П. Павлов, С. А. Яковлев. Исследования грунтов для промышленного, городского, гидротехнического строительства обусловили новое научное направление — грунтоведение, изучающее горные породы и почвы как грунты в связи с проектированием и строительством зданий и сооружений. Развитию грунтоведения способствовали труды Б. М. Гуменского, С. С. Морозова, В. В. Охотина, В. А. Приклонского, Е. М. Сергеева, М. М. Филатова.

Для строительства инженерных сооружений были необходимы данные о геологических и гидрогеологических условиях, геологических процессах различных территорий. Особенно актуально это стало с расширением гидротехнического строительства, реализацией Ленинского плана ГОЭЛРО. Решение этих проблем обусловило развитие нового научного направления — инженерной геологии, что нашло отражение в трудах Ф. П. Саваренского, И. В. Попова, Н. Н. Маслова, М. П. Семенова, Л. Д. Белого, Н. В. Коломенского.

В развитии инженерной геологии можно выделить три этапа. Первый (1923—1945) характеризуется возникновением инженерной геологии как новой научной дисциплины, состоящей из грунтоведения и инженерной геодинамики, тесно связанных с науками геологического цикла и строительными дисциплинами. Второй этап (1946—1978) определяется формированием нового научного направления — региональной инженерной геологии. Для этого этапа характерно изучение микромира грунтов и, с другой стороны, исследование свойств массивов грунтов. В третьем этапе, начиная с 1978 г., перед инженерной геологией стоят задачи в разработке таких обоснований инженерно-строительной деятельности, которые должны исключить или свести к минимуму негативные последствия инженерной деятельности человека в литосфере.

Русские ученые и инженеры придавали большое значение правильной оценке грунтов как оснований фундаментов. В. М. Карловичем в 1869 г. впервые был опубликован в России курс по основаниям и фундаментам. В 1889 г. вышла работа В. И. Курдюмова «О сопротивлении естественных оснований», в которой описаны классические опыты по определению поверхностей скольжения в сыпучем грунте при вдавливании в него жесткого фундамента. Значительный вклад в развитие теории оснований и фундаментов внесли исследования П. А. Миняева (1912—1916) по применению теории упругости к сыпучим грунтам, работы Н. П. Пузыревского, особенно его книга «Фундаменты» (1934), где широко использована теория упругости в расчетах оснований и фундаментов, теория балок на упругом основании с применением метода начальных условий.

С середины 30-х годов развертываются значительные научные исследования по механике грунтов как в нашей стране, так и за рубежом. Именно в этот период появились основополагающие работы в этой области Н. М. Герсеванова, Д. Е. Польшина, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, М. Н. Гольдштейна, Н. Н. Маслова, В. Г. Булычева.

Математически строгие решения в ряде задач теории предельного напряжения состояния грунтов получены в трудах советских ученых — В. В. Соколовского, С. С. Голушкевича, В. Г. Березанцева, М. В. Малышева, С. Б. Ухова. В области

динамики оснований и фундаментов следует отметить исследования Н. П. Павлюка (1933), который впервые решил задачу о колебаниях твердого тела на упругом основании и тем самым разработал теоретическую основу для расчетов на вибрации фундаментов под машины. Дальнейшее развитие исследования получили в трудах Д. Д. Баркан, О. А. Савинова, Л. Д. Кондина, В. А. Ильичева, П. Л. Иванова.

В работах советских ученых широко освещены вопросы проектирования и возведения фундаментов в особо сложных условиях региональных видов грунтов. Исследованию лёссовых просадочных грунтов и способов возведения зданий и сооружений на этих грунтах посвятили свои труды такие ученые, как Ю. М. Абелев, Н. Я. Денисов, Г. М. Ломизе, В. И. Крутов, М. Н. Гольдштейн, А. А. Мустафаев, А. А. Григорян. Методы проектирования и устройства фундаментов на вечномерзлых грунтах нашли отражение в трудах Н. А. Цытовича, С. С. Вялова, Б. И. Далматова. Развитие работ по теории консолидации грунтов позволило разработать методы прогноза осадок зданий и сооружений и на их основе дать расчет фундаментов по предельным состояниям. Это стало возможным благодаря исследованиям советских ученых — Н. М. Герсеванова, Д. Е. Польшина, М. И. Горбунова-Посадова, С. А. Роза, К. Е. Егорова, Н. А. Цытовича. Ползучесть грунтов рассмотрена в работах С. С. Вялова, С. Г. Месчан, Ю. К. Зарецкого, З. Г. Тер-Мартиросяна. Расчеты конструкций на грунтовом основании нашли отражение в работах М. И. Горбунова-Посадова, И. Л. Симвулиди, Б. Н. Жемочкина, А. П. Синицина, И. И. Черкасова. Значительный вклад в развитие расчетов и применение свайных фундаментов внесли В. Н. Голубков, Б. И. Далматов, Е. А. Хлебников, А. А. Луга, оболочек — К. С. Силин.

Раздел первый

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ

Глава 1

ОСНОВЫ ОБЩЕЙ ГЕОЛОГИИ

Геология как наука изучает строение Земли, ее происхождение и развитие. Она основана на изучении горных пород и земной коры в целом с использованием данных астрофизики, космонавтики, физики, химии и других наук.

Земля имеет сложную форму геоида, центрально-симметричное строение состоит из нескольких геосфер. Областью околоземного пространства сложного строения и непостоянной конфигурации с магнитным шлейфом является *магнитосфера.* Воздушной оболочкой, или *атмосферой* называют газовую среду высотой около 1300 км, окружающую Землю и вращающуюся вместе с ней. *Гидросфера* рассматривается как прерывистая водно-ледниковая оболочка, расположенная между атмосферой и земной корой — *литосферой. Земная кора* имеет сложное строение и отличается значительной неоднородностью. Преобладающее распространение имеют два типа земной коры — материковая и океаническая. Материковый тип земной коры состоит из верхнего осадочного слоя толщиной до 20 км; среднего слоя, называемого «гранитным» (10...40 км), и нижнего, имеющего название базальтового (10...70 км). Океаническая кора также состоит из трех слоев: осадочного (толщиной 1...2,5 км), второго слоя (природа его не выяснена до конца) и базальтового (мощность около 5 км). Существуют и переходные типы земной коры. Сейсмическими методами определены границы геосфер — земной коры и мантии (поверхности Мохоровичича), верхней, средней и нижней мантии и земного ядра радиусом около 3,5 тыс. км.

Тепловой режим Земли обусловливается солнечной радиацией (95 %) и энергией распада радиоактивных веществ в недрах Земли.

§ 1.1. ПОРОДООБРАЗУЮЩИЕ МИНЕРАЛЫ

Земную кору слагают горные породы, состоящие из минералов. Минералами называют природные тела примерно одинакового химического состава и физических свойств, образовавшиеся в результате физико-химических процессов на поверхности или в глубине Земли.

В настоящее время найдено и изучено около 2,5 тыс. минеральных видов и столько же их разновидностей. Ежегодно открывается около 30 новых видов. Основную массу горных пород составляют около 100 минералов, их называют породообразующими.

По источнику энергии минералообразования выделяются три группы процессов: 1) *эндогенные* — обусловлены кристаллизацией в процессе магматизма в глубинах Земли; 2) *экзогенные* — связаны с процессами химического разрушения минералов на поверхности Земли в зоне выветривания и кристаллизацией в перенасыщенных растворах водоемов и осадочных толщах; 3) *метаморфические* — определяются изменениями условий образования минералов (температура и давление), которые приводят к метаморфизму (глубокому изменению) химического состава и структуры минералов.

Большинство минералов является твердыми веществами (кварц, полевые шпаты, гипс и др.), однако часть из них находится в жидком (ртуть, нефть и др.) и газообразном (сероводород, углекислота и др.) состояниях. Твердые минералы чаще всего имеют кристаллическое строение, и составляющие их частицы (атомы, ионы или молекулы) располагаются в строго определенном порядке, образуя кристаллическую решетку

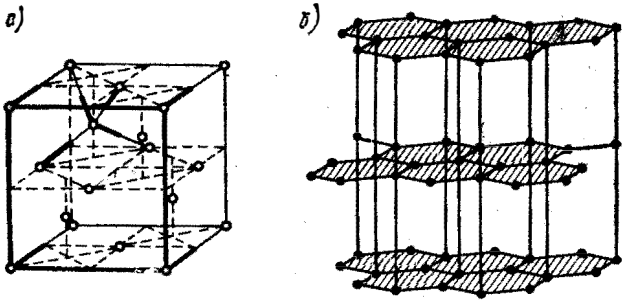


Рис. 1.1. Кристаллические решетки:
а — алмаза; *б* — графита

(рис. 1.1). Встречаются и аморфные минералы, частицы которых располагаются в беспорядке (опал, лимонит и др.). Химический состав минерала выражается эмпирической формулой. О типе химического соединения, взаимных связях между его отдельными элементами дает представление структурная или кристаллохимическая формула. Например, формула каолинита выглядит так: эмпирическая — $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$; структурная — $Al_2[Si_4O_{10}] \cdot [OH_8]$. Химический состав и кристаллическая структура минералов определяют их внешний облик и физические свойства. Главными из них являются морфологические особенности, твердость, спайность, оптические свойства и плотность.

По *морфологическим особенностям* (внешняя форма) различают минералы изометрической формы (пирит, галит), вытянутые в одном направлении (призматические, игольчатые — кварц, асбест) и вытянутые в двух направлениях (плоские, чешуйчатые, листовые — слюды, графит). По *оптическим характеристикам* (прозрачность, блеск) минералы отличаются большим разнообразием. Все минералы по цвету можно разделить на светлые (к которым относятся бесцветные), белые, желтые (кварц, полевые шпаты и др.) и темные, малопрозрачные, характерные темным, коричнево-бурым цветом (роговая обманка).

Твердость минералов (степень сопротивления материала внешнему механическому воздействию) определяется по 10-балльной шкале Мооса, где за основу принята твердость 10 эталонных минералов.

Спайность — обусловлена внутренним строением минерала и представляет его способность раскалываться по строго определенным плоскостям с образованием гладких поверхностей.

Современная классификация минералов основана на химическом составе и кристаллической структуре вещества. Общая классификация неорганических минералов по С. Д. Четверухину насчитывает 10 классов. Некоторые из них представляют следующие классы минералов.

Силикаты — основная часть магматических и метаморфических пород, среди которых выделяются полевые шпаты, слюды и др. Класс силикатов объединяет минералы, структурной основой которых является комбинация кремниекислородных тетраэдров SiO_2 с различными элементами (Al, Si, Fe, Ca, Mg и т. д.). *Сульфаты* — обладают малой плотностью и незначительной твердостью. К ним относятся ангидрид $CaSO_4$, гипс $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ и др. *Оксиды* — например кварц SiO_2, обладающий высокой твердостью, устойчивостью против воздействия воды и атмосферных агентов. *Карбонаты* — представлены кальцитом $CaCO_3$, магнезитом $MgCO_3$ и др.

Минералогический состав имеет большое значение при определении инженерно-геологических свойств горных пород. На-

пример, породы, содержащие слюду, обладают большой сжимаемостью, а присутствие пирита снижает прочностные свойства пород и т. д.

Вопросы для самопроверки

1. Какое строение имеет Земля?
2. Какими источниками обеспечивается тепловой режим Земли?
3. Какими физическими свойствами обладают минералы?
4. Что лежит в основе современной классификации породообразующих минералов?

§ 1.2. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГОРНЫХ ПОРОДАХ

Инженерно-геологические свойства горных пород зависят не только от минералогического состава, но и от условий образования (генезиса), структуры и постгенетических факторов. Последние определяются как природными процессами, так и инженерной деятельностью человека.

По своему происхождению горные породы подразделяются на магматические, осадочные и метаморфические.

1. Магматические. С учетом происхождения, условий образования, изменения горные породы разделяются на глубинные (интрузивные), излившиеся (эффузивные) и жильные.

В процессе замедленного остывания магмы, что характерно для интрузивных пород, идет ее полная раскристаллизация и переход в твердое состояние. Так образуются глубинные (интрузивные) породы с полнокристаллической (зернистой) структурой: граниты, сиениты, диориты и габбро. Магма затвердевает в форме различных тел — батолитов, лакколитов, различных жильных образований (рис. 1.2). Эффузивный магматизм обусловливает образование трещинных излияний на поверхности Земли или вулканические извержения. Трещинные излияния имеют место при растекании магмы на большой площади и образуют покровы мощностью от нескольких метров до 1...2 км. Это характерно для расплавов основного состава, которые отличаются малой вязкостью и большой подвижностью. Потоки вулканического характера, наоборот, отличаются остыванием магмы меньшей подвижности и большей вязкости. Различают следующие виды эффузивных структур в зависимости от скорости остывания магмы и выделения газов: порфировая, скрытокристаллическая, стекловатая и пористая. При этом под структурой подразумеваются особенности внутреннего строения породы, обусловленные размерами, формой и количественным соотношением ее составных частей — минералов. Порфировая структура характеризуется включениями отдельных крупных кристаллов среди основной нераскристаллизованной или слабокристаллизованной массы. Эффузивные породы порфировой структуры образовались при сравни-

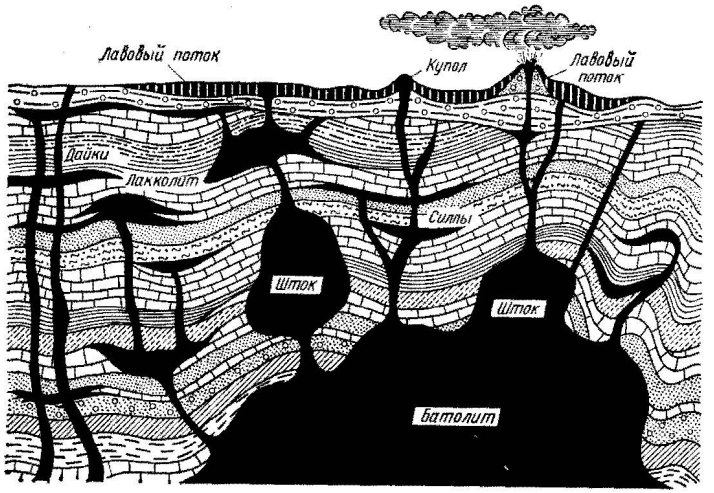


Рис. 1.2. Условия и формы залегания магматических тел (по Ю. М. Васильеву)

тельно медленном остывании магматического тела. В противоположность этому породы стекловатой и тем более пористой структуры образовались при быстром охлаждении магмы и лавы. Пористая структура образовалась в условиях бурного выделения газов при остывании магмы. Она характерна для шлаков и особенно для пемз.

Охарактеризуем важнейших представителей класса магматических пород.

Граниты — интрузивная полнокристаллическая порода от светло-серой до красной. Широко распространены в СССР и занимают площади в несколько тысяч квадратных километров. Граниты обладают большой прочностью при сжатии (160... ...250 МПа). *Липарит и кварцевые порфиры* сходны с гранитом по минеральному составу, окрашены в светлые тона — белые, желтоватые, светло-серые; предел прочности на сжатие 130... 150 МПа. Кварцевые порфиры более темные по сравнению с липаритами, обладают большей плотностью и меньшим содержанием стекловатой массы. *Обсидиан* (вулканическое стекло) — стекловидная порода темного цвета. *Пемза* — порода пузыристая, стекловатая. *Сиениты* по внешнему виду напоминают граниты, отличаются от них несколько большим содержанием цветных минералов. *Андезит* — эффузионный аналог диорита, темно-серого цвета с зеленоватым оттенком; на Кавказе и Камчатке андезиты слагают большие вулканические поля. *Габбро* — интрузивная порода со средней и крупнозернистой структурой

желто-зеленого и черного цвета. Одной из разновидностей габбро является *лабрадорит* — красивый облицовочный материал синего цвета. *Базальты* и их древние аналоги *диабазы* — полнокристаллические структуры, обладающие очень высокой прочностью на сжатие (300...350 и даже 500 МПа), темно-серого и черного цвета. Базальт применяется как строительный камень, электроизоляционный и кислотоупорный материал.

2. Осадочные. Образуются при осаждении и накоплении в водной или воздушной среде продуктов физического и химического разрушения (выветривания) материнских горных пород с уплотнением и цементацией осадка. По происхождению (генезису) они подразделяются на три основные группы: обломочные, органогенные и химические.

К обломочным относятся породы, которые образовались из продуктов физического и химического выветривания материнских горных пород и оставшихся на месте своего накопления или отложившихся после переноса водой или воздухом. Обломочные породы подразделяются на собственно обломочные (рыхлые зернистые грунты — пески, гравий, галька, дресва, щебень и сцементированные — песчаники, брекчии и др.) и глинистые породы (несцементированные — глины, суглинки, супеси и сцементированные — аргиллиты и алевролиты). В табл. 1.1 приведена классификация обломочных пород, в основу которой положен размер обломков.

Таблица 1.1. **Классификация горных пород (по В. В. Охотину)**

Наименование и размер обломков, мм	Рыхлые породы		Сцементированные породы
	угловатые	окатанные	
Грубые:			
>200	Глыбы	Валуны	Брекчии (из угловых обломков)
200...40	Щебень	Галька	—
40...2	Дресва	Гравий	Конгломерат (из окатанных обломков)
Песчаные, 2...0,05	Песчаные		Песчаники
Пылеватые, 0,05...0,005	Пылеватые		Алевролиты
Глинистые, <0,005	Глинистые		Аргиллиты

В группе осадочных пород наибольшее распространение имеют глинистые грунты и породы (около 50 %), в состав которых входят глинистые минералы — каолинит, монтмориллонит, гидрослюды и др. К глинистым грунтам относятся глины (содержание частиц размером менее 0,005 мм более 30 % по весу), суглинки (глинистых частиц 10...30 %) и супеси (3...10 %). В состав глинистых грунтов входят обломки кварца, полевых шпатов и т. д. Глинистые минералы в сочетании с дру-

гими минералами, входящими в состав глинистых грунтов, образуют сложные системы, в том числе и коллоидные.

Органогенные породы образуются в водоемах в результате накопления и преобразования остатков животного мира и растений. К ним относятся доломиты, мергели, мел, диатомиты и др. К группе *фитогенных* (связанных с растительностью) относится торф — порода, образовавшаяся под водой без доступа воздуха из разложившихся растительных остатков.

Породы химического происхождения образовались в результате выпадения из морских или озерных вод растворенных солей. Это происходит в водах морских континентальных бассейнов и озерах в условиях концентрации водных растворов и при понижении температуры. К числу таких пород относятся мирабилит, гипс, ангидрид и калийная соль. Они залегают слоями большой мощности, достигающими десятков или даже сотен метров. Общим для них является растворимость в воде, трещиноватость.

3. Метаморфические. Образуются в результате преобразования пород магматического и преимущественно осадочного происхождения под влиянием процесса метаморфизма — высокой температуры и давления.

Основными разновидностями метаморфических пород являются кварциты, глинистые сланцы, известняки, мрамор, гнейс.

Кварциты — образуются из сыпучих кварцевых песков под влиянием метаморфизма; они представляют собой плотную, очень твердую породу с прочностью 120 ... 250 МПа, применяются как строительный и облицовочный камень. *Глинистые сланцы* — породы с ярко выраженной сланцеватостью (рис. 1.3), по которой легко раскалываются. Как строительный материал мало пригодны. *Мрамор* — кристаллическая порода зернистой структуры различной крупности, прочностью 50 ... 120 МПа; сравнительно легко выветривается, хорошо поддается обработке и применяется как строительный материал. *Известняки* — породы, претерпевающие ряд метаморфических изменений, начиная с известковых сланцев. Широко

Рис. 1.3. Толща глинистых сланцев (по Н. Н. Маслову)

применяются в строительстве. *Гнейс* — кристаллической структуры светло-серого и зеленоватого цвета, прочностью 80 ... ... 180 МПа; используется как строительный камень.

§ 1.3. ОБЛАСТЬ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ОСАДОЧНЫХ ПОРОД. ОСНОВНЫЕ ТЕКТОНИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ

Осадочные горные породы по их происхождению подразделяются на морские и континентальные. Каждый из этих видов превалирует в грунтовой толще в зависимости от условий накопления осадков. Например, преобладание морских отложений свидетельствует об эпохе морских трансрегрессий в прошлом. Осадочные породы морского происхождения (морской фации) распространены на больших площадях и порой залегают в виде аллювиальных, озерных, болотных отложений.

Главным признаком осадочных пород является **слоистость,** представляющая собой последовательное чередование горных пород в виде слоев, образующихся в процессе периодического накопления осадков. Слои обычно различаются по сложности, вещественному и зерновому составу. Слой имеет сравнительно постоянную мощность и занимает большую площадь, иногда слой называют пластом. *Толща* рассматривается как комплекс слоев или один слой большой мощности. По характеру залегания слоев относительно друг друга выделяют согласное и несогласное (рис. 1.4). При согласном залегании толщи слои располагаются параллельно друг другу и имеют одинаковое положение в пространстве, которое характеризуется элементами залегания — простиранием и падением. Под падением пласта понимается направление и наклон пласта к горизонтальной поверхности (рис. 1.5). Линия пересечения горизонтальной плоскости с поверхностью падающего пласта называется линией простирания. При несогласном залегании слоев между собой или одной толщи слоев относительно другой выделяется граница несогласия (несогласие угловое, стратиграфическое, тектоническое).

Первоначально осадочные породы залегают горизонтально или почти горизонтально. Тектонические движения выводят слои из горизонтального положения и нарушают их первоначальное залегание, возникают **дислокации.** В зависимости от вида тектонических движений дислокации подраз-

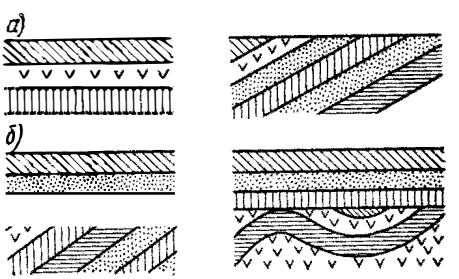


Рис. 1.4. Залегание слоев:
а — согласное; *б* — несогласное

Рис. 1.5. Элементы залегания пластов (по Н. Н. Маслову)

деляются на складчатые и разрывные. Складчатые образуются без нарушения сплошности слоев или пластов, к ним относятся моноклиналь, складка и антиклиналь. *Моноклиналь* характеризуется общим наклоном слоев к горизонту, *флексура* рассматривается как коленоподобная складка. Она представляет собой перегиб слоев, обусловленный возведением на породы тангенциальных тектонических сил (рис. 1.6). **Складки** подразделяются на два типа: *антиклиналь* — складка, обращенная вершиной вверх, и *синклиналь* — вниз. Разрывные дислокации образуются в результате интенсивных тектонических движений, сопровождающихся разрывом сплошности пород и смещением слоев относительно друг друга. Амплитуда смещения может быть от нескольких сантиметров до километров при ширине трещин до нескольких метров. К разрывным дислокациям относятся сбросы и взбросы, горсты и грабены (рис. 1.7).

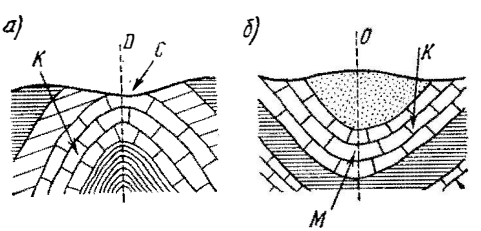


Рис. 1.6. Складки и их элементы:
а — антиклиналь; *б* — синклиналь; *К* — крыло; *О* — ось складки; *С* — седло; *М* — мульда

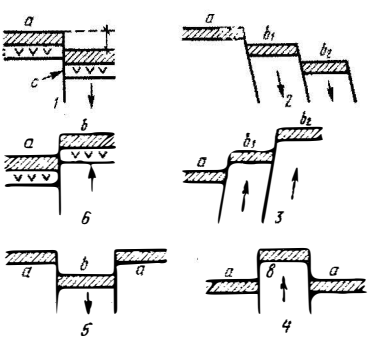


Рис. 1.7. Формы разрывных дислокаций (по В. П. Ананьеву):
1 — сброс; *2*, *3* — ступенчатый сброс; *4* — горст; *5*, *6* — грабен; *а* — неподвижная часть толщи; *b* — смещенная часть; *в* — взброс; *с* — плоскость разрыва

Результаты исследований свидетельствуют о том, что свойства отдельных образцов пород и их массивов далеко не всегда тождественны. Зачастую свойства массивов оказываются совершенно иными по сравнению со свойствами образцов, взятых из этих массивов. Важно изучить закономерности пространственной изменчивости состава, строения и свойств массива горных пород. При рассмотрении массива как определенного геологического тела эта задача может быть решена с позиций теории изменчивости. Сущность ее заключается в том, что изменение свойств пород в любом геологическом теле подчиняется закономерностям, носящим детерминированный или случайный характер.

При строительстве зданий и сооружений значительное осложнение вызывает наличие трещиноватых пород. Большинство жестких скальных пород, твердых глин оказывается пораженными трещинами. Трещины разнообразны по характеру, протяженности, размерам, происхождению (генезису).

Трещиноватость толщи обусловливается сетью сообщающихся между собой трещин, при этом вся толща членится на отдельные блоки, размер которых чаще всего составляет 20... ...40 см.

Трещины в горных породах принято подразделять на три класса: I класс — трещины формирования (отдельности) возникают при кристаллизации магматических очагов. В результате массив пород оказывается разбитым микротрещинами на отдельные части. Для гранита эта отдельность имеет вид параллелепипеда (матрацевидная), у базальтов — столбчатая, у известняков — плитчатая (рис. 1.8); II класс — трещины, возникающие в результате тектонических явлений, деформаций (при изгибе, растяжении или сколе массивов горных пород) или вследствие происходящих процессов на поверхности либо вблизи ее (трещины оползания, закола, усыхания); III класс — вторичные, образующиеся в результате процессов выветривания — физического, химического, биологического, расширяют трещины I и II классов. Наличие трещин значительно снижает прочностные и деформационные свойства пород в массиве, увеличивает их водопроницаемость, уменьшает морозостойкость и обусловливает

Рис. 1.8. Плитчатая отдельность известняков (по Н. Н. Маслову)

применение специальных мероприятий для обеспечения устойчивости зданий и сооружений.

Тектоника изучает процессы горообразования, а механические движения земной коры, связанные с этими процессами, называют тектоническими явлениями. На поверхности Земли образуются горные системы и океанические впадины. Эти процессы зарождаются в мантии и их называют процессами *внутренней динамики* Земли (эндогенные процессы). Под действием солнца, воды и ветра горные системы постоянно разрушаются. Эти процессы стремятся сгладить неровности, выровнять рельеф и называются процессами *внешней динамики* Земли (экзогенные процессы). Эндогенные и экзогенные процессы действуют постоянно и одновременно, и там, где преобладающее влияние оказывают процессы внутренней динамики, господствуют горы. И наоборот, где на протяжении длительного времени действуют процессы внешней динамики, имеют место обширные равнины.

До конца 1960-х годов господствовало представление о Земле как о жестком теле с неподвижными материками, океаническими впадинами. В настоящее время глобальная тектоника претерпела большие изменения. Большинство ученых считают, что земная поверхность хрупкая, находится в непрерывном движении и состоит из крупных плит, которые сталкиваются между собой, раскалываются и сходятся вновь. Так образуются новые океанические бассейны и горы, происходят землетрясения и формируются новые геологические структуры. Все это привело к разработке новой глобальной тектоники, которая известна в настоящее время как теория дрейфа континентов.

Вопросы для самопроверки

1. Как подразделяются горные породы по происхождению?
2. Назовите и охарактеризуйте основные магматические породы.
3. Какие горные породы называются осадочными?
4. Дайте характеристику основным осадочным породам и грунтам.
5. Как образуются метаморфические породы?
6. Приведите основные разновидности метаморфических горных пород.
7. Что такое дислокации и как они подразделяются?
8. Какие факторы обусловливают трещиноватость горных пород?
9. Какие процессы изучает тектоника?

§ 1.4. ОСНОВЫ ГЕОХРОНОЛОГИИ

При геологическом картировании, составлении геологических разрезов и карт, диаграмм, прогнозировании развития геологических процессов и явлений важную роль играет правильное определение возраста горных пород и установление последовательности геологических событий.

История развития земной коры насчитывает 3,5...4 млрд. лет. Это время в жизни Земли называют геологическим. Каж-

дому слою соответствует определенный отрезок времени, в течение которого шло его образование. Различают геологический абсолютный и относительный возраст горных пород. Геологический абсолютный возраст выражается в годах. В качестве геологического хронометра используют процесс радиоактивного распада (аргоновый, свинцовый, радиоуглеродистый и др.), скорость которого не зависит от внешнего воздействия. Относительная геохронология устанавливает последовательность геологических событий на основании данных стратиграфии и палеонтологии. **Стратиграфический метод** применим при нарушенном залегании, когда возраст вышележащего слоя моложе подстилающего, т. е. нижележащего. **Палеонтологический метод** основан на диалектическом законе развития жизни на Земле (от более простых форм к более сложным), и поэтому слои, сохранившие окаменелости более простых организмов, относят к древним. Кроме стратиграфического и палеонтологического существуют дополняющие их методы, такие, как петрографический, тектонический и др.

По данным определения абсолютного и относительного возраста горных пород составлена шкала геологического времени (геохронологическая шкала; табл. 1.2).

Отложения, слагающие земную кору, в стратиграфической шкале подразделяются на пять групп: архейскую, протерозойскую, палеозойскую, мезозойскую и кайнозойскую. Группы — это наиболее крупные стратиграфические подразделения, каждая из которых по времени формирования соответствует эре; эра подразделяется на более мелкие отрезки геологического времени — периоды (соответственно в группах — системы), периоды — на эпохи (системы на отделы).

Каждой таксометрической единице соответствуют установленные буквенные и цифровые индексы и цвет, обязательный для всех геологических карт и разрезов.

Вопросы для самопроверки

1. Что изучает историческая геология?
2. Что такое абсолютный и относительный возраст горных пород и как он определяется?
3. Для какой цели составляется геохронологическая таблица и что она из себя представляет?

§ 1.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении вопроса о происхождении горных пород, используя знания обучающихся по породообразующим минералам. В этой связи перед обучающимися можно поставить вопрос: если горные породы состоят из минералов, то, проанализировав условия образования минералов, можно ли предположить условия образования

Таблица 1.2. **Стратиграфическая и геохронологическая шкалы**

Эра (группа)	Период (система)	Эпоха (отдел)	Длительность периода, млн. лет
Кайнозойская *Kz*	Антропоген четвертичный *Q*	Голоцен (современный) Плейстоцен: поздняя (верхний) средняя (средний) ранняя (нижний)	1,0
	Неоген *N*	Плиоценовая (верхний) Миоценовая (нижний)	25
	Палеоген *P*	Олигоценовая (верхний) Эоценовая (средний) Палеоценовая (нижний)	41
	Мел *K*	Поздняя (верхний) Ранняя (нижний)	70
Мезозойская *Mz*	Юра *J*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	55...58
	Триас *T*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	40...45
Палеозойская поздняя	Пермь *P*	Поздняя (верхний) Ранняя	45...50
	Карбон *C*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	65...70
	Девон *D*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	50...70
Палеозойская ранняя	Силур *S*	Поздняя (верхний) Ранняя (нижний)	30...36
	Ордовик *O*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	60...70
	Кембрий *Э*	Поздняя (верхний) Средняя (средний) Ранняя (нижний)	70...80
Протерозойская *PR*	Поздний PR_3 Средний	Венд *V*	110
		Рифей: R_1 R_2 R_3	400
	Ранний PR_1		600
Архейская	Верхний AR_2 Нижний AR_1		700 Более 1500

Примечание. Слова в скобках относятся к стратиграфической шкале. По некоторым данным длительность четвертичного периода исчисляется сейчас 2...3 млн. лет.

горных пород? Здесь преподавателю наводящими вопросами и с участием обучающихся необходимо освежить в их памяти условия образования минералов (эндогенные, экзогенные и метаморфические процессы) и постепенно подвести к выводу об образовании горных пород в этих же условиях. Надо провести аналогию между эндогенными процессами и магматическими горными породами, экзогенными процессами и осадочными породами и т. д. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

Проблемную ситуацию можно рассмотреть при изложении условий образования осадочных пород, их происхождения. Перед обучающимися надо поставить вопрос: если осадочные породы являются продуктами физического и химического выветривания в водной или воздушной среде, то как их можно подразделить по происхождению? В данном случае надо проявить преподавателю свое педагогическое умение, мастерство и активизировать мышление обучающихся в направлении правильного ответа — разделение на морские и континентальные отложения, и тем самым разрешить проблемную ситуацию.

Изучая тектонические движения земной коры, можно рассматривать проблемную ситуацию по вопросу причин образования горных систем. Речь идет о том, какие факторы обусловливают образование горных систем и что способствует этому процессу. Надо с помощью наводящих вопросов, напоминаний из ранее изученного материала подвести обучающихся к одному из возможных факторов — процессам внешней динамики Земли (экзогенные процессы). Это действие воды, солнца, ветра, т. е. все то, что мы называем физическим и химическим выветриванием. Они и приводят к разрушениям горных пород, систем, выравнивают рельеф. Но это еще не все, ибо образование самих горных систем не может быть результатом только экзогенных процессов. Здесь должны участвовать процессы гигантской энергии, с тем чтобы поломать, сдвинуть, в некоторых случаях поднять изнутри горные породы, находящиеся в первоначальном залегании. И здесь основную роль играют процессы внутренней динамики (эндогенные процессы).

Нужно обучающихся буквально «втянуть» в обсуждение, разрешение поставленного вопроса. Надо, чтобы они задумались над возможным ответом, начали активно мыслить, а преподаватель должен в этом не только помогать обучающимся, но и активизировать их к получению правильного ответа.

Материал настоящей главы носит в основном описательный характер, сопровождается рисунками, для показа которых рекомендуется применение **технических средств обучения**, а для схем — вычерчивание на доске или с помощью кодоскопа. Возможно также использование слайдов и раздаточного материала, который готовится заранее и выдается каждому обучающемуся для вклеивания в конспект лекций по соответствующему

разделу. В сочетании с раздаточным материалом, используя кодоскоп, можно в процессе чтения лекции демонстрировать иллюстрации, давая необходимые пояснения. В связи с этим требуется тщательная методическая подготовка не только по изготовлению иллюстраций (для раздаточного материала и слайдов), но и по методике использования в процессе ведения занятий. Следует отметить, что раздаточный материал и демонстрацию его с помощью слайдов нужно применять к иллюстрациям, требующим зрительного представления и отнимающим много времени при вычерчивании на доске. В то же время не рекомендуется увлекаться большим объемом таких демонстраций ввиду незначительного участия самих обучающихся в вычерчивании иллюстраций. Тем более, что по минералогии и горным породам проводятся лабораторные работы.

Применительно к материалу настоящей главы можно рекомендовать изготовление слайдов и раздаточного материала по рис. 1.1; 1.2; 1.3; 1.5; 1.8. Остальные рисунки можно вычерчивать на доске или, для экономии времени, с помощью кодоскопа. Несмотря на традиционность этого способа, ценность его несомненна и заключается в активном участии обучающихся в процессе изготовления.

Поскольку учебный материал главы несет в себе много информации, насыщен новыми терминами, есть необходимость проверить усвоение обучающимися этого материала в процессе ведения занятий. С этой целью можно воспользоваться любым устройством, позволяющим провести контроль усвоения обучающимися учебного материала.

Использование межпредметных и внутрипредметных связей можно рекомендовать по следующим вопросам: а) рассказывая об образовании минералов в условиях эндогенных процессов, можно освежить в памяти сущность физического выветривания — неравномерное остывание пород, отсюда неравномерное уменьшение их объема и, как следствие, разрушение (материал из курса физики). Аналогично можно остановиться на химическом выветривании — расширение воды вследствие замерзания в трещинах пород с последующим разрушением (материал из курса физики и химии); б) при изложении вопроса о трещиноватости толщи горных пород можно остановиться на влиянии поистине гигантских разрушительных сил природы, основанных на физических законах. Влияние их настолько велико, что целые горные системы оказываются разрушенными, и приходится принимать специальные меры по укреплению горных пород для обеспечения устойчивости зданий и сооружений; в) рассказывая о влиянии ледников на формирование рельефа, об образовании осадков, можно несколько подробнее остановиться на физической сущности этого явления. Прежде всего действие ледников сказывается в большом давлении на сушу. Это давление на-

столько велико, что целые территории могут опускаться, деформироваться, при этом рельеф местности резко изменяется. Если эту картину дополнить движением ледника в определенном направлении, то степень разрушительной силы горных пород, рельефа местности и образование новых осадков становятся очевидными. Необходимо при изложении этого материала усилить физическую сущность явления и тем самым создать у обучающихся более полное представление о рассматриваемых процессах.

При изложении учебного материала необходимо обратить внимание на его **профессиональную направленность и воспитательное значение.** Следует учитывать также необходимость изложения разделов главы с учетом возрастания сложности, диалектического развития процессов и явлений. При изложении основных сведений о Земле необходимо обратить внимание на то, что все составные части ее и окружающие сферы — гидро-, био- и атмосферы — находятся в полном взаимодействии, несмотря на специфические особенности каждой из них. Здесь очень ярко проявляется диалектическая сторона развития процесса — единство и борьба противоположностей. Рассказывая о строении Земли, необходимо концентрировать внимание обучающихся на диалектике процесса, способствуя этим самым формированию марксистско-ленинского мировоззрения как убеждения.

Необходимо отметить важность рассматриваемого в главе учебного материала в становлении инженера-преподавателя. При строительстве зданий и сооружений горные породы являются основанием зданий и сооружений. Поэтому изучение породообразующих минералов, горных пород и массивов, процессов и явлений, влияющих на изменение свойств горных пород, имеет колоссальное практическое значение, не говоря уже о расширении общего кругозора и внутренней культуры обучающихся на основе полученных знаний. Ведь многие, в том числе и обучающиеся, смотрят на громадные каменные глыбы, горы как на нечто застывшее на века и эпохи. А ведь на самом деле все находится в динамическом развитии, диалектике. Все это становится понятным при изучении строения Земли, условий происхождения и состава горных пород, тектонических явлений, основ исторической геологии. Надо обязательно подчеркнуть, что с приобретения этих знаний и затем использования их в практической деятельности начинается становление специалиста, в данном случае инженера-преподавателя.

Знание материала настоящей главы обусловливает рациональное использование оснований при строительстве зданий и сооружений, принятие правильных инженерных решений, экономически обоснованных и технологически оправданных. К этому и обязывают нас решения партии и правительства.

Глава 2

ЭЛЕМЕНТЫ ГЕОМОРФОЛОГИИ

Геоморфология — наука о рельефе земной поверхности, его происхождении и развитии. Рельеф рассматривается как совокупность всех форм земной поверхности — возвышений, равнин и углублений. Он играет огромную роль на Земле в перераспределении тепла и влаги, подземных и поверхностных вод, накоплении отложений различных наносов и т. д. Роль рельефа в строительстве промышленных, гражданских зданий и сооружений трудно переоценить. Он влияет на размещение и характер проектируемых зданий и сооружений, трассирование авто- и железных дорог, прокладку оросительных и судоходных каналов и т. д. При инженерно-геологическом картировании рельеф определяет выделение инженерно-геологических областей в границах более крупных единиц — регионов.

§ 2.1. ЭЛЕМЕНТЫ И ФОРМЫ РЕЛЬЕФА

В геоморфологии рассматривают элементы и формы рельефа. Существующие формы его состоят из элементов, к которым относятся поверхности, линии и точки.

Поверхности являются составной частью рельефа и подразделяются на горизонтальные, наклонные, вогнутые, выпуклые и сложные. Пересечение поверхностей рельефа определяют линии. Различаются линии водораздельные, водосливные, подошвенные и бровки. Важным элементом рельефа являются точки, которые разделяются на вершинные, перевальные и донные. Наибольшая высота участка в данной местности называется вершиной, наиболее низкая точка понижений рельефа называется донной. Дно понижения гребней хребтов носит название перевальных точек.

Различают две группы форм рельефа: положительную и отрицательную. Выпуклые по отношению к плоскости горизонта формы рельефа называются положительными, вогнутые — отрицательными. Формы рельефа по происхождению разделяются на тектонические, эрозионные и аккумулятивные. Тектонические формы рельефа образуются в процессе движения земной коры и имеют, как правило, большие размеры, образуя основной облик рельефа Земли (горные хребты, равнины и т. д.). Эрозионные формы рельефа обусловливаются разрушительной работой текучих вод — атмосферных, речных, подземных и очень динамичны в своих очертаниях во времени. Аккумулятивные формы рельефа образуются вследствие накопления продуктов выветривания, в результате чего формируются речные террасы, дюны, барханы и т. д.

Рассмотрим основные разновидности положительных и отрицательных форм рельефа. К положительным формам рельефа относятся: *гора* — возвышенность относительной высоты более 200 м с крутыми склонами; *горный хребет* — вытянутая возвышенность, имеющая относительную высоту более 200 м с крутыми склонами; *горный кряж* — горный хребет с пологими склонами, плоской вершиной и относительно небольшой высоты; *нагорье* — возвышенность, состоящая из системы горных хребтов и вершин; *плоскогорье* — равнина нагорного характера, имеющая большую площадь и плоские вершинные поверхности с ярко выраженными склонами; *плато* — равнина, относительно приподнятая с выраженными обрывистыми склонами; *гряда* — возвышенность, узкая и вытянутая, с крутизной склонов более 20° и плоскими вершинами; *увал* — возвышенность значительной длины с пологими склонами и плоскими вершинами; *холм* — возвышенность, куполообразная или коническая с пологими склонами и высотой менее 200 м.

Отрицательными формами рельефа являются: *котловина* — понижения, имеющие значительную глубину с крутыми склонами; *долина* — углубление с уклоном в одном направлении, стоками различной крутизны и формы (террасы, промоины, оползни и др.); *балка* — углубления, имеющие значительную длину или покрытые растительностью с трех сторон; *овраг* — углубление, характеризуемое крутыми, откосными и обнаженными склонами, как правило, большой длины.

Важное значение для характеристики рельефа местности имеют его размеры, как существенно влияющие на условия строительства, характеризующие природные геологические явления и инженерно-геологические процессы.

Различают рельеф различных порядков. Размер форм рельефа большей частью зависит от характера создавших их сил: мельчайший, очень мелкий, мелкий, средний, крупный, крупнейший и величайший. Мельчайший — не имеет существенного влияния на строительство, его размеры определяются несколькими сантиметрами по высоте (борозды, рябь и т. д.). Очень мелкие формы рельефа имеют высоту до 1...2 м (рытвины, мелкие промоины), и их следует учитывать при планировке территории. Мелкие формы (микрорельеф) характеризуются площадью до сотен квадратных метров и имеют высоту несколько метров, наносятся на карту с масштабами 1 : 10 000, 1 : 5000 и крупнее. Микрорельеф должен учитываться при оценке инженерно-геологических условий строительной площадки. Средние формы рельефа (мезорельеф) измеряются по протяжению тысячами километров при глубине расчленения до 200 м. Это холмы, бугры, гребни, гряды невысоких возвышенностей — положительный мезорельеф, и неглубокие овраги, балки, ложбины — отрицательный мезорельеф. Такой рельеф изобража-

ется на картах масштаба 1 : 50 000 и позволяет оценить инженерно-геологические условия поселков и микрорайонов. Крупные формы рельефа (макрорельеф) характеризуются площадью в сотни и тысячи квадратных километров и расчленением по глубине 200... 2000 м, отображаются на картах с масштабом 1 : 100 000 и 1 : 1 000 000. Положительными формами такого рельефа являются горные хребты, горы, горные массивы; отрицательными — большие долины, впадины крупных водоемов и т. д. Учитывается при размещении крупных территорий строительства.

Крупнейшие формы рельефа (мегарельеф) занимают гигантские площади в сотни тысяч квадратных километров с разницей отметок между положительными и отрицательными формами рельефа в 500...4000 м. Величайшие (планетарные) измеряются миллионами квадратных километров, разница в отметках достигает 2500...6500 м. Положительными являются материки, отрицательными — впадины.

§ 2.2. ТИПЫ РЕЛЬЕФА

Тип рельефа можно рассматривать как сочетания его форм, которые закономерно повторяются на больших пространствах литосферы с учетом общности происхождения, геологического строения и истории развития.

Существует три типа рельефа: равнинный, горный и холмистый. Холмистый рельеф рассматривается как переходный между равнинным и горным.

Равнины представляют собой рельеф, который характеризуется малыми колебаниями высот до 200 м, и подразделяются по их отношению к уровню моря, общей форме поверхности, расчленению, происхождению. Различают следующие виды равнин по отношению к уровню моря: отрицательные (впадины, депрессии и т. д.), лежащие ниже уровня моря; низменные, расположенные в пределах 0...200 м над уровнем моря; возвышенные — 200...500 м над уровнем моря и нагорные с отметками выше 500 м.

С учетом происхождения равнины подразделяются на структурные, аккумулятивные и скульптурные. *Структурные* равнины обусловлены геологическим строением данного региона (при изливании лавы заполняются все неровности рельефа и образуются ровные поверхности); *аккумулятивные* образуются вследствие накопления большого количества материала в море или на суше. Аккумулятивные равнины имеют большое распространение. Среди них выделяются аллювиальные аккумулятивные равнины, которые образуются путем накопления отложений в речных потоках, а также предгорные наклонные (за счет аккумуляции конусов выноса — аллювия, пролю-

вия и др.) и морские аккумулятивные (за счет поднятия морского дна над уровнем моря). Особо следует отметить аккумулятивно-лёссовые равнины, имеющие широкое распространение на юге европейской части нашей страны и в Средней Азии и образовавшиеся за счет накопления принесенной из пустынь пыли. В результате создаются мощные лёссовые отложения, обладающие просадочными свойствами. *Скульптурные* равнины образуются в результате разрушения горных пород и подразделяются на абразионные и денудационные. Абразионные возникают при разрушении побережья морскими волнами и поэтому являются поверхностью в коренных породах с отложением на ней слоя новейших морских осадков. Денудационная равнина представляет собой участок суши с близко расположенными коренными породами.

Горный рельеф рассматривается как крупные возвышенности с относительной высотой более 200 м (горы, хребты и понижения в виде долин, впадин, котловин и т. д). Горы по происхождению подразделяются на тектонические, образующиеся в условиях тектонических нарушений земной коры; вулканические, возникшие после вулканических извержений, и эрозионные, являющиеся результатом расчленения древних аккумулятивных равнин из-за их поднятия.

Вопросы для самопроверки

1. Что изучает геоморфология?
2. Что называется элементами и формами рельефа?
3. Какие существуют элементы рельефа?
4. Как подразделяются формы рельефа?
5. Назовите и дайте характеристику положительных и отрицательных форм рельефа.
6. Какие существуют формы рельефа по размерам?
7. Дайте характеристику основным типам рельефа.

§ 2.3. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении основных двух групп формы рельефа — положительной и отрицательной. Здесь нужно использовать наблюдательность, жизненный опыт обучающихся. Действительно, рассматривая основные формы рельефа, можно задать вопрос: какие могут быть формы рельефа по отношению к горизонтальной земной поверхности? Надо вместе с обучающимися вспомнить и представить из ранее увиденного или услышанного о возвышенных и, наоборот, о пониженных участках суши. Наверняка кто-то из обучающихся вспомнит о горах или котловинах, оврагах и т. д. После такого краткого обсуждения можно повышенным участкам дать название положительных, а пониженным — отрицательных форм рельефа. Аналогично проблемные ситуации можно рассматривать при конкретном разделении поло-

жительных и отрицательных форм рельефа на отдельные виды.

В качестве использования **технических средств обучения** можно рекомендовать раздаточный материал с демонстрацией его с помощью кодоскопа. Материал настоящей главы имеет чисто описательный характер, не является сложным и поэтому применение этих ТСО будет достаточным.

Можно рекомендовать использовать **внутрипредметные связи** при рассмотрении форм рельефа, в частности разделение их по происхождению. Здесь можно провести аналогию с условиями происхождения горных пород. Так же как и в горных породах, тектонические формы рельефа образуются в результате эндогенных процессов; эрозионные и аккумулятивные формы рельефа близки по условиям происхождения к экзогенным процессам. Это свидетельствует о единстве и влиянии физико-географических и геологических процессов на все процессы, происходящие на Земле и природе в целом.

Профессиональная направленность материала главы оценивается значительным влиянием геоморфологии при выборе площадок для строительства зданий и сооружений. Поэтому принятие инженерного решения без знания геоморфологии, как и инженерной геологии, может быть просто ошибочным. **Воспитательную направленность** учебного материала можно определить путем рассмотрения элементов геоморфологии в диалектическом развитии и единстве с ранее рассмотренным материалом. Необходимо подчеркнуть роль советских ученых в становлении и развитии науки о рельефе земной поверхности — В. В. Пиотровского, З. А. Макеева, И. П. Герасимова.

Глава 3

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

Грунты рассматриваются как любая горная порода или почва (а также отходы производственной и хозяйственной деятельности человека), представляющая собой многокомпонентную систему, изменяющуюся во времени и использующуюся как основание, среда или материал для возведения зданий и инженерных сооружений. Инженерно-геологические свойства горных пород во многом определяются принадлежностью к тому или иному генетическому типу. Генетический тип представляет собой совокупность отложений, являющихся результатом работы различных геологических агентов. Так образуются морские аллювиальные, озерные, ледниковые, элювиальные, делювиальные, эоловые и другие осадочные породы. Особенности среды, условия первичного осадконакопления

находят отражение в составе пород, их строении и инженерно-геологических свойствах.

Для инженерной геологии и механики грунтов наиболее важными являются физические, физико-механические и физико-химические свойства грунтов. Группа физических и физико-механических показателей характеризует свойства грунтов, необходимых для расчетов состояния и прогноза поведения грунтов под нагрузкой в тех или иных условиях. Механические свойства характеризуются показателями прочности грунтов и их деформируемости. Физико-химические свойства горных пород определяются обменной способностью и явлением ионного обмена.

§ 3.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТА ПО СТРОИТЕЛЬНЫМ СВОЙСТВАМ

В соответствии с ГОСТ 25100—82 и в зависимости от характера структурных связей, происхождения (генетическое подразделение), условий образования, состава и строительных свойств грунты подразделяются на следующие основные классы.

Класс скальных грунтов — грунты с жесткими структурными связями, к которым относятся магматические (граниты, диориты, сиениты и др.), метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы и др.), осадочные сцементированные (конгломераты, брекчии, песчаники и др.) и искусственные, преобразованные в природном залегании грунты (трещиноватые типа магматических, метаморфических, осадочных сцементированных и др.).

Класс нескальных грунтов — грунты без жестких структурных связей, которые подразделяются на: *обломочные крупнообломочные* — валунный, галечный и гравийный грунт; *обломочные песчаные* — песок гравелистый (крупный, средней крупности, легкий и пылеватый); *обломочные пылеватые и глинистые* — подразделяются на супеси, суглинки и глины; *обломочные пылеватые и глинистые* — лёссовые грунты и илы; *биогенные* (озерные, болотные, озерно-болотные, аллювиально-болотные и др.), к которым относятся сапропели, заторфованные песчаные, заторфованные пылеватые и глинистые грунты; *биогенные* (озерные, болотные, озерно-болотные, аллювиально-болотные и др.), к которым относятся торфы; *почвы* (тундровые, подзолистые, болотные, лесостепные, черноземные, каштановые и др.)...подразделяются на щебенистые, дресвяные и др. (как типы песчаных и крупнообломочных грунтов), пылеватые и глинистые по числу пластичности (как типы пылеватых и глинистых грунтов); *искусственные грунты* — уплотненные в природном залегании (типы песчаных, пылеватых и глинистых, биогенных грунтов и почв), насыпные и намывные.

§ 3.2. ЗЕРНОВОЙ СОСТАВ

Прочностные и деформационные свойства горных пород в значительной степени определяются зерновым составом — количественным содержанием фракций в определенной навеске грунта. При этом фракции рассматриваются как частицы грунта, близкие между собой по размерам и свойствам. Для определения состава грунтов выполняют гранулометрический анализ. Для песчаных грунтов его выполняют ситовым методом, который заключается в просеивании песка через сита с различными размерами отверстий. Наименование песчаного грунта присваивается по ГОСТ 25100—82. Для тонкозернистых грунтов такой способ не применим из-за предельной тонкости ситовой ткани (порядка 0,1 мм) и сложности разделения в сухом виде агрегатов на отдельные зерна, поэтому полный анализ тонкодисперсного грунта выполняют в два этапа. На первом определяют процентное содержание зерен в породе с размерами частиц крупнее 0,1 мм рассеиванием на стандартном наборе сит, на втором — процентное содержание частиц с размером зерен менее 0,1 мм способом измерения скорости осаждения частиц грунта в воде.

Наиболее простым из применяемых методов гранулометрического анализа глинистых грунтов является ареометрический. Он основан на измерении ареометром плотности суспензированного раствора, которая меняется во времени в связи с выпадением из воды взвешенных частиц грунта. По специальной номограмме ведут пересчет показаний ареометра с учетом поправок на процентное содержание в грунте фракции того или иного размера.

Гранулометрический анализ можно проводить по методам Сабанина и Робинзона. Они основаны на отборе из водного раствора проб через определенные промежутки времени и определении сухого остатка путем выпаривания и взвешивания. Метод требует больше времени, чем ареометрический, более трудоемок и требует большого количества дистиллированной воды.

Результаты гранулометрического анализа изображаются графически в полулогарифмической шкале (рис. 3.1) с помощью кривой однородности.

Крупнообломочные и песчаные грунты дополняют сведениями об их неоднородности. Степень неоднородности C_v определяется по формуле

$$C_v = d_{60}/d_{10}, \qquad (3.1)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 60 и 10%. Грунты считаются однородными при $C_v \leqslant 3$ и неоднородными при $C_v > 3$.

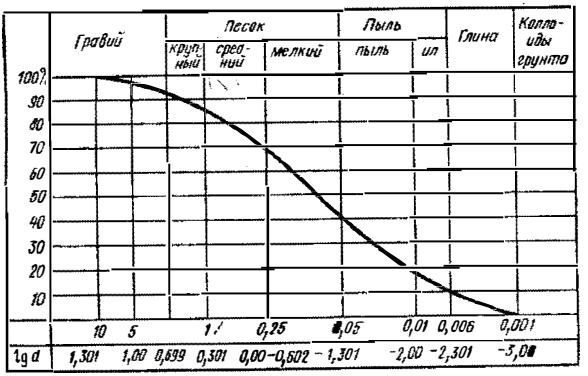


Рис. 3.1. Кривая однородности песчаных грунтов

§ 3.3. ОЦЕНКА ПРИРОДНОГО СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ И ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Природное состояние грунтов во многом определяет их строительные свойства.

Для оценки природного состояния глинистых грунтов вводится показатель текучести

$$I_L = \frac{w - W_p}{W_L - W_p}, \tag{3.2}$$

где w — влажность грунта в природном состоянии; W_p, W_L — соответственно влажность на границе раскатывания и текучести.

Влажностью на границе раскатывания W_p называется такая влажность, при которой грунт теряет пластичность. Ее называют еще нижней границей пластичности. Верхняя граница пластичности характеризуется влажностью на границе текучести W_L. При такой влажности грунт переходит в текучее состояние.

По консистенции, характеризуемой показателем текучести, и в соответствии с ГОСТ 25100—82 глинистые грунты подразделяются на супеси: твердые — $I_L<0$; пластичные — $0\leqslant I_L\leqslant 1$; текучие — $1<I_L$; суглинки и глины: твердые — $I_L<0$; полутвердые — $0\leqslant I_L\leqslant 0{,}25$; тугопластичные — $0{,}25<I_L\leqslant 0{,}50$; мягкопластичные — $0{,}5<I_L\leqslant 0{,}75$; текучепластичные — $0{,}75<I_L\leqslant 1{,}0$; текучие — $1<I_L$.

Разность между влажностями на границе текучести и раскатывания, выраженная в процентах, называется *числом пластичности*

$$I_p = W_L - W_p. \tag{3.3}$$

В зависимости от числа пластичности по ГОСТ 25100—82 глинистые грунты подразделяются на следующие виды: супеси — $1 < I_p \leqslant 7$; суглинки — $7 < I_p \leqslant 17$; глины — $17 < I_p$.

Для оценки природного состояния песчаных грунтов определяется их плотность. По плотности песчаные грунты подразделяются на плотные, средней плотности и рыхлые. Плотность песчаных грунтов может определяться в лабораторных условиях в зависимости от коэффициента пористости e, представляющего собой отношение объема пор к объему минеральных частиц грунта. В табл. 3.1 приводится разделение песчаных грунтов по плотности в соответствии с ГОСТ 25100—82.

Таблица 3.1. **Плотность песчаных грунтов**

Типы песчаных грунтов	Плотность сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые крупные и средней крупности	$e < 0{,}55$	$0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}70$	$e > 0{,}70$
Пески мелкие	$e < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant e \leqslant 0{,}75$	$e > 0{,}75$
Пески пылеватые	$e < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant e \leqslant 0{,}80$	$e > 0{,}80$

Плотность песчаных грунтов можно определять по относительной плотности

$$D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \qquad (3.4)$$

где e_{max} и e_{min} — соответственно максимальный и минимальный коэффициенты пористости грунта в наиболее рыхлом и плотном состоянии; e — коэффициент пористости при заданном состоянии грунта. При $D \leqslant 1/3$ пески находятся в рыхлом состоянии, при $D = 1/3 \ldots 2/3$ — пески средней плотности и $D = 2/3 \ldots 1{,}0$ — пески плотные.

Для некоторых видов песчаных грунтов (рыхлых, расположенных ниже уровня грунтовых вод и т. д.) отбор образцов ненарушенной структуры является затруднительным. Поэтому определение их плотности производится в условиях природного залегания динамическим или статическим зондированием.

§ 3.4. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВНЫХ ГРУПП ГРУНТОВ

Скальные породы залегают в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, обладают высокой прочностью, практически водонепроницаемые и несжимаемые. Вода в таких грунтах фильтрует только по трещинам.

К скальным грунтам относятся горные породы, имеющие предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии более 5 МПа. Наиболее высокой прочностью облада-

ют магматические породы (80...400 МПа), метаморфические образования (100...300 МПа). Скальные грунты осадочного происхождения (гипс, каменная соль, известняки, песчаники, конгломераты) характеризуются прочностью на сжатие от 6 до 120 МПа. Высокие прочностные свойства обусловлены наличием кристаллических связей, возникающих при раскристаллизации магмы или в процессе метаморфизма либо при цементации отложений (ангидрид, песчаники, брекчии и др.). Важной характеристикой скальных пород является их отношение к воде — размягчение и растворение. Такие породы, как гипс, каменная соль, растворимы в воде, другие только размягчаются. Особенно подвержены размягчению породы, содержащие в большом количестве глинистые минералы. При размягчении несущая способность резко уменьшается, снижается сопротивление сдвигу и повышается сжимаемость. Для многих скальных грунтов характерным является трещиноватость, которую необходимо учитывать при оценке прочности.

В целом скальные породы имеют, как правило, высокую прочность и устойчивость. Предел прочности этих грунтов при одноосном сжатии в водонасыщенном состоянии достигает 5 МПа.

Крупнообломочные грунты рассматриваются как осадочные несцементированные залежи обломков при полном отсутствии структурных связей (щебень, галечник, дресва, гравий). По ГОСТ 25100 — 82 выделяют валунный грунт (масса частиц крупнее 200 мм более 50%), галечниковый (масса частиц крупнее 10 мм более 50%) и гравийный (масса частиц крупнее 2 мм более 50%).

Прочность крупнообломочных грунтов зависит от слагаемых пород и плотности укладки. Наибольшую прочность имеют магматические породы, наименьшую — осадочные. Крупнообломочные грунты не поддаются уплотнению, обладают большой водопроницаемостью. В целом эти грунты являются надежным основанием зданий и сооружений.

Песчаные грунты относятся к классу осадочных несцементированных пород и представлены различными по крупности песками без структурных связей, обладают высокой водопроницаемостью, под давлением уплотняются незначительно. Рыхлые пески интенсивно уплотняются под воздействием фильтрующей воды и с помощью вибраторов. При действии нагрузки уплотнение их практически не зависит от влажности. Наибольшей прочностью обладают пески с преобладанием твердых, стойких к воде минералов (кварц, полевые шпаты и др.). В большинстве случаев песчаные грунты являются надежным основанием зданий и сооружений.

Глинистые грунты по ГОСТ 25200 — 82 относятся к группе осадочных несцементированных пород и образуют важней-

шую инженерно-геологическую группу грунтов. В зависимости от содержания глинистых частиц грунтам присваивается соответствующее название (табл. 3.2).

Таблица 3.2. **Классификация грунтов**

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц, %
Пески	До 3
Супесчаные	От 3 до 12
Суглинистые	„ 12 „ 18
Тяжелые суглинистые	„ 18 „ 25
Глины	Более 25

Содержание в грунтах глинистых минералов ввиду их огромной удельной поверхности обусловливает особый вид связи между грунтовыми частицами.

На свойства глинистых грунтов как дисперсных тел значительное влияние оказывает влажность, с увеличением которой, как правило, механические характеристики резко ухудшаются и зачастую приходится применять специальные меры по обеспечению устойчивости зданий и сооружений. Важное значение для строительных свойств глинистых грунтов имеет и минеральный состав, прежде всего наличие глинистых минералов монтмориллонитового ряда, активно взаимодействующих с водой своей поверхностью и внутренней частью кристаллических решеток. Следует отметить, что глинистые грунты являются наиболее распространенными основаниями зданий и сооружений. И тем более необходимо учитывать особенности их физико-механических свойств (большая и неравномерная сжимаемость под давлением, изменение свойств во времени и т. д.) и своевременно принимать меры по обеспечению устойчивости оснований.

К водно-физическим свойствам глинистых грунтов относится пластичность, набухание, усадка, размокание и липкость.

Усадкой называют свойства глинистых грунтов уменьшаться в объеме при высыхании. Грунт переходит в твердое или полутвердое состояние, появляются трещины и нарушаются структурные связи, прочность грунта резко снижается.

Набухание глинистого грунта обусловливается увеличением его объема при поглощении воды. Набухание сопровождается утолщением пленок связанной воды, увеличением расстояний между частицами и общим объемом грунта. Это вызывает развитие давления набухания, которое составляет 0,3... ...0,5 МПа, и тем самым представляет определенную опасность особенно для малонагруженных фундаментов.

Размокание характерно для глинистых пород, погруженных в воду. Интенсивность размокания зависит от структурных

особенностей глинистых грунтов и содержания в них глинистых частиц. В процессе размокания резко уменьшаются прочность и устойчивость.

Липкостью грунтов называется способность их прилипать к различным материалам, находящимся в соприкосновении с ними. Способность глинистого грунта прилипать к различным предметам обусловлена вязкостью пленок рыхлосвязанной воды. При строительной оценке глинистых грунтов липкость является отрицательным качеством.

Заторфованные грунты имеют различные свойства в зависимости от степени минерализации заторфованных слоев и вида залегания торфяных прослоек. Следует различать открытые торфы (сплошные торфяные залежи) и погребенные торфы, перекрытые слоями минеральных грунтов. По ГОСТ 25100 — 82 в зависимости от содержания органического вещества $I_{от}$ выделяются слабозаторфованные ($0{,}10 < I_{от} \leqslant 0{,}25$), среднезаторфованные ($0{,}25 < I_{от} \leqslant 0{,}40$) и сильнозаторфованные грунты ($0{,}40 < I_{от} < 0{,}50$). Осадки фундаментов на таких грунтах протекают очень медленно, при этом вследствие процесса минерализации органических включений и ползучести их скелета полного затухания осадок не происходит. Заторфованные грунты имеют высокую влажность, обладают существенной изменчивостью и анизотропией прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик.

Почвы по зерновому составу являются суглинками или супесями и образуются под воздействием всех видов выветривания. По определению В. В. Докучаева, почвы следует рассматривать как наружные (или дневные) горизонты горных пород, измененные совместным влиянием воды, воздуха и различного рода организмами. Мощность почвенного слоя, как правило, составляет 40...50 см. Почвы вследствие размокаемости, низкой прочности обычно не используются в качестве оснований сооружений. Исключение составляют погребенные почвы, залегающие в толщах лёссовых пород. Поскольку погребенные почвы значительное время находятся под давлением лёссового грунта, они по своим свойствам близки к вмещающим их породам и могут быть использованы в качестве оснований сооружений.

Искусственные грунты создаются в результате строительной и производственной деятельности человека или путем целенаправленного улучшения свойств определенных видов грунтов. Методами улучшения свойств грунтов занимается техническая мелиорация. Она широко применяется в строительстве в целях искусственного изменения инженерно-геологических свойств грунтов. По способу преобразования грунтов ГОСТ 25100 — 82 подразделяет все методы на уплотнение песчаных грунтов трамбованием, укаткой, осушением,

кольматацией и т. д. и уплотнение пылеватых и глинистых, биогенных грунтов и почв с использованием электроосмоса, поверхностно-активных веществ, оттаивания, трамбования и т. д. Искусственными являются также насыпные и намывные грунты.

Насыпные грунты могут специально создаваться в строительных целях (грунтовые подушки, насыпи, дамбы и др.) или образуются в результате производственной или культурно-бытовой деятельности человека. Значительное распространение имеют культурные слои, накопление которых происходит в результате отвалов при благоустройстве территории, производстве земляных работ и т. д.

Возможность использования насыпных грунтов в качестве оснований сооружений должна рассматриваться к каждом случае конкретно в зависимости от мощности слоя, плотности, состава и т. д. Что касается бытовых свалок, то возведение зданий на них чаще всего не представляется возможным.

Гидравлический способ укладки устройства *намывных* грунтов обеспечивает высокую плотность, близкую к природной. Такие грунты, как правило, являются надежным основанием зданий и сооружений.

Вопросы для самопроверки

1. Каковы основные инженерно-геологические свойства горных пород?
2. На какие классы подразделяются грунты?
3. Как подразделяются нескальные грунты?
4. Как определяется зерновой состав глинистых грунтов?
5. Как оценивается природное состояние песчаных и глинистых грунтов?
6. Какими водно-физическими свойствами характеризуются глинистые грунты?
7. Дайте строительную характеристику основным группам грунтов.

§ 3.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении методов гранулометрического анализа. Проведение такого анализа у песчаных грунтов производится сравнительно просто, поскольку применение метода рассеивания полностью решает проблему. А как быть с проведением гранулометрического анализа тонкозернистых грунтов, у которых размеры частиц менее 0,005 мм и предельная минимальная толщина ситовой ткани составляет 0,1 мм? Как и в предыдущем случае, надо поставить этот вопрос перед обучающимися и с их помощью, задавая наводящие вопросы и помогая при этом, прийти к выводу о необходимости подготовки глинистого грунта к анализу. Это необходимо для разъединения мельчайших частиц грунта друг от друга. Более сложным в данной проблемной ситуации является второй этап — определить метод гранулометрического анализа тонкозернистых грунтов. Для получения ответа на этот вопрос

надо подойти с помощью обучающихся к созданию сначала суспензии, а затем, используя законы физики (законов Стокса), провести гранулометрический анализ ареометрическим методом. В итоге определяется метод гранулометрического анализа тонкодисперсных грунтов, что и будет разрешением проблемной ситуации. Аналогичным образом можно рассмотреть проблемные ситуации и по другим вопросам главы.

Материал настоящей учебной главы имеет в основном описательный характер, но зато содержит большой объем новой информации. Поэтому **технические средства обучения** следует применять для проверки усвоения обучающимися учебного материала. С этой целью используем устройство ОП-14, о котором упоминалось ранее, или любое другое, позволяющее оценить степень понимания материала как каждым обучающимся, так и групп в целом. В качестве примера приведем один из возможных вопросов, исходя из содержания настоящей главы, и варианты ответов на него (один из которых является правильным).

Вопрос. Как оценивается природное состояние глинистых грунтов?

Варианты ответов: 1) определением природной влажности; 2) с помощью границ пластичности, оцениваемых влажностью на границе раскатывания и текучести; 3) определением показателя текучести, учитывающего природную влажность и границы пластичности; 4) путем определения числа пластичности.

При подготовке к учебным занятиям преподавателю представляется возможность выбрать по своему усмотрению те вопросы, которые позволяют с учетом ограниченного времени и содержания материала проверить его усвоение обучающимися.

Использование **внутрипредметных и межпредметных связей** можно рекомендовать при изложении следующих вопросов: а) излагая номенклатуру грунтов основания по ГОСТ 25100—82, можно освежить в памяти ранее изучаемый материал первой главы и вспомнить породы с жесткими структурными связями и при отсутствии их (осадочные несцементированные породы); б) при объяснении процесса набухания и усадки глинистых грунтов необходимо более подробно остановиться на физической сущности этих явлений, используя знания обучающихся из курса физики и химии; в) характеризуя глинистые грунты как основания зданий и сооружений, можно остановиться на определении их вида по числу пластичности, содержанию глинистых частиц (внутрипредметные связи). Следует охарактеризовать возможные отклонения и объяснить их причину; г) продолжая излагать характеристику глинистых грунтов, можно освежить в памяти основные свойства глинистых минералов и на этой основе рассмотреть физико-механические свойства глинистых грунтов.

Профессиональное и воспитательное значение материала главы определяется характеристикой основных групп грунтов оснований будущих зданий и сооружений. Следует подчеркнуть мысль о том, что в настоящее время в нашей стране ведется большое по объему строительство. При этом приходится строить не только на прочных грунтах (скальных, полускальных, крупнообломочных и др.), но и слабых, неустойчивых и сильносжимаемых (водонасыщенных глинистых, лёссовых просадочных, заторфованных и др.), тем более, что необходимо учитывать соответствующие постановления по ограничению использования пахотных земель, пригодных для сельского хозяйства. Это обязывает не только изучить возможные варианты инженерно-геологических условий строительных площадок, но и уметь их оценить, сделать правильные выводы и, самое главное, запроектировать такие основания, которые обеспечат устойчивость возводимых зданий и сооружений. Эта задача стоит не только перед будущим инженером, но и перед инженером-преподавателем, способным принимать самостоятельные инженерные решения и учить этому других.

Следует остановиться на ведущей роли отечественных ученых в становлении и развитии науки грунтоведения. К ним можно отнести таких ученых, как акад. Е. М. Сергеев, проф. М. М. Филатов, В. А. Приклонский.

Изучение вопросов инженерной геологии во многом способствует формированию мировоззрения будущего специалиста инженера-преподавателя. Необходимо использовать в качестве методической основы воспитательной работы материалы изучения общественных наук. Это обусловит идеологическую направленность учебного процесса, как это и требуется в соответствии с постановлением Пленума ЦК КПСС «Актуальные вопросы идеологической, массово-политической работы партии» (июнь 1983 г.).

Глава 4

ОСНОВЫ ГИДРОГЕОЛОГИИ

Наука, занимающаяся изучением подземных вод, их происхождением, физическими и химическими свойствами, законами движения, связью с атмосферными и поверхностными водами, носит название гидрогеологии.

§ 4.1. ВИДЫ ПОДЗЕМНЫХ ВОД И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

Подземные воды рассматриваются в зависимости от двух факторов — гидравлического и условий залегания. По гидравлическому подземные воды подразделяются на безнапорные и

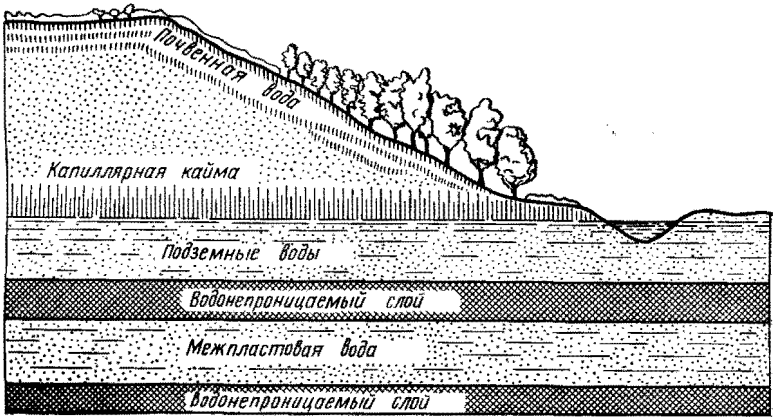


Рис. 4.1. Залегание почвенных, подземных и межпластовых вод

напорные, в зависимости от условий залегания — на почвенные и верховодку, грунтовые, межпластовые, жильные и трещинные воды, родники или источники.

Почвенные воды и верховодка залегают в самых верхних слоях земной коры. Почвенные не имеют водоупорного ложа и как бы подвешены в порах почвы вследствие капиллярных явлений. Характерные свойства их — сезонный характер, сезонные колебания температуры, наличие микроорганизмов и органических веществ (рис. 4.1). Верховодкой называют временное скопление подземных вод, возникающее главным образом в период обильных дождей и усиленной инфильтрации. Верховодка залегает на небольших линзах водонепроницаемых пород (в моренных отложениях) и на аллювиальных поймах. Линзы моренных отложений задерживают часть инфильтрующей воды и способствуют накоплению верховодки. Во втором случае она образуется вследствие слоистости аллювиальных отложений и скопления воды в слоях с меньшей водопроницаемостью.

Грунтовые — подземные воды постоянно существующего водоносного горизонта, залегающего на первом от поверхности водоупоре (рис. 4.1), характеризуются следующими особенностями: 1) имеют свободную поверхность, которая называется зеркалом или уровнем грунтовых вод, и водоупорное ложе. Они безнапорны, от земной поверхности залегают на 1...50 м; 2) питание их осуществляется за счет инфильтрации осадков и поступлений воды из водоемов и рек. Следует обращать внимание на предотвращение загрязнения грунтовых вод, поскольку площадь распространения ориентировочно совпадает с территорией их питания; 3) постоянно находятся в динамике, движении и образуют потоки в сторону общего уклона водоупорного слоя грунта; 4) глубина залегания грунтовых вод, их распростран-

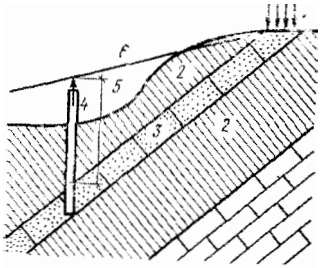


Рис. 4.2. Артезианская вода:

1 — область питания; *2* — водоупоры; *3* — водоносный слой; *4* — буровая скважина с фонтанирующей водой; *5* — высота напора; *6* — пьезометрический уровень

ние во многом зависят от геологических условий конкретной местности, климатических и геоморфологических факторов.

Межпластовые подземные воды залегают между двумя водонепроницаемыми слоями. По условиям залегания эти воды могут быть безнапорные (встречаются редко) и напорные, или артезианские, обусловленные залеганием водоносных слоев в виде синклиналей или моноклиналей (рис. 4.2). Напор подземных вод создается залеганием отдельных частей водоносных горизонтов на различных высотных отметках. Может быть несколько напорных горизонтов, каждый из которых имеет область питания и пьезометрический уровень. Геологические структуры больших размеров с наличием артезианских вод называются артезианскими бассейнами. Они играют большую роль в снабжении населения питьевой водой. *Трещинные* воды относятся к тектоническим образованиям, *жильные* передвигаются в размытых трещинах осадочных пород и тектонических образованиях. По характеру залегания жильные и трещинные воды относятся к грунтовым или межпластовым водам и имеют небольшую мощность водотоков. *Родниками или источниками* называются выходы подземных вод на поверхность. Их образование обусловливается пересечением водоносного горизонта с поверхностью рельефа.

По происхождению подземные воды подразделяются на инфильтрационные, конденсационные, седиментационные, ювенильные.

Инфильтрационные образуются в результате выпадения атмосферных осадков и инфильтрации воды из рек, водохранилищ и т. д.; *конденсационные* обусловлены конденсацией и выпадением паров воды из воздуха и за счет пополнения подземных вод; *седиментационные* возникают вследствие отжатия воды из горных пород и грунтов при уплотнении; *ювенильные* проникают в поверхностные горизонты земной коры из недр Земли и обусловлены конденсацией паров магмы. Так возникают различные минеральные источники, которые отличаются повышенной температурой и высокой минерализацией.

Химический состав подземных вод определяется в каждом конкретном случае с помощью химического анализа. Растворенные в воде различные газы (O, CO_2, CH_2, H_2S и др.) обусловливают степень пригодности воды для питьевых и технических

нужд. По содержанию растворенных солей подземные воды подразделяются на пресные (содержание растворенных солей $\leqslant 1$ г/л), солоноватые (1...10 г/л), соленые (10...50 г/л) и рассолы (50 г/л). Следует заметить, что питьевая вода должна содержать не более 1 г/л растворенных солей.

Соли в подземных водах придают им такие свойства, как жесткость и агрессивность. *Жесткость* воды обусловливается наличием растворенных солей кальция и магния и оценивается в настоящее время количеством миллиграмм-эквивалентов кальция и магния (1 мг-экв соответствует содержанию в 1 л воды 20,04 мг иона кальция или 12,6 мг иона магния). *Агрессивность* подземных вод оказывает отрицательное воздействие на металл и бетон. Различают следующие виды агрессии: 1) выщелачивающая — происходит растворение и вымывание из бетона извести; возникает при малом содержании в воде ионов HCO_3^-; 2) общекислотная — обусловливается низким значением водородного показателя pH, в результате чего происходит растворение извести бетона; 3) углекислотная — является результатом воздействия углекислоты CO_2; 4) сульфатная — характерна при наличии в воде сульфата SO_4^{2-}. Это обусловливает кристаллизацию новых соединений, которая приводит к увеличению объема и разрушению бетона; 5) магнезиальная — аналогична сульфатной, приводит к разрушению бетона при контакте с водой, содержащей высокое количество Mg^{2+}.

Для борьбы с агрессивностью воды применяют специальные цементы, производят гидроизоляцию подземных конструкций, понижают уровень грунтовых вод и т. д.

§ 4.2. РЕЖИМ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Изучение режима подземных вод необходимо для решения многих задач, в том числе по проектированию и возведению зданий и сооружений. Рассматривается совокупность изменений, связанных с положением уровня, температуры, химического состава, характера поверхности и т. д.

Основными причинами колебания уровня подземных вод являются метеорологические факторы, гидрогеологические условия, колебания земной коры, производственная и строительная деятельность человека. Главнейшим из метеорологических факторов является количество атмосферных осадков. Гидрогеологические условия обусловливаются влиянием на уровень подземных вод имеющихся водохранилищ и рек, особенно паводков. В хорошо фильтрующихся песках зоны влияния паводков достигают 1...2 км. На уровень подземных вод значительное влияние оказывают колебания земной коры, при этом поднятие суши приводит к повышению уровня подземных вод и наоборот. На режим подземных вод влияют искусственные факторы —

возведение плотин, ирригационных сооружений, водозаборов подземных вод, утечка воды из водопроводов и т. д. Их влияние зависит от гидравлических условий района, интенсивности и продолжительности воздействия. Возведение зданий, сооружений обычно изменяет гидрологические условия участка, приводит к повышению уровня подземных вод, затоплению подвалов и подземных коммуникаций. Особенно это заметно при относительно неглубоком залегании водоупорных пород. В отдельных районах нашей страны интенсивность подъема уровня подземных вод составляет 0,8... 1,2 м в год.

Для наблюдения за режимом уровня подземных вод производится замер глубины их залегания. Чаще всего это выполняется в период инженерно-геологических изысканий. Необходимо наблюдать за режимом подземных вод во время строительства и в период эксплуатации сооружения (постоянные наблюдения). Для определения залегания уровня подземных вод используются буровые скважины — одиночные или групповые (по сетке или створам). На основе гидрогеологической съемки и стационарных наблюдений составляются гидрогеологические карты. Одна из них — *карта гидроизогипс,* на которую наносятся поверхности подземных вод. Гидроизогипсы — линии, соединяющие точки с равными отметками поверхности подземных вод. Карта гидроизогипс датируется и привязывается к определенному сезону, что позволяет судить о динамике подземных вод. Масштаб таких карт колеблется в пределах от 1 : 10 000 до 1 : 200 000. Гидроизогипсы строят на топографической основе методом интерполяции через 1, 2 или 5 м. Используются они при проектировании водоснабжения, сооружении гидроузлов, выборе площадки строительства инженерных сооружений. *Карта изопьез* — карта поверхности напорных вод. Изопьезы (пьезоизогипсы) — линии, соединяющие точки с одинаковыми абсолютными отметками пьезометрического уровня. По карте изопьез можно определить направление движения артезианского потока, величину напора, глубину залегания, пьезотермический уклон и т. д. *Карта изобат* — карта глубины залегания подземных вод. Гидроизобатами называются линии равных глубин, построенных по результатам их замеров по скважинам.

Гидрохимические карты отображают изменения минерализации, химических типов подземных вод, их жесткости, агрессивности и т. д. Цель составления таких карт — оценка качества подземных вод для питьевого и хозяйственного водоснабжения, выявления возможного отрицательного влияния на инженерные сооружения.

§ 4.3. ОСНОВНЫЕ ЗАКОНЫ ДВИЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Передвижение воды в горных породах во многом зависит от свойств самих горных пород и насыщения их водой.

Как известно, движение воды может быть ламинарным и турбулентным. Ламинарное движение воды подчиняется основному закону фильтрации. Он установлен на основе опытов фильтрации воды в песках и сформулирован французским инженером Дарси. Этот закон является универсальным для расчета движения воды в горных породах. Свободная вода перемещается в горных породах по общим закономерностям движения жидкости. В нескальных породах движение жидкости происходит по типу ламинарного течения. Общее количество воды, фильтрующееся через поперечное сечение породы в единицу времени, прямо пропорционально размерам этого сечения, падению напора и обратно пропорционально длине фильтрации на данном участке:

$$Q=k_{\Phi}\Delta HA/l, \tag{4.1}$$

где Q — количество воды, протекающее в единицу времени; k_{Φ} — коэффициент фильтрации; ΔH — падение напора на длине пути фильтрации; l — длина пути фильтрации потока; A — площадь поперечного сечения потока.

Отношение падения напора на длину фильтрации называют гидравлическим уклоном (гидравлическим градиентом) $I=\Delta H/l$. Если принять площадь поперечного сечения за единицу, то удельный расход воды

$$q=Q/A=k_{\Phi}I. \tag{4.2}$$

Отношение Q/A получило название скорости движения воды в грунтах. Тогда

$$v=Q/A=k_{\Phi}I. \tag{4.3}$$

Действительная скорость движения воды в порах грунта может быть получена путем отнесения расхода воды к сумме площади отверстий (пор), по которым движется вода:

$$v'=Q/An=q/n=k_{\Phi}I/n, \tag{4.4}$$

где v' — скорость движения воды в порах грунта.

Однородные подземные потоки в плане подразделяются на плоские и радиальные. *Плоским* называется поток грунтовых вод, у которого струйки воды параллельны. Плоский поток образуется при движении воды к реке или из оросительного канала в сторону оврага, радиальный направлен по радиусу к скважине при откачке воды или по радиусу от нее при нагнетании.

Простой формой движения потока подземных вод у нескольких пород является установившееся равномерное движение, которое имеет место при равномерном уклоне водоупорного

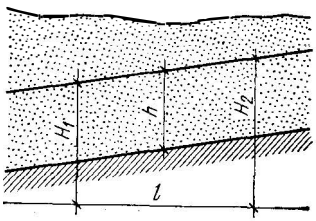


Рис. 4.3. Установившееся равномерное движение грунтового потока

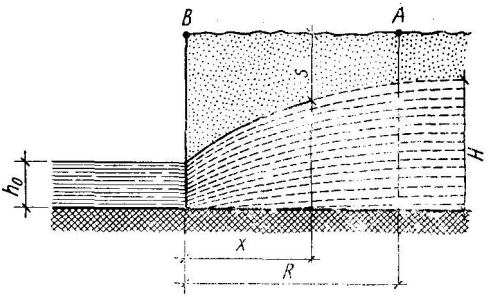


Рис. 4.4. Кривая депрессии грунтового потока:
R — расстояние до первоначального уровня воды

слоя и постоянном сечении потока (рис. 4.3). Расходы воды

$$Q=k_{\Phi}Bh(H_2-H_1)/l, \qquad (4.5)$$

где B — ширина потока.

Если водоупорное ложе имеет неравномерный уклон или совсем его не имеет, то установившееся движение будет неравномерным и продольное сечение потока приобретает криволинейное очертание (рис. 4.4). Кривая депрессии в данном случае рассматривается как линия пересечения поверхности воды в потоке с продольной вертикальной плоскостью.

Рассмотрим уравнение плоского потока для установившегося неравномерного движения. В точке с координатами x и y оно имеет вид

$$y^2-h_0^2=2Qx/(Bk_{\Phi}). \qquad (4.6)$$

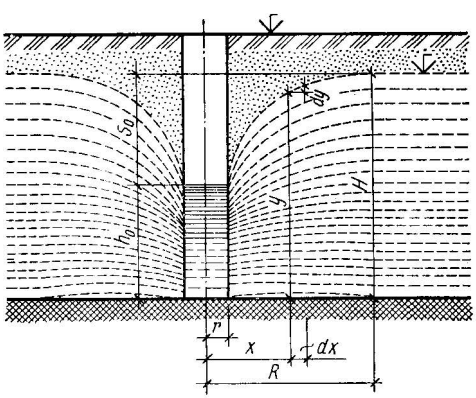


Рис. 4.5. Депрессионная кривая грунтового колодца:
H — первоначальный уровень; h_0 — пониженный уровень воды в колодце; S_0 — величина понижения уровня воды; r — радиус колодца; R — радиус депрессии

Это уравнение позволяет определить расход подземного плоского потока и расход свободного природного потока воды к горизонтальным выработкам (водосборные каналы, штольни и др.). При *радиальном* потоке подземных вод линии движения не параллельны и могут быть сходящимися или расходящимися. Это имеет место при движении подземных вод к водосборному колодцу (рис. 4.5).

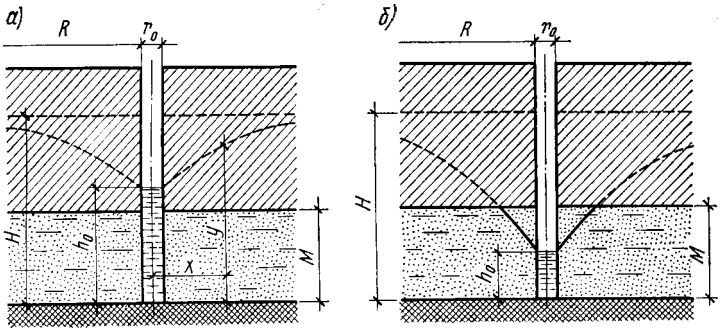


Рис. 4.6. Депрессионные воронки:
а — при малой откачке воды из колодца; *б* — при интенсивной откачке воды

При установившемся движении и отсутствии подпитки воды сверху и снизу объем просачивающейся воды в колодец равен объему воды, проходящей через поверхность цилиндрической формы, концентрическую с поверхностью колодца (рис. 4.6).

Уравнение движения радиального потока

$$y^2-y_1^2=Q(\ln x-\ln x_1)/(\pi k_\Phi). \qquad (4.7)$$

Рассмотрев две точки с известными значениями x и y (первая у стенки колодца — $x=r_0$, $y=h_0$ — и вторая, где уровень воды неподвижен, — $x=R$, $y=H$) и переведя натуральные логарифмы в десятичные, определим дебит колодца

$$Q=1{,}366k_\Phi(H^2-h_0^2)/(\lg R-\lg r_0). \qquad (4.8)$$

Аналогично можно выявить закономерность притока напорных вод. Рассмотрим два основных случая.

Первый — при откачке воды из колодца в небольших объемах (уровень ее в нем будет выше кровли водоносного горизонта). Такой колодец называется *артезианским* (рис. 4.6,*а*). Приток воды в данном случае происходит по цилиндрической поверхности высотой, равной толщине водоносного слоя. Дебит колодца определяется по формуле

$$Q=2\pi Mk_\Phi(H-h_0)/(\lg R-\lg r_0)=2BMk_\Phi S/(\lg R-\lg r_0). \qquad (4.9)$$

Второй — при значительной откачке воды (уровень ее в колодце опустится ниже уровня водоносного горизонта, рис. 4.6,*б*). Такой колодец называется *грунтово-артезианским*. В данном случае происходит снижение напора в пределах водоупорной кровли, поэтому для определения водопритока к артезианскому колодцу можно использовать выражение

$$Q=2\pi k_\Phi M(H-M)/(\ln R-\ln a). \qquad (4.10)$$

Отсюда

$$\ln a = \ln R - 2\pi k_\Phi M(H-M)/Q. \qquad (4.11)$$

При $x \leqslant a$ снижение напора в пределах водоносного горизонта будет характерным, и образуется воронка осушения. В этом случае водоприток к грунтовому колодцу

$$Q = (M^2 - h_0^2)\pi k_\Phi / (\ln a - \ln r_0). \qquad (4.12)$$

Подставив выражение (4.11) и заменив натуральные логарифмы десятичными, получим окончательную зависимость для определения водопритока

$$Q = 1{,}366 k_\Phi (2H - M) - h_0^2 / (\lg R - \lg r_0). \qquad (4.13)$$

§ 4.4. РАСЧЕТ ПРИТОКА ВОДЫ В СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОТЛОВАНЫ

Строительные котлованы могут иметь в плане различную конфигурацию и различные размеры. Среди них можно выделить два основных случая, имеющих наибольшее распространение: с отношением длины котлована к его ширине менее 10 : 1 и с отношением этих сторон более 10 : 1. В первом случае котлован рассматривается как условный большой колодец, во втором — как канава больших размеров. Расчет дебита в последнем случае практически ничем не отличается от расчета водопритока в обычную горизонтальную выработку, при этом надо учесть его двусторонний характер. Окончательный выбор метода расчета осушения котлована зависит от конкретных инженерно-геологических условий. Здесь могут быть выделены следующие основные случаи.

1. Толща грунтов водоносного горизонта прорезается котлованом, подошва которого входит в водонепроницаемые грунты (рис. 4.7,*а*). В этом случае водоприток можно определить по формуле

$$Q = k_\Phi L \frac{h_1 + h_2}{2} \frac{H - H_2}{R}, \qquad (4.14)$$

где L — длина дрены.

2. Котлован прорезает всю толщу водоносных горизонтов и упирается в водоупорный слой (рис. 4.7,*б*). Водоприток можно рассчитать как приток воды к большому колодцу.

3. Водоносный горизонт не полностью прорезается котлованом, в этом случае котлован надо рассматривать как колодец больших размеров с притоком воды через стенки и дно (рис. 4.7,*в*). Здесь важно выдержать условие, согласно которому напор на дно котлована должен быть меньше массы грунта с учетом взвешивающего действия воды. Если это не будет соблюдено, котлован размоется водой и станет непригодным для возведения зданий и сооружений. Тогда следует осуществить

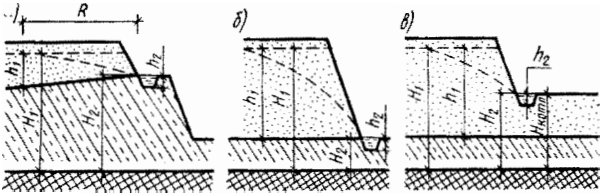


Рис. 4.7. Схема устройства строительных котлованов (по А. М. Пешковскому)

глубинный отлив с помощью системы водопонизительных скважин. Водоприток можно рассчитать по формуле притока к большому колодцу.

Важной характеристикой водопроницаемости грунтов является *коэффициент фильтрации*. Существующие методы определения этой характеристики можно подразделить на расчетные, лабораторные и полевые. Расчетным путем коэффициент фильтрации определяется по эмпирическим формулам в зависимости от гранулометрического состава, пористости и др. В качестве примера приведем формулу для определения коэффициента фильтрации песков (по Н. Н. Маслову):

$$k_{\Phi}=1000d_{10}^{2}, \qquad (4.15)$$

где d_{10} — диаметр частиц, меньше которого в песке содержится 10%.

В лабораторных условиях опыты проводятся на образцах двух типов: необжатых давлением и находящихся под определенным давлением. Сущность опытов заключается в следующем: испытываемую породу помещают в цилиндрический сосуд, через нее под напором пропускают воду и замеряют расход Q, время t и гидравлический градиент I. По результатам опытов коэффициент фильтрации определяют по формулам (4.2) и (4.3): для песчаных грунтов — в приборе Тима-Каменского, для глинистых — в приборе типа ПВГ. Как правило, образцы глинистых грунтов испытывают под нагрузкой с ненарушенной структурой.

Полевые методы определения коэффициентов фильтрации можно разделить на две группы: первая базируется на изучении зависимости между расходом грунтового потока и понижением уровня воды в толще грунта путем откачки воды из центральной выработки и наблюдением за уровнем ее в скважинах; вторая группа основывается на установлении истинной скорости фильтрации воды в грунте по порам в зависимости от действующего градиента.

Коэффициенты фильтрации зависят от особенностей породы, коэффициентов пористости и изменяются от $5\cdot10^{-4}$ м/сут для

практически водонепроницаемых пород (глины и др.) до 50... ...500 м/сут для хорошо водопроницаемых пород (пески средней крупности и т. д.).

Вопросы для самопроверки

1. Что изучает гидрогеология?
2. Какие существуют виды подземных вод?
3. Как подразделяются подземные воды по видам агрессивности?
4. Что называется режимом подземных вод?
5. Какие существуют виды гидрогеологических карт?
6. Что собой представляют плоский и радиальный потоки?
7. Какими уравнениями описывается движение плоского и радиального потоков?
8. Как определяется водоприток в строительные котлованы?
9. Что называется коэффициентом фильтрации грунта и какими методами он определяется?

§ 4.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно рассмотреть при изложении видов воды в зависимости от условий залегания, в частности образования верховодки. Сказав о том, что верховодка образуется как временное скопление воды, можно задать такой вопрос обучающимся: каким образом может образоваться верховодка? Вопрос не простой, тем более, что объем знаний по инженерной геологии у них пока недостаточен. Однако при ответе на этот вопрос им надо хорошо подумать (причем в сравнительно короткое время), используя пространственное воображение, накопленные знания по другим предметам. Преподавателю надо оказать помощь обучающимся по моделированию этого процесса.

Если верховодка является временным скоплением воды, то что может быть источником питания? Наверное, в первую очередь атмосферные воды. Такими или аналогичными вопросами надо активизировать мышление обучающихся и с их помощью найти правильный ответ.

При рассмотрении межпластовых подземных вод можно создать проблемную ситуацию, характеризуя артезианские напорные воды. Этот материал близок обучающимся, поскольку многие из них знают или слышали об артезианских водах как источнике водоснабжения. Можно задать такой вопрос: при каком залегании межпластовых вод возникает напор? Ясно одно, что при горизонтальном залегании слоев воды никакого напора не будет, поэтому ни о какой артезианской скважине не может быть и речи. Здесь надо включить в работу обучающихся и с их помощью сконструировать тот вариант ответа, при котором межпластовые воды станут напорными и тем самым создадутся условия для устройства артезианской скважины.

Материал настоящей главы несет в себе много информации, насыщен формулами и рисунками, поэтому необходимо применение **технических средств обучения и контроля.**

Ряд рисунков обладает некоторой сложностью и требует значительного времени для вычерчивания на доске. К таким следует отнести рис. 4.1 (залегание почвенных, грунтовых и межпластовых вод), рис. 4.2 (артезианская вода), рис. 4.6 (схема устройства строительных котлованов). Эти рисунки следует изображать с помощью кодоскопа, что позволит преподавателю уделить больше внимания объяснению учебного материала. Что касается остальных — рис. 4.3; 4.4; 4.5, то они сравнительно просты и их следует вычерчивать на доске в процессе чтения лекции.

Некоторые вопросы этой главы представляют определенную трудность для обучающихся (§ 4.3; 4.4), поэтому можно воспользоваться одним из устройств программированного контроля и проверить усвоение обучающимися этого материала.

Можно рекомендовать следующие **внутрипредметные и межпредметные связи:** излагая химический состав подземных вод и особенно их агрессивность, полезно сделать небольшой экскурс в курс химии: остановиться на характеристике таких соединений, как соли кальция и магния, влияющих на жесткость воды. Следует подробнее рассмотреть агрессивность подземных вод и характер протекающих при этом химических реакций; объясняя сущность гидрогеологических карт, можно провести аналогию с состоянием ситуационных планов, геодезических карт на основе тахеометрических съемок и т. д., изучаемых в курсе инженерной геодезии; используя курс гидравлики, есть смысл более подробно остановиться на отдельных терминах, применяемых в гидрогеологии: ламинарном и турбулентном течении, плоском и радиальном потоках, кривой и радиусе депрессии, дебите, гидравлическом градиенте и т. д.

При изложении материала главы следует обратить внимание обучающихся на важное **профессиональное** значение изучаемых вопросов. Действительно, с одной стороны, подземные воды позволяют решить такие жизненно необходимые вопросы, как обеспечение населения питьевой водой, с другой — подземные воды во многих случаях осложняют строительство зданий и сооружений. Нет необходимости доказывать, что строительство одного и того же здания в сухих и обводненных грунтах имеет колоссальную разницу. Строительные работы при высоком стоянии подземных вод проводятся со значительным удорожанием, при этом необходимо разработать мероприятия по сохранению природной структуры грунтов. Поэтому значение расчетов водопритоков в строительные котлованы трудно переоценить.

Следует отметить также, что наука гидрогеология прямо связана с вопросами охраны окружающей среды. Охрана под-

земных источников от всякого рода промышленных и бытовых отбросов — задача каждого коллектива и каждого гражданина нашей страны. Запасы подземных вод большие, но они не являются неиссякаемыми и их надо беречь. Особо следует остановиться на утечке воды из водоводов, строительстве ирригационных сооружений, мелиорации. Они обусловливают повышение уровня подземных вод и тем самым наносят значительный непоправимый вред устойчивости существующих зданий и сооружений. Восстановление и реконструкция таких зданий стоят очень дорого и сопряжены с большими трудностями.

Глава 5

ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДИНАМИКИ

В инженерной геологии большое внимание уделяется изучению геологических процессов — сейсмических явлений, эрозии, суффозии, оползней, карста и т. д., которые оказывают существенное влияние на выбор конструкции инженерного сооружения, способов его возведения. Необходимо учитывать и то, что инженерные сооружения активно влияют на инженерно-геологические процессы и могут внести в них существенные изменения.

§ 5.1. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ

Сейсмические явления (землетрясения) порождаются сильными и внезапными нарушениями сплошности, разрывами и разломами, а также смещениями в земной коре. Землетрясения являются грозным явлением природы и характерны для районов геосинклиналей с современными горообразовательными процессами. По своей природе они подразделяются на денудационные, вулканические, тектонические и техногенные.

Денудационные происходят на определенной глубине от земной поверхности и обусловлены разрушением природных сводов в подземных пустотах. Такие землетрясения характерны для карстовых районов, но могут возникнуть и на поверхности земли. Они, как правило, распространяются на небольшие расстояния и характеризуются незначительными колебательными движениями земной коры. *Вулканические* имеют место при извержении вулканов и обусловлены обрушением кровли, стенок больших пустот, образующихся при выходе извергающейся лавы. Такие землетрясения распространяются так же, как и денудационные, на небольшие расстояния, но интенсивность их колебательных движений больше. *Тектонические*

кие возникают вследствие тектонических процессов земной коры, некоторые отличаются большой разрушительной силой и распространяются на большие площади. Такие колебательные движения рассматриваются как основной вид землетрясений. *Техногенные,* или инженерные, происходят в результате инженерной деятельности человека; к ним относятся ядерные и обычные подземные взрывы, создание глубоких подземных водохранилищ и связанное с ним быстрое заполнение горных ущелий водой и т. д.

Гипоцентром называется центр очага землетрясения в недрах Земли, где происходит разрыв земной коры. Гипоцентр может находиться на глубине 50 ... 700 км. *Эпицентром* называется проекция гипоцентра на земную поверхность. Если эпицентр располагается на дне моря, то такие землетрясения называются моретрясением, или *цунами.*

При землетрясениях возникает давление на горные породы, которое вызывает продольные и поперечные колебания земной коры. Поперечные сейсмические волны распространяются только через твердую среду горных пород, продольные — по твердым, жидким и газообразным фазам горных пород, преломляясь и частично отражаясь на границе раздела двух сред. Продольные волны обусловливают расширение и сжатие пород в направлении их движения, при этом их скорость зависит от вещества породы. Перпендикулярно продольным распространяются поперечные волны, они в породах вызывают деформацию сдвига. Скорость распространения поперечных волн значительно меньше, чем продольных. Поверхностные волны распространяются на поверхности земли и расходятся от эпицентра во все стороны. По своей природе эти волны являются волнами тяжести и подобны морским валам. Скорость распространения этих волн меньше, чем у поперечных, однако по силе воздействия на сооружения эти волны оказывают не менее пагубное влияние, чем поперечные.

Обычно землетрясения продолжаются в течение нескольких секунд, реже — несколько минут. Силу землетрясения измеряют в баллах в зависимости от максимального относительного смещения сферического упругого маятника X_0. Для этого разработана специальная шкала в пределах от 6 до 9 баллов (табл. 5.1).

Таблица 5.1. **Шкала силы землетрясения**

Сила землетрясения, баллы	Максимальное относительное смещение сферического упругого маятника сейсмометра X_0, мм	Сила землетрясения, баллы	Максимальное относительное смещение сферического упругого маятника сейсмометра X_0, мм
6	1,1...2,0	8	4,1...8,0
7	2,1...4,0	9	8,1...16,0

Интенсивность землетрясений на основе исследований С. В. Медведева зависит от особенностей слагающих пород. Основными из них являются скорость распространения продольных волн и сейсмическая жесткость. Последняя равна произведению скорости распространения продольных волн на массу в единице объема породы. В породах, характеризующихся небольшой скоростью распространения продольных сейсмических волн, землетрясения будут проходить с бо́льшими колебаниями земной поверхности и их балльность будет выше. При наличии подземных вод с глубиной их залегания 1 ... 10 м землетрясение более интенсивное.

Землетрясения оказывают существенное влияние на устойчивость зданий и сооружений, их необходимо учитывать при проектировании и строительстве. В соответствии со шкалой силы землетрясений (табл. 5.1) здания, возведенные без учета сейсмических явлений, подразделяются на три группы: группа А — здания из глинобитных стен (саман, кирпич-сырец и т. д.); группа Б — здания каменные; группа В — здания деревянные. Одновременно классифицируется степень повреждения и разрушения частей зданий, происшедших в результате землетрясений. Эта классификация, которая является несколько условной, выглядит следующим образом: 1) легкие повреждения — характерны тонкие трещины в штукатурке, кладке печей и т. д.; 2) значительные повреждения — откалывание штукатурки и трещины большей величины, повреждение дымовых труб и появление трещин в стенах; 3) разрушения — расслоение каменной кладки, обрушение карнизов, парапетов, дымовых труб, обвалы штукатурки, трещины значительных размеров в стенах; 4) обвалы — практически полное разрушение зданий, сопровождающееся обрушением стен, перекрытий, кровли и т. д.

Для учета сейсмических явлений при проектировании и возведении зданий и сооружений произведено сейсмическое районирование территории нашей страны. Выделены зоны с проявлением землетрясений определенной балльности и на этой основе составлена сейсмическая карта (рис. 5.1). В этой карте учтена сейсмичность со средними грунтовыми условиями—песчано-глинистыми отложениями и уровнем стояния грунтовых вод на глубине 6 м и более. В конкретных условиях, с учетом инженерно-геологических условий данной местности, расчетная балльность строительной площадки должна быть уточнена.

Влияние землетрясений на здания и сооружения должны учитываться при 7 баллах и более. Для этого рассчитывается особое силовое воздействие, которое называется сейсмической нагрузкой.

Изучение сейсмических явлений позволило определить закономерности в распределении очагов землетрясений. На этой основе земная поверхность подразделяется на зоны сейсмичес-

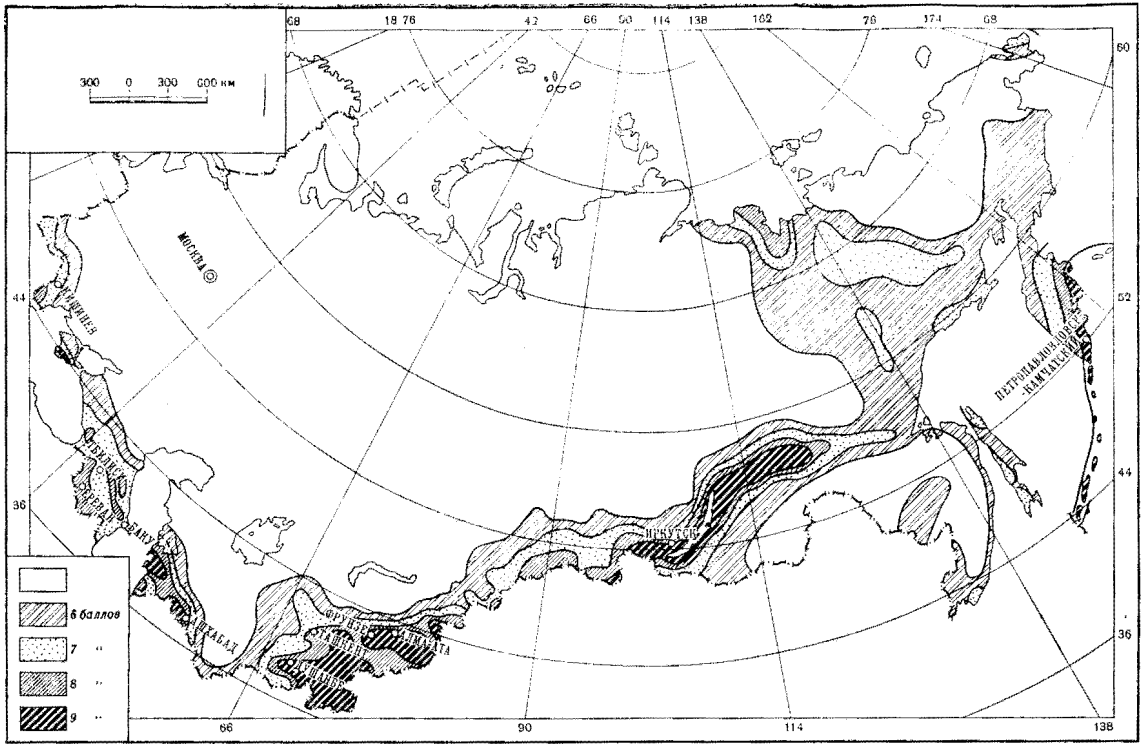


Рис. 5.1. Схема сейсмического районирования СССР

Рис. 5.2. Оползень в долине р. Ясман (Ханское землетрясение, 1949, фото В. Преснухина)

кие, асейсмические и несейсмические. *Сейсмические* рассматриваются как области периодически происходящих землетрясений; *асейсмические* — в которых землетрясения происходят очень редко (степные районы Западной Сибири, Северная Сибирь и т. д.); в *несейсмических* зонах землетрясения являются редчайшим исключением. Формы землетрясений весьма многообразны. Под массами обрушившейся земли гибнут целые селения. Происходит это в результате оползней и обвалов, при этом объемы обрушившейся земли достигают гигантских размеров (рис. 5.2). Оползни и обвалы при землетрясении — частое явление. Примером этому может служить сравнительно слабое землетрясение в долине реки Зеравшан (Таджикская ССР), происшедшее в 1964 г., во время которого обрушилось 25 млн. $м^3$ породы, в основном песчаников. При этом русло реки было завалено естественной дамбой высотой 120 м. В связи с угрозой прорыва дамбы были приняты экстренные меры по безопасному спуску воды.

Сейсмические явления изучает специальная наука, которая называется *сейсмологией*. В нашей стране создана сеть сейсмических станций, которые ведут постоянные наблюдения за сейсмическими толчками. Эти наблюдения осуществляются с помощью специальных приборов — сейсмографов и сейсмометров. Они позволяют не только определить очаги землетрясения, но и установить их интенсивность.

§ 5.2. ПРОЦЕССЫ ВЫВЕТРИВАНИЯ И ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ ВЕТРА

Процессом выветривания называют разрушение и изменение горных пород под воздействием колебания температуры, замерзания воды в пустотах и трещинах горных пород, а также под влиянием углекислоты, кислорода и различных организмов. Основной особенностью выветривания можно назвать по-

степенное разрушение верхних слоев литосферы, в результате чего минералы и горные породы изменяют свой химико-минералогический состав, дробятся и, как следствие, ухудшаются их строительные свойства. Процессы выветривания приводят к образованию коры выветривания, в состав которой входят горные породы, видоизмененные выветриванием, и продукты их разрушения (рис. 5.3).

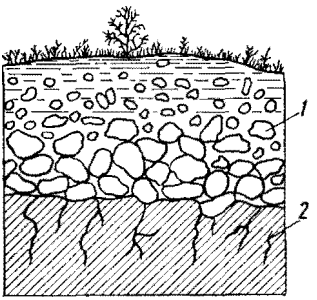


Рис. 5.3. Выветривание горных пород (по В. П. Ананьеву):
1 — кора выветривания; *2* — коренная порода

В процессе выветривания горные породы подвергаются физическому (механическому), химическому и биологическому разрушению.

Физическое происходит преимущественно без существенного изменения минерального состава горных пород. Температурные колебания зимой и летом, днем и ночью обусловливают попеременное расширение и сжатие горных пород, что приводит к ослаблению сцепления между минеральными зернами и их растрескиванию. Большему разрушению подвергаются крупнозернистые разности и мономинеральные породы, состоящие из анизотропных минералов. Расширению и сжатию подвержены в основном зерна поверхностных частей горных пород, что приводит к постепенному отслаиванию, чешуйчатому шелушению горных пород, их десквамации. Температурные разрушения особенно интенсивны на территориях с резкоконтинентальным и сухим климатом. Большую разрушительную силу имеет вода, находящаяся в трещинах и пустотах горных пород. Увеличиваясь в объеме при замерзании (примерно на 9%), вода создает большое давление на стенки горных пород (до 200 МПа). Это приводит к расширению и углублению трещин, разрушению горных пород. Раздробленность горных пород усиливают и корни растений, землерои и земляные черви. Физическое выветривание горных пород приводит к их механическому раздроблению, образованию обломков различной величины и формы. Под влиянием силы тяжести они перемещаются вниз, образуя каменные потоки, конусы осыпания или осыпи у подножия склонов.

Химическое выветривание происходит под воздействием паров и газов воздуха, воды, содержащей кислород, углекислый газ, соли и различные органические кислоты. Выражается в окислении, гидратации, растворении, карбонизации, гидролизе и ряде других процессов. Химическое воздействие воды с растворенными в ней веществами приводит к изменению состава пород и появлению вторичных минералов.

Значительное влияние оказывает деятельность живых организмов и растений — *биологическое* выветривание. Химическое воздействие их выражается в выделении углекислоты, аммиака и других соединений, разрушающих горные породы. Химические процессы характерны для территорий с концентрацией влаги и тепла, обилием растительности, т. е. в субтропиках, тропиках, экваториальной зоне. На поверхности земли наиболее распространены процессы химического выветривания силикатов, входящих в состав основной части большинства горных пород.

Все процессы химического, биохимического и физического характера воздействуют на горные породы одновременно. Степень влияния каждого из процессов зависит от климата, рельефа и гидрогеологических условий. Климат существенно определяет тип выветривания. Осадками выветривания горных пород является *элювий* — остаточные продукты выветривания горных пород. Они обладают неоднородностью состава и крупностью слагающихся частиц (рис. 5.4). Элювиальные грунты как основания зданий и сооружений имеют некоторые особенности. Устройство котлованов и неизбежное появление в них производственных и бытовых вод способствуют активизации химических процессов и могут обусловить неравномерные деформации. Следует обращать внимание и на степень вы-

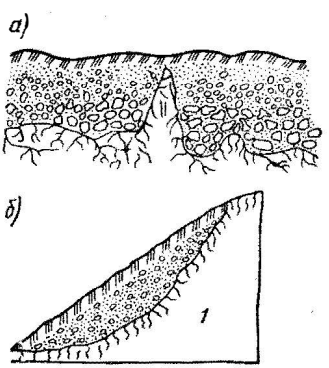


Рис. 5.4. Элювиальные отложения:

а — элювиальная толща; *б* — конус осыпания; *1* — коренные породы

Рис. 5.5. Останцы (по В. П. Ананьеву)

ветрелости элювиальных грунтов. *Эоловыми* называются континентальные отложения и формы рельефа, обусловленные ветром. В результате разрушительной деятельности ветра происходит *дефляция* (выдувание) тонких частиц пород и *коррозия* — механическая обработка поверхности горных пород с помощью переносимых твердых частиц пород. Совместные действия дефляции и коррозии разрушают не только мягкие, но и твердые породы. Эти процессы формируют причудливые формы рельефа — останцы (в виде столбов, грибообразных форм и т. д., рис. 5.5). Эоловые песчаные отложения образуются по берегам морей, озер, рек и в пустынях в виде вытянутых валов нанесенного песка — *дюн* и *барханов.* Дюны и барханы после достижения определенных размеров перемещаются в направлении господствующих ветров и обусловливают эоловую трансрегрессию. В этом случае должны применяться мероприятия по борьбе с движущимися песками. Пылеватые и глинистые частицы оседают из воздуха в тех областях, где сила ветра ослабевает. Они образуют структуру с вертикальными порами, образованными отгнившими корнями растений, различными ходами термитов, кротов и др. Эоловые пылевато-глинистые отложения, содержащие 30...80% пылеватых и 10...20% глинистых частиц, обладают ярко выраженной макропористостью. При увлажнении и под нагрузкой они обладают просадочными свойствами. По своим свойствам эоловые пылевато-глинистые отложения относятся к лёссовым породам.

§ 5.3. ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ ТЕКУЧИХ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

Большую геологическую работу совершают текучие поверхностные воды. Распространяясь по поверхности земли в сторону падения рельефа, вода разрушает горные породы, переносит их и откладывает продукты разрушения. Этот процесс носит название *эрозии.* Широкое распространение имеет процесс плоскостного смыва частиц грунта, который называется *делювиальным.* Рыхлые отложения, образовавшиеся на склонах долин, гор и их подножий в результате перемещения и отложения продуктов выветривания горных пород дождевыми водами, относятся к делювиальным. Таким образом, у подошвы склона образуется делювиальный шлейф, на котором заканчивается процесс делювиального сноса (рис. 5.6). Делювиальные отложения представляют собой скопление разнородного рыхлого неокатанного и неслоистого материала, при этом сверху склона залегают крупные частицы, подстилаемые более мелкими. Зачастую делювиальные отложения образуются в комплексе с элювием и алювием, образуя отложения со свойствами, характерными для каждого из слагающихся элементов.

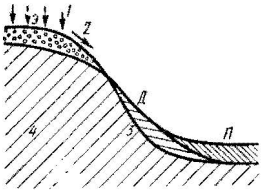


Рис. 5.6. Образование наносов:

Э — элювий; *Д* — делювий; *П* — пролювий; *1* — атмосферные осадки; *2* — плоскостной смыв; *3* — первоначальная поверхность склона; *4* — коренные породы

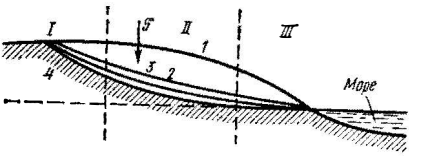


Рис. 5.7. Продольный профиль реки:

I — верхнее течение; *II* — среднее течение; *III* — нижнее течение; *1, 2, 3, 4* — стадии выработки профиля реки; *5* — направление донной эрозии

При таянии снега и дождя отдельные струйки воды образуют на склонах рельефа временные потоки, которые приводят к возникновению оврагов. Образование оврагов представляет собой большую угрозу для культурных угодий и поселений, дорог и сооружений. Это вызывается интенсивным развитием овражной сети, при этом глубина оврагов достигает нескольких десятков метров с общей протяженностью 5...10 и даже 20 км. Предельная отметка, до которой происходит размыв оврага, называется базисом эрозии. Им является уровень реки, озера или даже дно другого оврага. С прекращением роста оврага его профиль принимает форму плавной кривой, склоны его выполаживаются, зарастают растительностью и образуют балки.

Геологическая деятельность рек оказывает исключительно большое влияние на формирование земной поверхности. *Долиной* реки называется углубление в земной поверхности, в котором протекает река. *Руслом* ее называют часть долины, заполненной водой при меженном (низком) уровне. Та часть долины, которая заполняется паводковыми водами, называется *поймой* или пойменной террасой. Незаливаемые горизонтальные участки долины реки образуют надпойменные террасы.

В процессе размывающей деятельности и накопления переносимых материалов (алювия) на поверхности земли вырабатываются вытянутые, корытообразные углубления, образуя речные *долины* (рис. 5.7). Река за счет эрозии углубляет долину и вырабатывает определенный профиль. Линия, до которой река может углублять свое русло, носит название профиля равновесия. При этом в качестве базиса эрозии рассматривается уровень моря или какого-либо другого бассейна, куда впадает река. Продольный профиль реки в ее среднем и нижнем течении постепенно выполаживается, скорость течения снижается и глубинная эрозия замедляется. При этом развивается боковая эрозия, которая приводит к расширению речной до-

лины и разрушению берегов. Поскольку русла рек имеют криволинейное очертание, в изгибах вода прижимается к вогнутым берегам, производит их размыв и делает более крутыми (боковая эрозия). Выпуклые берега становятся, наоборот, более пологими и заносятся песком. В конечном итоге река приобретает криволинейное очертание и образует своеобразные петли-излучины, которые называются *меандрами* (рис. 5.8).

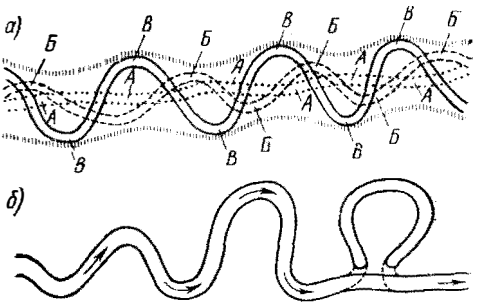


Рис. 5.8. Схема размыва и искривления русла реки:
а — схема образования меандр; *б* — старица

Об изменении режима водотока свидетельствуют речные террасы, которые подразделяются на пойменные, возвышающиеся над урезом воды, и надпойменные, располагающиеся на более высоких уровнях. По происхождению террасы разделяются на эрозионные (цокольные) и аккумулятивные. Эрозионные образуются на коренных склонах долин, чаще всего сложены коренными породами; аккумулятивные сложены различными аллювиальными отложениями и по своему составу отражают цикл развития водотока. Рекой переносятся частицы горных пород на большие расстояния. Они откладываются в тех местах, где уменьшается скорость течения, и образуют аллювиальные отложения или *аллювий*. В зависимости от условий отложений различают пойменный, русловый и дельтовый аллювий. Пойменный откладывается в период движения паводковых вод и представлен суглинками различного состава, супесью, глиной и мелкозернистыми песками; русловый — в руслах рек, в его состав входят пески и более грубые обломки — галечник, гравий, валуны. Осаждение частиц грунта происходит после паводка, поэтому с увеличением их крупности происходит более раннее осаждение. Дельтовый аллювий накапливается в устьях рек при впадении в водный бассейн. Происходит это при потере рекой скорости движения, и весь принесенный обломочный материал оседает на дно (рис. 5.9). По мере удаления от устья реки речные наносы распространяются в стороны и образуют конусообразную площадку. Толща аллювиальных отложений характеризуется неравно-

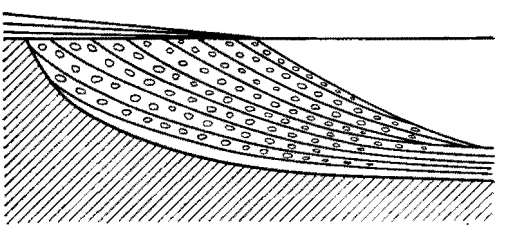


Рис. 5.9. Отложение дельтового аллювия

мерным чередованием песков различной крупности, гравия, гальки, суглинков, торфа и т. д. В то же время наблюдается постепенный переход снизу вверх от крупнозернистых пород к мелкозернистым.

В горных районах при определенных условиях (обильные выпадения дождей или быстрое снеготаяние) возникают грязевые потоки, которые называются *селями*. Они образуются в период выпадения в горах сильных дождей при внезапном снеготаянии на крутых склонах горных пород. При смещении по склонам полуразжиженные массы достигают русел лога, оврага или долины, обогащаются продуктами разрушения берегов, образуя конусы выноса боковых логов. Увеличение грязевого и обломочного материала образует мощный грязевый поток — сель, который разрушает на своем пути все естественные преграды. Селевые потоки представляют значительную опасность для населения, устойчивости зданий и сооружений. При выходе из горного ущелья сель быстро теряет скорость и распространяется по большой площади. Вода такого грязекаменного потока после прекращения движения фильтруется у подножья, а каменный материал осаждается в виде конуса выноса. Такие отложения селевого потока называются *пролювиальными*. По П. Е. Рабковой селевые потоки можно разделить на связные (структурные), турбулентно-текучие водокаменные и турбулентно-текучие грязекаменные. К связным относят грязекаменные потоки, у которых вода не отделяется от твердой части; водокаменными называются несвязанные сели с наличием крупных обломков; для грязекаменных характерен как мелкообломочный и обломочный материал, так и крупные глыбы весом до десятка тонн.

§ 5.4. ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ МОРЕЙ, ОЗЕР И БОЛОТ

Изучение разрушительного воздействия волн моря и крупных озер имеет большое значение для устройства и эксплуатации ограждений в портах, охранения трассы автомобильных и железных дорог. Геологическая деятельность моря определяется в основном разрушением морского берега под действием прибоя. Разрушающее действие морских волн называется *абразией*. Под влиянием абразии береговой уступ отодвигается к суше и образует подводную террасу. При этом образуется узкая полоса между подводной террасой и береговым уступом, называемая пляжем (рис. 5.10). Действие абразии прекращается при больших размерах пляжа, когда силы волн будут гаситься трением. Таким образом, пляж служит защитной полосой, позволяющей приостановить процессы абразии.

В морях и океанах осадки распределяются в основном равномерно. Морское дно можно разделить на литоральную и абиссальную зоны (рис. 5.11). *Литоральная* (береговая) зона (глубина 0 ... 20 м) располагается на береговой полосе и представляет собой зону отложений самых крупных продуктов морских разрушений. Около берега откладывается щебень, далее следует галька, пески; так постепенно формируется пологая наклонная слоистость (рис. 5.12). В *неритовой* зоне (глубина 20 ... 200 м) отложения характеризуются большим разнообразием. На определенном расстоянии от берега в сравнительно спокойных условиях осаждаются мелкие частицы, представленные продуктами речного стока и морского разрушения, а также глинистыми отложениями. Здесь отлагаются химические и органогенные породы. *Шельф* (мелководье) окаймляет материки и архипелаги узкой полосой 60...70 км и глубиной до 400 м. Он полого спускается в сторону батиальной зоны и составляет около 8,4% площади морского дна. По геологическому строению шельф не отличается от прибрежной суши. Если в прибрежной области залегают какие-то полезные ископаемые, то они могут оказаться на шельфе, под толщей вышележащих пород. И действительно, известны такие месторождения, которые разрабатываются шахтами на суше, уходящими затем далеко в сторону моря.

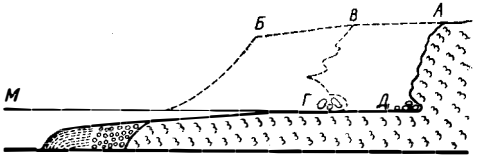


Рис. 5.10. Абразия морского берега:
АВБ — линия начального берегового откоса; *ГД* — пляж; *М* — линия уровня моря

Батиальная и абиссальная зоны (глубина более 200..400 м) представлены илами, красными глубоководными глинами и различными нерастворимыми осадками. На больших глубинах вторичные биохимические осадки постепенно сменяются грубозернистыми отложениями. В процессе смещения береговой линии происходит некоторое наложение указанных зон, и отдель-

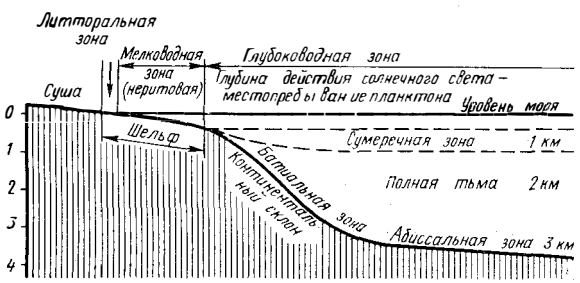


Рис. 5.11. Расположение морских зон

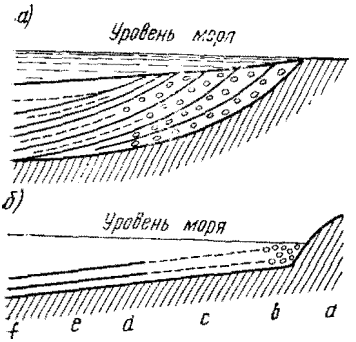


Рис. 5.12. Отложение осадков на морском дне:

а — наклонное залегание прибрежных отложений; *б* — расположение по глубине моря и удаленности от берега; *а* — галька; *b* — мелкая галька и песок разной крупности; *с* — песок разной крупности; *d* — тонкий песок; *е* — глинистый песок; *f* — глина

ные участки морского дна смещаются с одной зоны в другую (рис. 5.11). Согласно концепции растекания океанического дна океаническая кора по мере своего формирования непрерывно раздвигается от осевых частей хребтов в обе стороны и вместе с подстилающими ее верхними участками мантии образует как бы ленты, в движение которых вовлечена вся литосфера Земли.

В связи с происходящими сменами знака магнитных полюсов в геологической истории Земли новообразованные массы океанической коры по мере их формирования получают то прямую, то обратную намагниченность. Это приводит к образованию характерного симметрично-полосового рисунка магнитного поля океанов, образующего как бы «годовые кольца» океанического дна.

Озерами называются замкнутые углубления на поверхности земли, заполненные водой и не связанные с морями и океанами. Озера занимают 2% суши и распространены на территории нашей страны в Карелии, Сибири и т. д. Они могут иметь площадь от нескольких гектаров до десятков тысяч квадратных километров. Глубина озер также изменяется в больших пределах — от незначительных (0,8 м — озеро Эльтон) до сотен метров (1741 м — озеро Байкал). По условиям происхождения озера подразделяют на тектонические (во впадинах тектонического характера), эрозионные (в котлованах размыва), карстовые (котлованы карста, заполненные водой). Озера могут образовываться в результате ледникового вытаивания, в дельтах и поймах рек, замкнутых наносами, кратерах потухших вулканов, при заполнении водой выемок или заброшенных карьеров и т. д. Аккумуляция осадков озер происходит за счет впадающих рек, химических и биологических процессов. В озерах образуется большое количество органических осадков в виде гнилостных илов (*сапропель*). Последний уплотняется и образует плотную и легкую породу, называемую *сапроколой*. Сапропели и сапроколы используются как органические удобрения.

Болотами называются участки земной поверхности, избыточно увлажненные, с развитой специфической растительностью и покрытые торфяниками. Большинство болот образовалось из озер в результате их обмеления и развития растительности. Для

возведения зданий и сооружений болота являются неблагоприятными местами строительства. Болотные отложения в основном представлены торфом, подстилаемым на минеральном дне сапропелем. Торф имеет очень большую и неравномерную сжимаемость, достигающую 30 ... ... 50% толщины слоя, поэтому зачастую использование торфов в качестве оснований фундаментов, особенно в вытрамбованных котлованах, не представляется возможным. Чаще всего болотные отложения прорезаются сваями с передачей нагрузки на нижележащие плотные грунты.

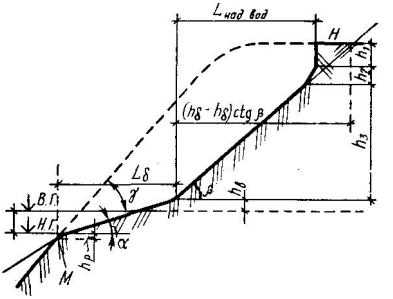


Рис. 5.13. Профиль берегового откоса после переработки (по Е. В. Качугину)

При создании *водохранилищ* происходят процессы, аналогичные изложенным инженерно-геологическим явлениям. При этом создаются благоприятные условия для волнообразования и берега, сложенные малоустойчивыми породами, начинают быстро разрушаться. Под угрозой могут оказаться промышленные и транспортные объекты, жилые кварталы городов. Кроме ветровых волн на форму переработки берегов существенное влияние оказывает формирование аккумулятивных форм рельефа, изменение уровня воды, тип реки и крутизна берегов водохранилищ. При впадении в водохранилище горных рек происходит быстрое скопление крупных частиц породы. В противоположность этому равнинные реки характеризуются медленным и спокойным течением, осаждение частиц грунта происходит очень медленно.

Важнейшей инженерно-геологической задачей является прогноз переработки берегов водохранилищ и на этой основе определение ширины береговой полосы, подверженной разрушению. Исходя из схемы берегового склона (рис. 5.13), ширину бичевника можно определить по формуле Б. В. Полякова

$$L_б = (h_р + a + h_в)\,\mathrm{ctg}\,\alpha, \qquad (5.1)$$

где $h_р$ — глубина зон волнового размыва; a — амплитуда колебаний воды в водохранилище; $h_в$ — высота взбегания волны; α — угол откоса бичевника, определяемый в зависимости от свойств породы и высоты волны (для глин α=6°, песков — 7 ... 10°, гравия и гальки — 11 ... 13°).

Вопросы для самопроверки

1. Как подразделяются землетрясения?
2. Что такое гипоцентр и эпицентр?
3. Как разделяются землетрясения по своей интенсивности?

4. Что понимается под процессом выветривания и какие существуют его виды?
5. Как образуются овраги и каково их влияние на земную поверхность?
6. Какие отложения образуются в результате геологической деятельности рек?
7. Что такое абразия и какими отложениями она характеризуется?
8. Как образуются озера и болота?
9. Каковы особенности геологической работы озер и болот?
10. Какие процессы характерны для водохранилищ?

§ 5.5. ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ РАБОТА ЛЕДНИКОВ

Льды занимают в настоящее время 10 % всей поверхности суши, большая их часть приходится на полярные области (98,5 %) и высокие горы (1,8 %). Различаются ледники горные и материковые. Горные образуются высоко в горах, располагаясь на вершинах, в ущельях, впадинах и углублениях, материковые представляют собой мощные ледяные массы со сплошным покровом.

В процессе движения лед истирает и вспахивает поверхность земли, создает котловины, рытвины, борозды. Движущимся льдом увлекаются обломки горных пород и образуют подвижную прослойку ледника. Такие массы обломочного материала называют *моренами.* Существует донная морена — обломочный материал донной части ледника и боковая — породы боковой части ледника. На поверхности ледника также скапливаются обломки горных пород и образуют поверхностную

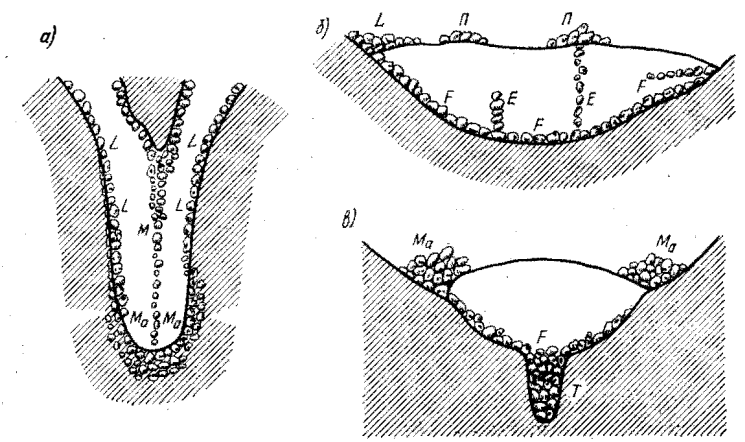


Рис. 5.14. Виды морен (по Л. М. Пешковскому):
а — ледниковый язык в плане; *б* — то же, в разрезе; *в* — поперечный разрез конечной морены ледникового языка; *M* — срединная морена; *L* — боковые морены; *F* — донная морена; *T* — подледниковые; M_a — боковые

морену (рис. 5.14). Каждый ледник имеет доинную морену и две боковых, которые двигаются вместе с ледником. В процессе таяния ледника морены прекращают движение и образуют отложенные морены. Они представляют собой разнообразный материал от тонких, мелких частиц до крупных валунов диаметром 2 ... 3 м и более. Сочетание крупных и мелких частиц может быть самым различным с преобладанием частиц крупных или мелких. В целом моренные отложения характеризуются неоднородностью состава, отсутствием слоистости, окатанности отложенного материала. В осадконакоплениях ледниковых отложений четко прослеживается слоистость, при этом каждый годичный слой состоит из прослойки песка и глины. Такие отложения называются *ленточными глинами*, имеющими мощность до нескольких десятков метров.

Большое количество различных мелких обломков несут подледниковые воды. При выходе из ледников воды растекаются веерообразно с частицами грунта и образуют *флювиогляциальные* (водно-ледниковые) отложения в виде форм, называемых зандрами, озами и камами. *Зандры* — широкие пологоволнистые равнины, расположенные за конечными моренами; *озы* — накопление обломочного материала в виде гравийно-галечниковых отложений; *камы* — холмы небольших размеров, разбросанные без всякой закономерности. Каждое из этих отложений имеет свои особенности и состав. Зандры сложены более или менее отсортированным материалом, представленным (в непосредственной близости к моренам) галькой, гравием, крупным песком, озы — из галечно-гравийно-песчаной смеси, хорошо промытой и слабо отсортированной. Камы состоят из хорошо отсортированных песков в сочетании с гравием, галькой и даже валунами.

Песчаные разности флювиогляциальных отложений обладают незначительной сжимаемостью. Однако они хорошо уплотняются при динамических нагрузках ввиду значительной пористости и тем самым могут вызвать большую осадку зданий и сооружений. Морена в состоянии природной влажности обладает достаточной плотностью и хорошо держит вертикальный откос в котлованах. Сжимаемость ее относительно невелика и составляет 5 ... 25 мм на 1 м толщи.

Флювиогляциальные отложения со строительной точки зрения уступают моренным глинистым грунтам, но все же рассматриваются как достаточно прочное основание. Успешно для строительства используются различные песчано-гравелистые и глинистые отложения озов и зандров. Исключение составляют покровные суглинки и ленточные глины. Ленточные глины в условиях их водонасыщения могут давать значительную и неравномерную осадку. Покровные суглинки лёссовидного типа быстро размокают и могут проявлять просадочные свойства.

Недостатком ледниковых отложений является наличие крупных случайных включений в виде валунов, что зачастую приводит к неравномерной осадке зданий и сооружений.

§ 5.6. СМЕЩЕНИЕ ГОРНЫХ ПОРОД НА СКЛОНАХ

При оценке устойчивости все склоны подразделяются на три основные группы: склоны сноса; склоны обрушения и склоны накопления.

В результате воздействия различных внешних факторов (вода, лед и т. д.) происходит максимальное выполаживание и сглаживание склона, что ведет к образованию *склонов сноса*. Эти склоны обладают определенным запасом устойчивости. Если склоны подвержены оползням и им угрожают оползневые явления, то они относятся к группе *склонов обрушения*. При накоплении продуктов разрушения горных пород у подножия склонов образуются *склоны накопления*. Как и склоны обрушения, они находятся в состоянии предельного равновесия. Большую опасность представляют осыпи — двигающиеся скопления крупнообломочных продуктов выветривания.

Нарушение устойчивости склонов происходит чаще всего под влиянием активных сил, уменьшением сил сопротивления склонов или под одновременным воздействием многих факторов. Среди них существенное значение имеют процессы выветривания, способствующие образованию трещин и понижению сопротивления грунтов сдвигу. Поверхностные воды морей, рек и озер подмывают подошву склона и образуют впадину, над которой склон подвисает. При большой глубине впадины формируется трещина откола, по которой масса горных пород может смещаться вниз. Важную роль в понижении устойчивости склонов играют подземные воды, которые могут растворять и выносить частицы грунта приподошвенного слоя и, таким образом, стать причиной оползней суффозионного происхождения. Устойчивость склонов может быть снижена также вследствие гидростатического давления воды (увеличивает действующие сдвигающие силы), дополнительным увлажнением маловлажных пород атмосферными и хозяйственными водами, хозяйственной деятельностью человека (поливы, сброс хозяйственных вод, строительство на склонах), сейсмическими явлениями и т. д.

Для разработки противооползневых мероприятий важно знать основные формы нарушения устойчивости склонов и откосов. Оползневая форма является результатом природной обстановки, к которой относится неотектоника, климат, рельеф местности, геологические особенности структур толщи склона, инженерно-геологические свойства горных пород, гидрогеологические особенности водотока, режим грунтовых вод и т. д. На

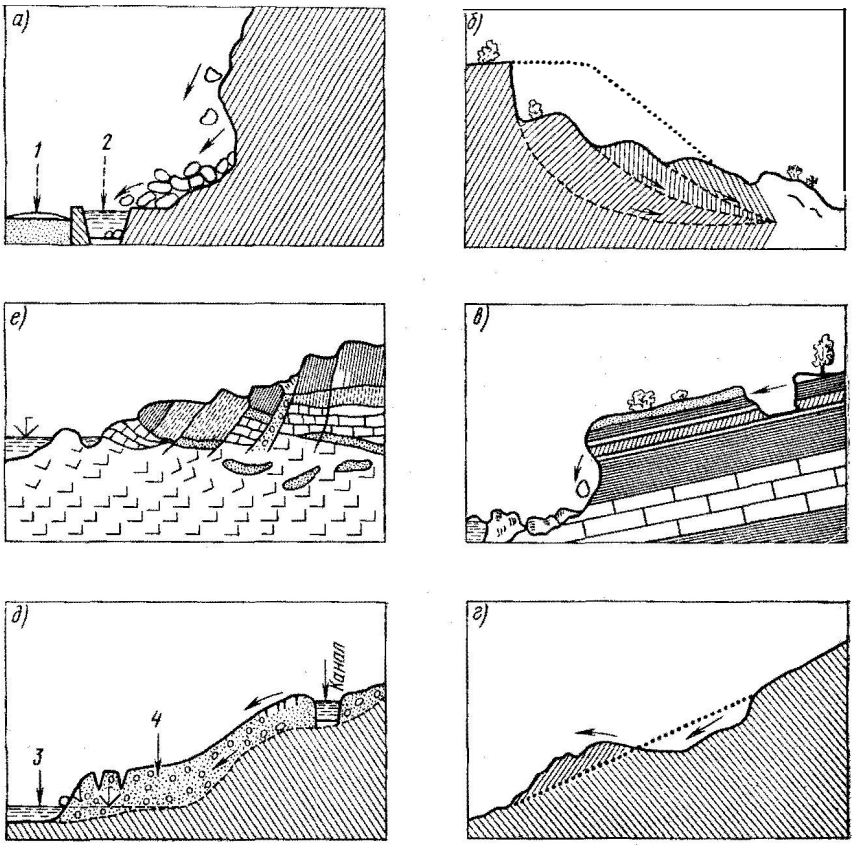


Рис. 5.15. Формы нарушения устойчивости и деформации склонов (по Н. Н. Маслову):

а — обвалы и вывалы; *б* — обрушение со срезом и вращением; *в* — скольжение; *г* — оплыв; *д* — покровные оползни; *е* — скол при просадке; *1* — дорога; *2* — канал; *3* — река; *4* — оползневой делювий

формы оползня влияют также причины, вызывающие нарушения устойчивости склона или откоса (рис. 5.15). *Обвалы и вывалы* (рис. 5.15,*а*) характеризуются неожиданностью проявления и более всего происходят у скальных и глинистых, сцементированных пород с выраженными трещинами и крутыми уступами. В таких породах опасно замерзание воды, потому что при оттаивании льда днем возникают опасные камнепады. Обвалы могут возникнуть в связи с землетрясениями, при подмыве водой крутых берегов, подстилаемых неустойчивыми породами. Для склонов и откосов, сложенных глинистыми однородными породами, возможно *обрушение со срезом и вращением* (рис. 5.15,*б*). В этом случае создается перенапряжение

под действием собственного веса грунта и в откосе появляются поверхности с опасностью сдвига по ним определенной части толщи. Линии возможного среза откоса имеют криволинейный характер и ниже переходят в прямую или ломаные линии. Перемещение оползающего клина происходит с вращением вокруг одного из нескольких центров вследствие криволинейности линии среза. *Скол при просадке* (рис. 5.15,*е*) обусловлен выдавливанием из основания откоса слабых размягченных пород, выпиранием из толщи плывунов. Сколотые блоки перемещаются по склону с небольшой скоростью, а сам скол протекает очень быстро.

Оползень-скольжение (рис. 5.15,*в*) имеет отчетливо выраженную поверхность скольжения с углом падения в сторону склона и перемещением по поверхности скольжения глыб и пачек пород. Скольжение в данном случае происходит по маломощным глинистым прослойкам, контакту двух слоев, линиям тектонических разломов. Решающую роль здесь всегда играет выветривание и смачивание водой поверхности скольжения. Покровные толщи могут перемещаться по увлажненным глинистым прослойкам при их слабом падении в результате фильтрационного давления грунтовых вод. Наиболее часто встречающейся формой оползневого процесса являются *покровные оползни* — оползания (рис. 5.15,*д*). Характерным для них является отсутствие поверхностей скольжения. Роль секущей массива склона выполняют поверхности коренных пород (поверхности оползания). *Оплыв* возникает при перемещении по склону обильно увлажненных земляных масс, поэтому по существу близок к оползанию грязевого потока (рис. 5.15,*г*). Обычно это возникает при локальном увлажнении земляных масс и их отчленении от толщи пород. При этом отсутствует фиксированная поверхность скольжения и оплыв происходит локально, в местах выходов грунтовых вод — источников и ключей.

§ 5.7. ЯВЛЕНИЯ СУФФОЗИИ И КАРСТА

Горные породы подвергаются воздействию движущихся подземных вод механически и химически. В результате происходит вынос частиц пород, образуются провалы и пустоты и поверхность земли оседает. Этот процесс называется *суффозией.* Вынос частиц пород зависит от многих факторов, в том числе от таких, как размеры пор и частиц, минералогический состав, скорость фильтрации воды, гидродинамический напор. Различают два вида суффозии — механическую и химическую. Механическая суффозия обусловлена перемещением частиц пород, химическая определяется процессами выщелачивания, в результате чего разрушаются кристаллические связи и породы перемещаются. При этом сначала растворяются соли стенок

пор и далее — карбонатные частицы. С растворением солей и карбонатов происходит увеличение пор и, как следствие, вынос нерастворенных грунтовых частиц.

И. И. Бочковым установлено, что суффозионные явления превалируют в тех породах, которые состоят из двух различных по размеру фракций с соотношением их диаметров, равным примерно 2,5. В результате суффозии возникают оползни и провалы земной поверхности (рис. 5.16), образование «блюдец» и т. д. При определении мер по борьбе с суффозией необходимо прежде всего прекратить движение воды через массив в горных породах. С этой целью применяют тампонаж пород твердеющими растворами, устройство дренажа, противофильтрованный завес и т. д.

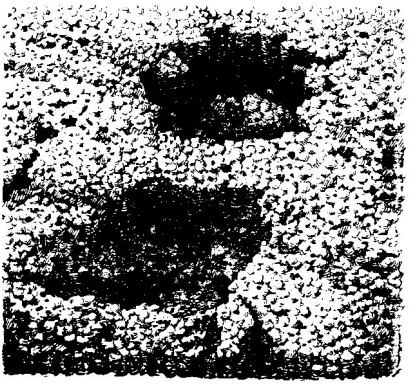


Рис. 5.16. Суффозионные провалы (по В. П. Ананьеву)

Карстом, или карстовым явлением, называется химическое растворение горных пород в земной коре и на ее поверхности, сопровождающееся образованием крупных пустот (каналов, пещер). Карстовые явления имеют место в областях с залеганием легко растворимых горных пород — известняка, гипса, доломитов, мергелей и т. д. Воздействие протекающей воды на породу может усиливаться или ослабляться в зависимости от состава воды и породы.

Карстообразование, обусловленное выщелачиванием карбонатных и сульфатных пород, во многом зависит от растворимости слагающих пород. При содержании в воде свободной углекислоты CO_2 известняки и доломиты растворяются более интенсивно. Происходит это потому, что свободная углекислота CO_2 переводит нерастворимые карбонаты кальция и магния в растворимые бикарбонаты. В то же время присутствие в воде свободной углекислоты совершенно не влияет на растворимость гипсов и ангидридов, а хлористый натрий увеличивает растворимость гипса в 4 раза. Интенсивность выщелачивания некоторых пород (гипса и др.) зависит от скорости движения подземных вод. Поэтому карстообразование развивается значительно быстрее в толще пород вблизи дренирующих долин, где скорости движения подземных вод возрастают. Выщелачивание водой карбонатных пород (известняки и доломиты) по времени происходит довольно медленно. Поэтому в этих условиях исключается быстрое развитие карста и, как правило, при

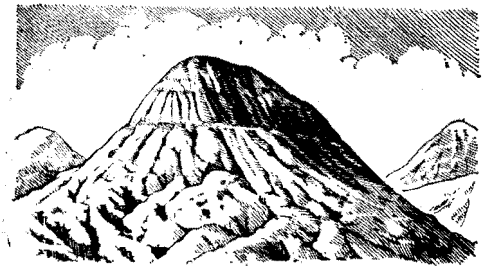


Рис. 5.17. Карры (по В. П. Ананьеву)

строительстве учитывается существующий карст. И наоборот, в таких горных породах, как гипс и каменная соль, в силу их большой растворимости угроза интенсивного развития карстовых явлений становится реальной. В сульфатных породах карст развивается также очень быстро, что следует учитывать при строительстве зданий и сооружений.

Формы карста на земной поверхности характеризуются самыми разнообразными очертаниями — канавками, бороздами, щелями размером от нескольких сантиметров до метра. Эти формы носят название *карров* (рис. 5.17); они обычно распространяются на больших площадях, которые называются карстовыми полями. Среди карров распространены глубокие трещины, называемые *понорами*. Наиболее распространенной формой карстовых явлений являются карстовые воронки, достигающие по своим размерам 1 ... 100 м в поперечнике и глубины 1 ... 20 м. К наиболее крупным карстовым явлениям относятся карстовые котловины и поля, шахты и пропасти, карстовые колодцы и пещеры. Следует отметить, что развитию карстовых форм способствуют эрозионные процессы.

Строительство зданий и сооружений в районах распространения карстовых явлений представляет немалые трудности, особенно при расположении карстовых полей ниже полотна железных и автодорог, проходке тоннелей. Большую опасность представляют собой карстовые полости для зданий и сооружений, передающих на грунт значительные нагрузки, сооружения береговых мостовых опор, поэтому сооружения стремятся разместить в более благоприятном месте. Если это не представляется возможным, то требуемая прочность закарстованных пород обеспечивается путем инъекции сначала смесей с мелкозернистым или тонкозернистым песком, затем — цементно-глинистым раствором.

§ 5.8 ПЛЫВУНЫ

Происходящие в рыхлых горных породах гидродинамические процессы приводят к возникновению плывучести или оплыванию. Горные породы, обладающие свойствами плывучести, получили название плывунов.

Плывуны — преимущественно песчаные породы, проявляющие подвижность при определенных гидродинамических условиях. Плывуны подразделяются на истинные и ложные; истин-

ные — это пески, содержащие гидрофильные коллоиды, ложные не содержат коллоидных частиц. Исследованиями И. М. Горьковой установлено, что у истинных плывунов в состоянии естественной влажности отсутствуют контакты между зернами и они располагаются в плотной массе хлопьев высокодисперсного материала. Высокогидрофильная коллоидная масса образует очень подвижную малопрочную структурную сетку, в которой располагаются зерна инертного заполнителя. Это приводит к высокой влажности песчано-коллоидных пород (21 ... ... 48 %), высокой пористости (41 ... 58 %) и значительной максимальной молекулярной влагоемкости (3 ... 18 %). По исследованиям В. В. Радиной основной причиной образования структуры плывунов является деятельность особых микроорганизмов, которые поглощают органические и минеральные вещества грунта и выделяют коллоидную массу — слизь. Последняя обусловливает подвижность плывунного грунта. Плывуны обнаруживаются иногда в естественных обнажениях, строительных котлованах, буровых скважинах. Плотность истинных плывунов может изменяться при их перемещении, разжижении и самоуплотнении. Прочность плывунов может уменьшаться в 50 ... 300 раз при нарушении их естественной структуры. Например, при сопротивлении сжатию, равном 0,28 ... ... 0,43 МПа в природном состоянии, оно уменьшается в 80 ... ... 100 раз после нарушения структуры.

К мероприятиям по борьбе с плывунами относится осушение пород, насыщенных водой. Это осуществляется откачкой воды из скважины. Если водопроницаемость плывунов составляет не менее 1 м/сут, осушение осуществляется откачкой воды из скважин. При осушении плывунов с водопроницаемостью менее 0,2 м/сут используют иглофильтры, электродренаж, возможна также изоляция плывунов шпунтовыми ограждениями, в горных выработках — заложением опускных колодцев. Иногда используется кессонный способ проходки плывунных грунтов или замораживание.

Вопросы для самопроверки

1. Как образуются горные и материковые ледники?
2. Что такое моренные грунты и каковы особенности их образования?
3. Как образуются флювиогляциальные отложения?
4. Как подразделяются склоны по их устойчивости?
5. Какие существуют формы оползней и как они образуются?
6. Что такое суффозия?
7. Как происходят карстовые процессы и чем они обусловлены?
8. Как образуются плывуны и каковы их особенности?

§ 5.9. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно рассмотреть при изложении следующих вопросов. При изучении сейсмических явлений сра-

зу встает вопрос о необходимости учета их при проектировании зданий и сооружений. Уместно обучающихся спросить: «Какие могут быть принципы учета сейсмических явлений при проектировании сооружений?» При такой постановке вопроса не ставится задача конкретно предложить какой-то метод проектирования сооружений. Надо активизировать мышление обучающихся и при их помощи установить основные принципы учета сейсмических явлений. С одной стороны, необходимо унифицировать (несколько условно) сами сейсмические явления и на этой основе выделить зоны с проявлением землетрясений определенной балльности. Обучающихся можно подвести к этому выводу с помощью наводящих вопросов, пояснений и, наконец, развитием их мысли в этом направлении. Следует инициативно поработать с аудиторией, активизировать мышление обучающихся, с тем чтобы они сами стали выдвигать предложения, и тогда обязательно родится истина.

Вторая сторона ответа на поставленный вопрос ближе к обучающимся как будущим инженерам-преподавателям. Если все обучающиеся пришли к мысли о необходимости выделения зон, то можно предложить и определенные инженерные решения по устройству зданий и сооружений в соответствии с этими зонами или классифицировать степень повреждений и разрушения здания в результате землетрясений. К этому выводу прийти сравнительно несложно, потому что он является естественным и обучающиеся подготовлены к нему, имеют необходимые знания. Важно лишь помочь прийти к этому выводу.

Излагая процессы выветривания, обучающимся можно задать такой обобщающий вопрос: «Какие факторы способствуют разрушению и изменению горных пород?» Речь в данном случае идет не только о геологической деятельности ветра, а вообще о том, что может влиять на процессы разрушения и изменения горных пород. Надо попытаться поднять обучающихся несколько выше изучаемой темы, используя их кругозор, наблюдения из жизни. Надо сказать, что инженерная геология вообще расширяет кругозор любого человека, дает возможность взглянуть на природу глубже, шире, понять многие процессы и явления. Вот и здесь надо мысленно раздвинуть горизонты изучаемой темы, дать возможность обучающимся задуматься и ответить на поставленный вопрос. Конечно, сразу дать полный ответ невозможно, но появятся предложения, отдельные мысли, ответы, реплики и т. д. А это как раз и нужно, так как «работать» умственно будет подавляющее большинство обучающихся. И вот еще что важно (это проверено накопленным опытом и педагогической практикой). Те вопросы, которые рассматриваются с участием обучающихся, можно сказать коллективно, как правило, хорошо

запоминаются обучающимися и требуют значительно меньше времени на самостоятельную подготовку. Возвращаясь к поставленному вопросу, можно выразить уверенность в появлении правильных ответов со стороны обучающихся. Преподавателю следует обобщить отдельные, разрозненные ответы обучающихся и дать окончательный ответ на поставленный вопрос.

Технические средства обучения к данной главе могут применяться в следующих направлениях: а) как помощь преподавателю в наглядной иллюстрации отдельных моментов главы (особенно тех, которые требуют зрительного представления обучающихся о явлениях, процессах, предметах обучения); б) для уменьшения времени на вычерчивание отдельных схем, чертежей, имеющих сравнительно сложный характер и требующих значительного времени на исполнение; в) как позволяющие преподавателю проверить усвоение обучающимися сообщенных сведений, особенно имеющих сложный характер и трудно поддающихся запоминанию. Ряд рисунков можно иллюстрировать с помощью кодоскопа в сочетании с раздаточным материалом, который, как указывалось ранее, должен готовиться до начала занятий и использоваться обучающимися в своих конспектах. В основном это относится к рисункам-фотографиям, которые зрительно дают представление о каких-либо процессах или явлениях, например рис. 5.1 (схема сейсмического районирования), рис. 5.2 (оползень в долине р. Ясман), рис. 5.5 (останцы), рис. 5.14 (виды морен), рис. 5.15 (формы нарушения устойчивости и деформации склонов), рис. 5.16 (суффозионные провалы) и рис. 5.17 (карры). С помощью кодоскопа можно вычерчивать рис. 5.3 (выветривание горных пород), рис. 5.8 (схема размыва и искривления русла реки), рис. 5.11 (расположение морских зон) и рис. 5.13 (профиль берегового откоса).

Для контроля усвоения учебного материала можно использовать любое устройство, применяемое для этих целей в учебных заведениях. Методика такой проверки изложена в предыдущих главах. С учетом специфики учебного материала этой главы можно рекомендовать проверку понимания учебного материала по таким разделам: сейсмические явления, химическое выветривание горных пород, виды аллювиальных отложений, моренные отложения, формы нарушения устойчивости склонов и откосов, карстование и др.

Можно рекомендовать использование следующих **внутрипредметных и межпредметных связей:** рассматривая сейсмические явления, можно использовать из курса физики понятия и определения, связанные с распространением энергии на расстояния (тепловая, механическая и т. д.) и ее затуханием с увеличением длины пути прохождения. Это позволит лучше

понять сам процесс распространения сейсмической энергии; излагая классификацию степени повреждения и разрушения частей здания при землетрясениях, необходимо связать понятия (легкие повреждения, значительные повреждения и т. д.) с соответствующим материалом из области строительных конструкций, архитектуры, строительных материалов и т. д.; при рассмотрении процессов выветривания необходимо более подробно остановиться на их физической сущности, используя для этого соответствующие понятия из курса физики, химии (окисление, гидратация, растворение, гидролиз и т. д.). Это позволит применить обучающимся ранее полученные знания и лучше понять рассматриваемые процессы; рассказывая об эоловых континентальных отложениях (дефляции и коррозии), следует с участием обучающихся вспомнить различные способы механической обработки и особенно такие, которые широко применяются в строительной практике и вообще в жизни: очистка поверхности с помощью сжатого воздуха или пескоструйного аппарата и др.; образование аллювиальных отложений можно рассматривать с позиций осаждения частиц грунта из суспензий. В курсе физики этот материал рассматривается достаточно подробно (формулы Стокса и т. д.). Чем больше скорость течения реки, тем более интенсивно происходит процесс выпадения крупнозернистых частиц грунтов. И наоборот, в спокойных, пойменных водах образуется пойменный аллювий как результат осаждения мелкозернистых частиц грунтов; при изложении процесса образования ледниковых отложений необходимо создать у обучающихся картину механических воздействий ледников на горные породы. Прежде всего следует отметить гигантскую величину передаваемого вертикального давления при толщине слоя ледника в несколько тысяч метров. При толщине льда в 100 м на 1 м^2 горных пород приходится давление 92 т, или почти 10 МПа. В механическом отношении этот процесс надо рассматривать как напряженный мощный сдвиг при громадном вертикальном давлении и в общих чертах представить ту огромную разрушительную силу, которой обладали ледники и тем самым влияли на рельеф земной коры и образование горных пород.

Рассказывая о процессе карстообразования, следует более детально, с использованием знаний обучающихся, остановиться на происходящих химических процессах (выщелачивание карбонатных, сульфатных пород под влиянием свободной углекислоты, растворимость песков и ангидридов и т. д.).

При изложении материала важно обратить внимание на его **профессиональную и воспитательную направленность.** Изучение инженерной геодинамики играет большую роль в становлении инженера. Речь идет не только об активном влиянии экзогенных процессов на выбор конструкции инженерного сооружения,

определение способов его возведения, но и влиянии инженерной деятельности человека на характер этих процессов, изменение их во времени. Практически мы опять встречаемся с характерным проявлением в жизни одной из известных философских категорий — единство и борьба противоположностей. По сути дела получается, что рассматриваемая инженерная геодинамика, базирующаяся на эндогенных и экзогенных процессах (сейсмические явления, процессы выветривания и геологическая деятельность ветра и текучих поверхностных вод и др.), не только влияет на инженерную деятельность человека, но и сама по себе во многом зависит от этой деятельности, а в целом — это единый процесс диалектического развития природы и общества.

Следует подчеркнуть влияние рассматриваемых процессов на строительство зданий и сооружений. Невозможно представить себе строительство инженерных сооружений без учета сейсмических явлений в тех районах, где они встречаются. Трудно переоценить влияние текучих поверхностных вод, если они в процессе своего движения разрушают горные породы, переносят их и откладывают продукты разрушения. Всем известно, какую разрушительную силу имеют морские волны и как они могут воздействовать на горные породы и инженерные сооружения. Нет необходимости в дополнительных комментариях о влиянии смещения горных пород на склонах на устойчивость построенных зданий и сооружений. Уже само по себе понятие карста и суффозии свидетельствует о трудностях строительства даже сравнительно простых сооружений.

Этот перечень значимости рассматриваемых процессов на условия строительства можно было бы продолжить. Однако он свидетельствует об одном: нельзя быть грамотным инженером и тем более инженером-преподавателем, не владея сущностью рассматриваемых явлений и процессов. Надо обязательно подчеркнуть, что разработка рациональных решений в области оснований и фундаментов немыслима без знаний инженерной геологии вообще, в том числе по инженерной геодинамике. Принятие и разработка рациональных решений способствуют эффективному использованию капиталовложений. Истина здесь одна: чем эффективнее будут использоваться капиталовложения, тем больше будет построено жилых домов, больниц, заводов, фабрик, промышленных комплексов и др.

При изложении учебного материала следует уделять внимание роли отечественных ученых в развитии и становлении рассматриваемых процессов и явлений: В. Д. Ломтадзе, Б. Б. Голицына, С. В. Медведева (сейсмические явления), А. Е. Ферсмана, И. В. Попова, В. Б. Швеца (процессы выветривания и геологическая деятельность ветра), А. П. Павлова, Е. К. Рябковой (деятельность текучих поверхностных вод),

К. К. Маркова, А. И. Москвитина, В. А. Приклонского (геологическая деятельность ледников), Б. Б. Полякова, П. Н. Качугина (деятельность морей, водохранилищ).

Глава 6

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

Целью инженерно-геологических изысканий является изучение условий строительства зданий и сооружений для обеспечения их нормальной работы как в период строительства, так и в процессе эксплуатации. Изыскания должны обеспечить проекты строительства качественной инженерно-геологической информацией.

В настоящее время объем и содержание инженерно-геологических изысканий должны быть расширены в связи с проблемой охраны природы и использования геологической среды как среды обитания и деятельности человека. Поэтому под изысканиями следует понимать выявление экономически оптимальных и технически целесообразных условий размещения и возведения сооружений с учетом рационального использования геологической среды и охраны природы.

§ 6.1. МЕТОДЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Инженерно-геологические изыскания производятся по стадиям. Первая базируется на комплексной инженерно-геологической съемке, при которой кроме изучения инженерно-геологических условий будущего строительства необходимо провести поиски месторождений полезных ископаемых, в том числе строительных материалов, и составить геологическую карту. На проектной стадии масштабы инженерно-геологических съемок устанавливают в пределах 1 : 25 000 до 1 : 2000 и даже 1 : 1000 в зависимости от вида строительства, стадии проектирования, степени изученности исследуемых территорий и сложности инженерно-геологических условий. В процессе съемки изучаются геологическое строение местности (стратиграфия, литология, тектоника и др.), геоморфология, гидрогеология, физико-геологические явления (оползни, суффозия, карст, просадка лёссовых грунтов и др.), физико-механические свойства исследуемых пород, состояние существующих сооружений и инженерно-геологические явления.

На стадии проекта кроме инженерно-геологической съемки проводятся буровые и горные работы, геофизические исследования, опытное изучение механических свойств пород в условиях природного залегания (испытание грунтов на сдвиг,

определение модуля общей деформации грунта методом вдавливания штампа и др.), опытные фильтрационные исследования методами откачек и нагнетаний, лабораторные исследования физико-механических свойств грунтов и химического состава подземных вод, разведка стройматериалов.

Изучение геодинамических процессов начинается с определения структуры геологической среды — тектонических форм, состава пород, их трещиноватости и плотности, водопроницаемости и т. д. Это устанавливается на основе бурения разведочных, структурных и опытных скважин. Буровые работы проводятся ручным и механическим способами. Ручное бурение используется в тех случаях, когда доставка механических станков к месту бурения представляет определенные трудности. В качестве режущих и извлекающих породу инструментов используют различные наконечники. В слабых и водоносных породах извлечение проб грунта производится с помощью желонок, или буровых ложек, в плотных грунтах — змеевиком. Для проходки твердых пород используют различные долота (рис. 6.1) или производят небольшие взрывы. Механическое бурение производят колонковыми, ударно-механическими и вибробуровыми установками. *Колонковое* бурение применяется в прочных и крепких породах и проводится дробовыми или алмазными коронками; стальными зубьями бурильной коронки; коронками, заправленными твердыми сплавами. Из выбуриваемой породы отбираются керны, представляющие собой столбики пород ненарушенной структуры. Ударно-механическое бурение применяется в мягких и несвязных породах и наиболее эффективно в песках, галечниках, а также в плывунах. В качестве буровых инструментов используют желонку, змеевик, ложку. Бурение валунов и галечников зачастую производят с помощью взрыва в забое скважины. *Вибробурение* и *шнековое* бурение рекомендуются в связных породах — глинах, суглинках, илах, глинистых супесях. При этом способе не представляется возможность извлекать породы с ненарушенной структурой. При вибробурении используют специальные грунтоносы. Шнековое бурение производят в рыхлых и связных породах, не содержащих включений гальки и плывунов.

Кроме буровых скважин при изысканиях проходятся шурфы, траншеи, шахты, штольни. Траншеи представляют собой канавы, устраиваемые на склонах при изучении дислоцированных толщ. Шурфы разрабатываются в виде горных выработок глубиной до 5 ... 8 м и размером 1,5×1,5 м в плане. При необходимости стенки шурфов крепят подручным лесоматериалом. Шахты или глубокие шурфы глубиной 20 ... 30 м устраивают в наиболее ответственных случаях с применением специального крепления и водоотлива. Штольни разрабатываются как

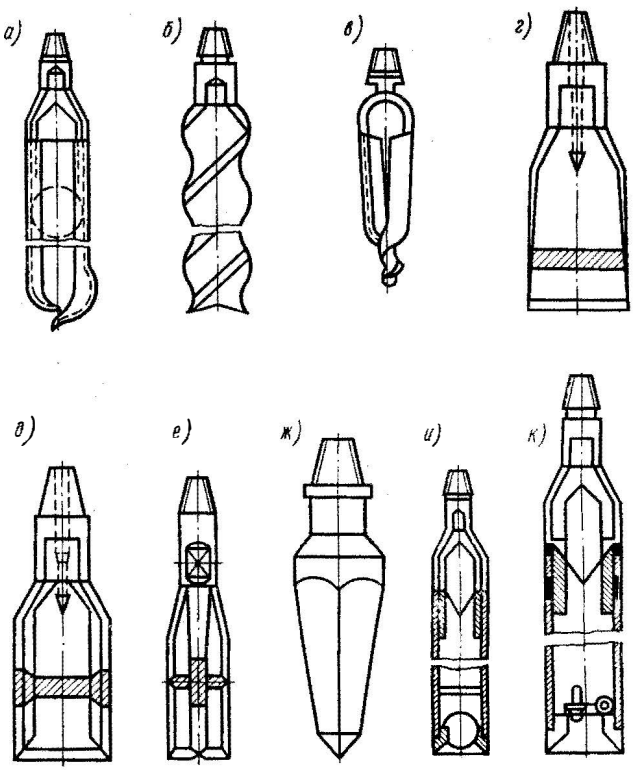


Рис. 6.1. Буровой инструмент для ударно-вращательного бурения (по Н. Н. Маслову):

а — буровая ложка; *б* — бур двухлопастной открытый; *в* — змеевик; *г* — долото плоское; *д* — то же, двутавровое свободно режущее; *е* — крестообразное; *ж* — пирамидальное; *и* — желонка с шаровым клапаном; *к* — то же, с одностворчатым

горизонтальные выработки с выходом одного конца на дневную поверхность. Их устраивают для изучения геологического строения склонов и выполняют с небольшим наклоном для отвода воды.

Большой интерес представляют буровые гидравлические установки на гусеничном ходу «Тамрок» (Финляндия), приспособленные к работам на трудных грунтах. Они имеют хорошие характеристики по маневрированию и работе на пересеченной местности, легко транспортируются с места на место

На основе исследований горных пород составляют отчет, дающий представление об инженерно-геологических условиях будущего здания или сооружения.

В настоящее время большое распространение получили *геофизические методы исследований*, позволяющие ускорить и повысить точность инженерно-геологической съемки. Эти методы применяются для исследования в естественных условиях про-

цессов и явлений в горных породах, а также для определения физико-механических свойств горных пород с учетом их пространственной изменчивости. Среди геофизических методов широкое распространение получили сейсмические, электрические, магнитные, термические и ядерной физики. *Сейсмические* методы основаны на изучении скорости распространения волн, специально возбуждаемых в горных породах с помощью взрывов и ударов упругих колебаний. В результате оценивается влияние грунтовых условий на распространение сейсмических колебаний. Эти методы позволяют также оценить состояние и свойства горных пород в условиях естественного залегания, определять глубину залегания скальных пород, карстовые полости, уровень подземных вод, мощность талого слоя в вечномерзлых породах и т. д. *Электрические* методы базируются на исследовании естественных и искусственно создаваемых электромагнитных полей. Так как каждая порода имеет определенное электрическое сопротивление, то, замеряя его, можно составить геоэлектрический разрез (рис. 6.2). Используя этот принцип, можно определить мощность водоносных пластов, полостей и воронок в карстовых районах, толщину слоя мерзлых пород и т. д. *Магнитные* методы построены на использовании особенностей магнитного поля Земли и магнитных свойств горных пород. Чаще всего магнитная разведка горных пород применяется в инженерно-геологическом картировании. *Термометрические* методы применяются для исследований физико-геоло-

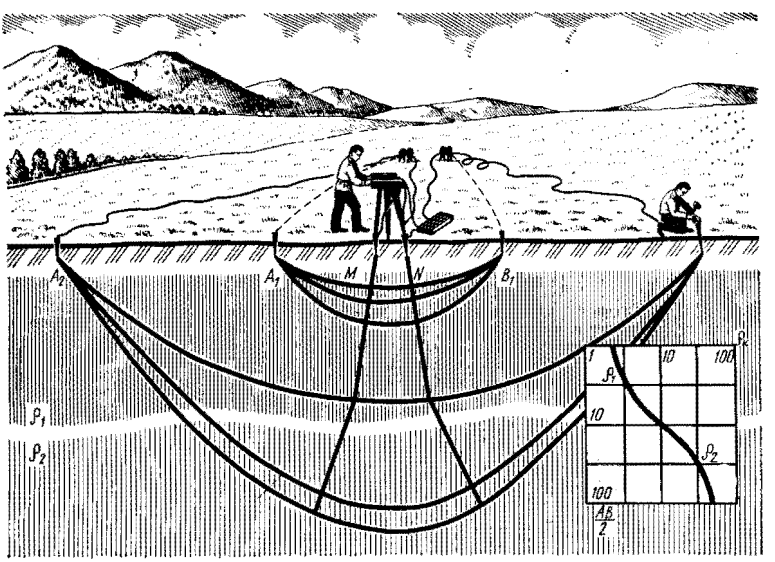


Рис. 6.2. Схема электроразведочных работ (по Н. Н. Маслову)

гических процессов в районах многолетней мерзлоты. Термометрические наблюдения позволяют определить границы распространения вечномерзлых толщ по глубине, установить наличие термокарстовых процессов и дать их прогноз.

Методы *ядерной физики* основаны на измерении интенсивности естественных и искусственных излучений. Поскольку все горные породы содержат изотопы радия и при его эмонации происходят выделения во внешнюю среду, то можно зарегистрировать этот процесс и положить в основу для изучения свойств горных пород. Широко применяются и *радиационные* методы для оценки плотности и влажности горных пород. Они основаны на поглощающей способности горных пород в процессе излучения.

Аэрофотосъемка применяется в дорожно-строительной и мостовой практике при выборе трасс дорог и мостовых створов. Используя самолеты и вертолеты, с помощью специальной аппаратуры создают плановые снимки местности, которые характеризуют рельеф, почву и ряд других особенностей ландшафтов исследуемой территории.

При проведении инженерно-геологических исследований широко применяются опытные работы по определению деформационных и прочностных свойств горных пород. Сжимаемость песчаных и глинистых пород оценивается на основе их испытаний методом опытных нагрузок в шурфах и скважинах. Сущность метода заключается в том, что с помощью специальных приспособлений создается нагрузка на жесткий штамп площадью 5000 см² в шурфах или 600 см² в скважинах. В процессе передачи нагрузок измеряется деформация грунта под штампом, в результате чего представляется возможность определить модуль общей деформации грунта. Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений

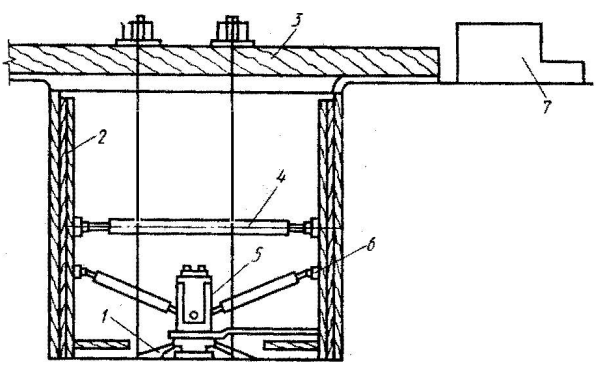


Рис. 6.3. Схема испытаний грунтов штампами:
1 — штамп; *2* — обшивка шурфа; *3* — реперное устройство; *4* — горизонтальные распоры; *5* — домкрат; *6* — распоры муфтой; *7* — насос

(НИИОСП) разработана конструкция установки, позволяющей проводить испытания грунтов штампами в шурфах с передачей реактивного давления на его стенки (рис. 6.3).

По результатам испытаний грунтов строится график, который позволяет определить модуль общей деформации (рис. 6.4):

$$E = (1 - \nu^2)\,\omega b \frac{\Delta p}{\Delta s}, \qquad (6.1)$$

где ν — коэффициент бокового расширения грунта; ω — коэффициент, зависящий от жесткости штампа и формы его подошвы; b — ширина штампа или его диаметр; Δp — приращение среднего давления по подошве штампа на участке линейной зависимости между s и p; Δs — приращение осадки при изменении давления на Δp.

Полевые опыты по определению сопротивления грунтов сдвигу проводятся на специальных установках, позволяющих сохранить текстурные и структурные особенности породы. Перспективным является испытание грунтов методом вращательного среза, особенно для оценки прочностных свойств слабых глинистых грунтов. Основным рабочим органом установки вращательного среза является крыльчатка с двумя или четырьмя лопастями, которые задавливают в грунт забоя скважины и поворачивают (рис. 6.5). Сопротивление сдвигу определяется по формуле

$$\tau = \frac{M}{1{,}57d^2(h + d/3)}, \qquad (6.2)$$

где M — крутящий момент; d — диаметр цилиндра вращения; h — высота цилиндра вращения.

Метод *зондирования* применяется для определения природной плотности песчаных грунтов, находящихся в рыхлом состоянии или ниже уровня подземных вод. Поскольку трудно установить природную плотность этих грунтов прямыми методами, приходится использовать косвенные, один из которых называется зондированием грунтов. Сущность его заключается во

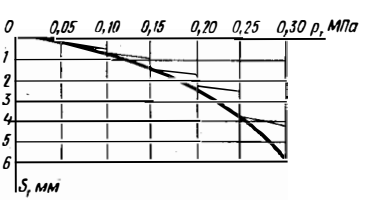


Рис. 6.4. График зависимости осадки штампа s от нагрузки p

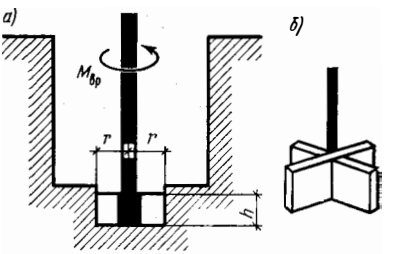


Рис. 6.5. Схема опытов с крыльчаткой:
а — крыльчатка; *б* — деталь

внедрении в грунт конического наконечника (зонда) диаметром 36 или 74 мм с углом при вершине 60°. Различают статическое и динамическое зондирование. Метод статического зондирования применяется в рыхлых грунтах, не содержащих крупных включений твердых пород. Корреляционные зависимости устанавливаются между удельным статическим сопротивлением внедрению конического наконечника и плотностью грунта. Динамическое зондирование используется для определения плотности песков, модуля общей деформации и консистенции глинистых грунтов путем использования корреляционных зависимостей между этими показателями и удельным динамическим сопротивлением зондированию.

Лабораторные исследования проводятся для определения характеристик физико-механических свойств горных пород. В лабораторных условиях на основе эксперимента определяют зерновой состав, физические характеристики: влажность, плотность, плотность частиц грунта, влажность на границах пластичности и раскатывания, набухание, размокаемость, коэффициент фильтрации, механические характеристики (угол внутреннего трения и удельное сцепление, модуль общей деформации). Остальные характеристики рассчитывают по формулам. Лабораторные исследования включают также изучение состава подземных и поверхностных вод, их агрессивность по отношению к материалам строительных конструкций, заглубляемых в грунт.

На основе инженерно-геологической съемки составляют *инженерно-геологические карты*, которые по своему существу являются картами районирования. На них выделяют однородные в инженерно-геологическом отношении территории, позволяющие по совокупности природных факторов оценивать инженерно-геологические условия строительства. Инженерно-геологическое районирование всегда является специальным, так как направляется на решение определенного круга вопросов — проектирование некоторых видов строительства, хозяйственное использование территорий и т. д. При составлении инженерно-геологических карт необходимо выявить главное, наиболее существенное в зависимости от конкретных условий. Для одних условий главным могут служить инженерно-геологические особенности слабых пород, для других — залегание подземных вод и т. д. Следует стремиться к конкретности при характеристике территории в целом и отдельных их частей.

Геологические карты в зависимости от масштаба подразделяются на обзорные (масштаб меньше 1 : 500 000), мелкомасштабные (1 : 500 000 ... 1 : 1 000 000), среднемасштабные (1 : 100 000 ... 1 : 200 000), крупномасштабные (1 : 25 000 ... ... 1 : 50 000) и детальные (масштаб крупнее 1 : 10 000). На инженерно-геологические карты информация об инженерно-гео-

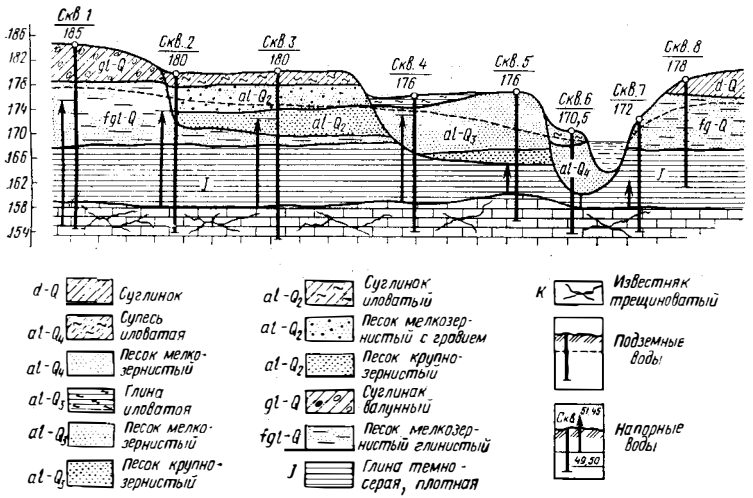


Рис. 6.6. Геолого-литологический разрез

логических условиях передается с использованием цвета, штриховки, общепринятыми индексами и другими обозначениями.

Геологическим (литологическим) разрезом называется вертикальное сечение участка литосферы. Он представляет собой проекцию геологических тел на вертикальную плоскость. На геологических разрезах отображается возраст, состав и условия залегания горных пород, мощность пластов и гидрологические условия (рис. 6.6). Если к этому разрез отражает физико-геологические явления и физико-механические свойства горных пород, то его называют инженерно-геологическим разрезом. Геологические разрезы составляются в определенном масштабе по разведочным выработкам, нанесенным на топографическую основу или имеющим топографическую привязку, и геологической карте с горизонталями. Масштаб может быть одинаковым и различным для вертикальных и горизонтальных элементов. При равенстве масштабов разрез дает лучшее отображение элементов залегания и мощностей пластов.

§ 6.2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

Изыскания подразделяются на ряд этапов, которые соответствуют стадиям проектирования. На стадии технико-экономического обоснования проекта (ТЭО) собирают литературные и архивные материалы об инженерно-геологических условиях площадки строительства, при этом сами исследования приводятся очень редко. Материалы используют для определения

технической возможности и экономической целесообразности строительства. Инженерно-геологические обоснования начальных стадий проектирования (проектные задания, технический проект) выполняются на основе изысканий большого района или нескольких конкурирующих участков. Среди них ведущее место занимает инженерно-геологическая съемка, геофизические работы, зондирование грунтов. Объем инженерно-геологических изысканий во многом определяется геоморфологической характеристикой строительной площадки.

Для составления рабочего проекта инженерно-геологические изыскания проводятся на участке строительства сооружений. Здесь преобладают разведочные работы, полевые опытные испытания грунтов. Инженерно-геологические изыскания для жилищного и промышленного строительства производят для обеспечения проектирования и строительства зданий и сооружений с учетом их надежности, долговечности и экономичности. Изыскания проводят в два этапа: на первом выполняются необходимые исследования для выбора участка строительства, на втором — детальные исследования, основными из которых являются лабораторные определения физико-механических характеристик грунтов оснований проектируемых зданий. Зачастую гражданские здания и сооружения проектируют в одну стадию, которая называется рабочим проектом. При одностадийном проектировании и отсутствии генерального плана проводят предварительные изыскания, позволяющие сделать выбор участка. Эти изыскания переходят сразу в рабочий проект. Необходимо иметь в виду следующие факторы: 1) инженерно-геологические изыскания на предпроектном этапе должны дать такой материал, который позволит решить все вопросы по использованию территории строительства с обеспечением охраны природы и реализации мероприятий по борьбе с негативными последствиями, возможными в результате влияния строительства на окружающую геологическую среду; 2) инженерно-геологические изыскания для составления проекта (или рабочего проекта), позволяющие провести расчеты устойчивости оснований зданий и сооружений, производят с помощью буровой и горной разведки, полевых опытных испытаний методами зондирования, опытных испытаний свай и др. Глубина выработки определяется величиной зоны активного сжатия пород в основаниях зданий и сооружений. Для гражданских и промышленных зданий инженерно-геологические изыскания должны обеспечить выбор оснований и проектирование фундаментов.

Инженерно-геологические изыскания при проектировании дорожного строительства должны учитывать его особенности и разнообразие геологических условий на участках трасс (вечная мерзлота, распространение болот, сейсмически активные зоны и др.). Обоснование проектов железных и автомобильных

дорог требует проведения комплексных инженерно-геологических изысканий, в которые входят выбор трассы дороги, определение условий возведения насыпей, туннелей, мостов, изучение источников разработки строительных материалов и водоснабжения. В задачу изысканий входит также изучение инженерно-геологических условий мостовых переходов, которые подразделяются на железнодорожные, автомобильные и пешеходные, а по конструкции — на металлические, железобетонные, бетонные, каменные и деревянные.

При проведении изысканий на предпроектной стадии необходимо дать технико-экономическое обоснование целесообразности строительства дороги, определить ее трассу с учетом возможного изменения направления на отдельных участках. Эти работы выполняют на основе изучения геологического и картографического материала, находящегося в фондах соответствующих проектных и научно-исследовательских институтов, опубликованной литературы по региональной инженерной геологии и т. д. После изучения результатов рекогносцировки переходят к инженерно-геологическим съемочным работам, которые выполняют в масштабе 1 : 100 000 ... 1 : 2 000 000 в зависимости от сложности геологических условий. Инженерно-геологическая съемка на предпроектном этапе должна обеспечить получение необходимых данных для выбора трассы дороги, при этом ширина площади съемки должна быть 0,5 км, варианты трассы будущей дороги намечаются как в пределах этой площади, так и за ее пределами.

Инженерно-геологические изыскания на стадии разработки рабочей документации могут быть самыми разнообразными. Основными из них являются характеристики рельефа местности и геология. Они конкретизируются данными по рассеченности рельефа, расположением оврагов, водоразделов, речных долин. Устанавливаются границы распространения просадочных, многолетнемерзлых грунтов, динамика физико-геологических явлений (заболачивание, просадка, оползни, подземные воды, карсты и др.), глубина залегания подземных вод для использования их в целях водоснабжения.

Инженерно-геологические изыскания при проектировании гидротехнических сооружений также проводятся в соответствии с принятой стадийностью проектирования. Однако при проектировании гидротехнических сооружений выполняются и внестадийные предпроектные изыскания.

В настоящее время любое крупное строительство может осуществляться лишь на основе комплексной схемы охраны природы. Она должна составляться в предпроектный период для определения тех последствий, которые могут иметь место в природной обстановке под влиянием будущего здания или сооружения. На предпостроечном этапе инженерно-геологиче-

ских исследований конечным результатом является схема комплексного использования реки или какой-либо ее части и технико-экономическое обоснование целесообразности строительства. Предпроектные изыскания выполняют на основе анализа существующих карт, отражающих топографию, геоморфологию, геологию, тектонику, неотектонику, гидрогеологию, физико-геологические и сейсмические явления, инженерную геологию. Одновременно выполняются специальные исследования, к которым относятся наблюдения за осадкой сооружений, фильтрационными деформациями, современными тектоническими движениями, сейсмическими явлениями, смещениями пород в местах примыкания к берегам. На стадии составления рабочих чертежей инженерно-геологические исследования ведутся на участках основных и вспомогательных сооружений и отдельных участках водохранилищ.

На участках строительства с размещением тяжелых бетонных сооружений, особенно со сложными инженерно-геологическими условиями, проводятся разведочные выработки большого сечения для проведения необходимых наблюдений и опробования (шахты, штольни и т. д.). Количество выработок определяется необходимостью обследования всех участков, отличающихся друг от друга строением и свойствами грунтов.

§ 6.3. ПОИСК И РАЗВЕДКА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И ИСТОЧНИКОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Месторождением называется скопление в земной коре горных пород, которые являются источником получения строительных материалов. В качестве месторождений рассматриваются горные породы, являющиеся естественным строительным материалом (граниты, известняки, галечники и др.). Их называют нерудными полезными ископаемыми. В ряде случаев горные породы являются сырьем для изготовления строительных материалов. Например, мергели используются для получения цемента, глины и суглинки — для изготовления кирпича.

Для добычи нерудных полезных ископаемых разрабатываются открытые горные выработки, совокупность которых называется карьерами.

Поиски месторождений проводятся с целью обнаружить на обследуемой территории нужное полезное ископаемое, отобрать пробы материала на анализ, определить (примерно) запасы материалов и оценить необходимость проведения дальнейших разведочных работ. На основе поисковых работ составляется карта-схема выявленных месторождений и карьеров. Одновременно оформляется пояснительная записка, в которой отражается краткая характеристика размещения нерудных иско-

паемых, дается оценка количеству и качеству строительных материалов и соображения по дальнейшей работе.

Разведка месторождений разделяется на предварительную и детальную. В процессе предварительной разведки устанавливаются геологические условия залегания нерудных полезных ископаемых, определяются границы их распространения, уточняется количество, изучается качество месторождений и оцениваются условия его эксплуатации с возможностью транспортирования строительных материалов к месту строительства.

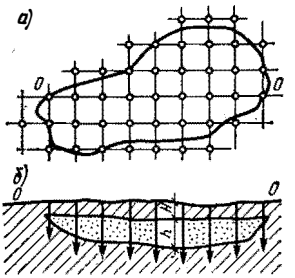


Рис. 6.7. Схема определений границ месторождения по сетке заложения горных выработок: *а* — план; *б* — разрез; *Н* — мощность вскрыши; *h* — мощность полезного ископаемого

Возможность и целесообразность разработки месторождения определяется на основе технико-экономического обоснования. Результаты его в значительной степени зависят от отношения мощности вскрышных работ к мощности слоя полезного ископаемого — геологического коэффициента (рис. 6.7). С увеличением этого коэффициента повышается ценность месторождения. Считается экономически допустимым соотношение 2 : 1 — для месторождений в форме линз, 1 : 1 — при залегании их от поверхности на глубине 3...5 м. На основе разведочных горных выработок составляются геологические разрезы, которые позволяют дать характеристику месторождения — форму залегания, мощность вскрышных работ и полезной толщи, влияние подземных вод. Качество полезного ископаемого оценивается по пробам, отобранным из горных выработок. Очень важным является определение запаса месторождений, который может быть подсчитан среднеарифметическим методом или методом поперечных сечений. Вначале находят площадь контура A полезного ископаемого, затем определяют среднюю мощность месторождения по формуле

$$h_{ср}=h_1+h_2+\ \ldots\ +h_n/n, \qquad (6.3)$$

где h_1, h_2, ..., h_n — мощность полезного ископаемого по данным различных выработок; n — количество выработок.

Запас полезного ископаемого, м^3: $V=Ah_{ср}$.

Для детальной разведки месторождения намечают один или несколько участков и по ним уточняют запас, производят сбор дополнительных геологических и гидрогеологических данных и детальное обследование полезного ископаемого.

При проектировании водоснабжения производятся инженерно-геологические изыскания, которые по объёму, составу и содержанию имеют специфические особенности.

Технико-экономическое обоснование (ТЭО) проекта водоснабжения состоит из комплекса исследований по выявлению источников водоснабжения и их геологических условий, определению мест водозаборных сооружений. Для этого анализируется, систематизируется фондовый, литературный, научный материал в зависимости от степени изучения различных территорий.

При проектировании водоснабжения изыскания проводят в две стадии: первая (проектная) проводится для обоснования выбора площадки и вторая — стадия рабочей документации — ставит своей целью изучение выбранной площадки более детально и подробно. На стадии проекта для проектирования водоснабжения выявляются все типы подземных вод и их запасы. Здесь предусматривается целый комплекс съемочных, разведочных и лабораторных работ в объеме, зависящем от категории сложности территории. Инженерно-геологическая и гидрогеологическая съемки сочетаются с использованием геофизических методов, среди которых наиболее широко применяется электроразведка. На этой стадии изыскания устанавливается глубина залегания подземных вод, направление их движения, мощность водоносных горизонтов, химический и химико-бактериальный состав. Конечным результатом проектной стадии изысканий является эксплуатационная оценка запасов подземных вод, которая дается на основе комплексного анализа геологической обстановки с помощью гидродинамических, гидравлических и балансовых методов. Особое внимание обращается на запас подземных вод с учетом длительности эксплуатации. Запасы подземных вод в зависимости от степени разведанности месторождений, изученности качества вод, условий эксплуатации подразделяются на четыре категории — А, В, C_1 и C_2.

Категория А — запасы, изученные и разведанные с такой детальностью, которая позволяет дать полную картину условий залегания, величины напора водоносных горизонтов, их связь с источниками подземных и поверхностных вод и т. д.

Категория В — запасы, изученные и разведанные до такой степени, которые позволяют выяснить основные особенности условий залегания, строения водоносных горизонтов, приближенное количество водных ресурсов. Качество изучения подземных вод позволяет установить возможность их использования для различных нужд.

Категория C_1 — запасы, которые разведаны и изучены с такой детальностью, которая позволяет выявить в общих чертах строение, условия залегания и распространения водоносных горизонтов. Степень изучения качества подземных вод позволяет предварительно решить вопрос о возможности использования их по назначению.

Категория C_2 — запасы, определенные на основе общих геолого-гидрогеологических данных по опробованию водоносных горизонтов в отдельных точках или на основе аналогии с соседними разведанными участками. Таким же методом устанавливалось качество подземных вод.

Возможность проектирования и строительства водозаборных сооружений определяется в зависимости от категории запаса подземных вод.

Вопросы для самопроверки

1. Что входит в задачу инженерно-геологических изысканий?
2. Что изучается в процессе геологической съемки?
3. Какие существуют виды механического бурения?
4. Что относится к геофизическим методам исследований?
5. Какие опытные работы проводятся при инженерно-геологических исследованиях?
6. Каковы особенности инженерно-геологических изысканий для жилищного и промышленного строительства?
7. Какие изыскания проводятся при проектировании дорожного строительства?
8. В чем особенности инженерно-геологических изысканий при проектировании гидротехнических сооружений?
9. Что называют нерудными полезными ископаемыми?
10. Какие работы проводятся в процессе поиска и разведки месторождений?
11. Какие изыскания проводятся при проектировании водоснабжения?

§ 6.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно рассмотреть при изложении учебного материала по определению плотности рыхлых песчаных грунтов методом зондирования. Действительно, для плотных и средней плотности песчаных грунтов это не представляет большого затруднения, так как отбор монолитов вполне возможен. Что касается рыхлых песков и песчаных грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод, определение их плотности сопряжено с большими трудностями. Дело в том, что в таких грунтах отбор монолитов с природной плотностью практически невозможен ввиду отсутствия между частицами какой-либо связности. В то же время прочностные и деформационные характеристики песчаных грунтов в основном определяются их плотностью.

Создается проблемная ситуация, выход из которой следует искать с участием самих обучающихся. Здесь следует обратиться к примерам из жизни, постараться нарисовать истинную картину и вместе с тем возможное состояние песков вообще и их

крайние состояния по плотности — плотное и рыхлое. Если наполнить (предположим) какие-то емкости плотным и рыхлым песчаным грунтом и попросить любого из присутствующих дать оценку плотности этих песков, то, наверное, это можно сделать, используя какие-либо подручные средства — гвоздь, любой штырь и т. д. Обязательно следует вовлечь в обсуждение этого вопроса всю аудиторию и активизировать мышление каждого из обучающихся. Задавая наводящие вопросы и направляя их мысль, можно прийти к выводу об определении плотности песков с помощью обычного штыря путем внедрения его в грунт. При этом сопротивление внедрению будет намного больше в плотных песках, чем в рыхлых. Если теперь опытным путем протарировать зависимость между плотностью песков и сопротивлением внутреннего зонда (штыря) в грунт, то это и будет решением поставленной задачи. Дальше можно перейти к описанию самого метода зондирования песчаных грунтов с учетом его особенностей.

Рекомендуются следующие **технические средства обучения.** Большинство рисунков настоящей главы приводится как иллюстрация существующего оборудования для проведения инженерно-геологических изысканий или метода производства работы. Такие рисунки не следует вычерчивать на доске, так как они отнимут много времени. К тому же характер их таков, что изображение некоторых из них на доске становится просто невозможным. Поэтому их можно демонстрировать с помощью слайдов и, если есть возможность, в сочетании с раздаточным материалом. К ним можно отнести: рис. 6.1 (буровой инструмент), рис. 6.2 (схема электроразведочных работ), рис. 6.3 (схема испытаний грунтов штампами), рис. 6.5 (схема опытов с крыльчаткой). Что касается рис. 6.4 (график зависимости осадки штампа от нагрузки) и рис. 6.6 (схема определения границ месторождения), то их следует выполнять на доске в процессе изложения материала.

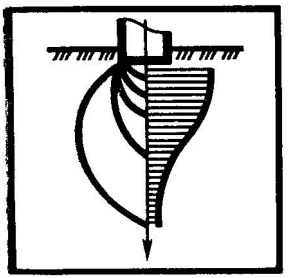
Учитывая значительный объем информации, можно также рекомендовать одно из устройств для проверки усвоения учебного материала.

При изложении учебного материала можно рекомендовать следующие **межпредметные и внутрипредметные связи**: а) при рассмотрении геофизических методов исследований полезно освежить в памяти обучающихся сведения из курса физики. В частности, излагая сейсмические методы, можно вспомнить о распространении волн в упругих материалах. Характеризуя исследования грунтов методом электроразведки, надо вспомнить раздел физики по электричеству и остановиться на электрическом сопротивлении материалов. То же самое можно сказать и при изложении магнитных методов геофизических исследований, основанных на оценке магнитных свойств горных по-

род, методов ядерной физики, базирующихся на измерении естественных и искусственных излучений; б) излагая стадийность проведения инженерно-геологических изысканий, необходимо связать это со стадийностью проектирования зданий и сооружений, рассматриваемых в курсе строительных конструкций, архитектуре; в) рассматривая инженерно-геологические изыскания для различных видов строительства, необходимо остановиться и дать краткую характеристику самих объектов строительства. Особенно это относится к дорожному строительству, где приходится иметь дело с трассированием дороги в различных районах со сложными геоморфологическими и геологическими условиями, проектированием мостовых переходов и т. д. Довольно сложные инженерные сооружения предусматривает гидротехническое строительство (гидроэлектростанции, плотины и др.).

Материал настоящей главы имеет важное **профессиональное** значение. Если технически грамотно и экономически обоснованно решать задачи по проектированию и строительству зданий и сооружений, то инженерно-геологические изыскания играют ведущую роль. Действительно, как можно создать рациональные конструкции фундаментов, не имея достаточно четкого представления о физико-механических свойствах пород основания, физико-геологических явлениях, характерных для районов строительства. Это особенно важно при проектировании зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях — при наличии лёссовых просадочных, вечномерзлых, слабых водонасыщенных и заторфованных грунтов и др. В таких условиях инженерно-геологические изыскания приобретают особое значение, так как учет всех особенностей слабых грунтов и использование новейших достижений в области фундаментостроения позволяют в конкретных условиях найти решения, обеспечивающие устойчивость сооружений на длительный период эксплуатации. Немаловажное значение имеют и изыскания месторождений нерудных полезных ископаемых. При прочих равных условиях использование для строительства местных строительных материалов всегда приводит к снижению стоимости строительства.

Все эти вопросы должны найти освещение в процессе изложения учебного материала. При этом следует приводить решения XXVII съезда КПСС, последующих Пленумов ЦК КПСС, сессий Верховного Совета СССР и РСФСР, нацеливающие на выполнение заданий двенадцатой пятилетки: повышение эффективности капиталовложений, рост производительности труда и повышение качества работ.



Раздел второй

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Глава 7

ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

В условиях естественного залегания грунт представляет сложную систему взаимодействующих между собой элементов, находящихся в твердом, жидком и газообразном состояниях. Количественное соотношение объемов указанных элементов зависит от внешних физико-геологических процессов и механических воздействий (см. раздел первый).

§ 7.1. СОСТАВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ГРУНТОВ

Основными элементами грунтов являются твердые частицы, вода и газообразные включения.

Твердые частицы представляют собой систему минеральных зерен, различных по форме, составу, размер которых изменяется от нескольких сантиметров до мельчайших частиц коллоидного порядка (менее 1 мк). Важнейшей характеристикой твердых частиц является минералогический состав, который во многом определяет физико-механические свойства грунтов. Чем меньше размер минеральных частиц, тем больше их удельная поверхность. С уменьшением размеров частиц возрастает число центров взаимодействия в контакте между зернами и окружающей их водой.

Вода в грунтах подразделяется на связанную и свободную. Минеральные частицы грунта заряжены отрицательно, а молекулы воды представляют собой диполи, положительно заряженные на одном конце (атомом кислорода) и отрицательно на другом (два атома водорода). За счет электромолекулярных сил воздействия диполи воды притягиваются с огромной силой к минеральным частицам и образуют слой *прочносвязанной* (*адсор-*

бированной) воды. Электромолекулярные силы взаимодействия у поверхности минеральных частиц составляют величину порядка нескольких сотен МПа. Поэтому близкие к минеральным частицам молекулы воды толщиной 1 ... 3 ряда невозможно отделить ни внешним давлением, ни действием напора воды. Следующие слои молекул воды по мере удаления от поверхности грунтовых частиц связываются меньшими силами взаимодействия и образуют слой *рыхлосвязанной* (*лиосорбированной*) воды. Они могут быть выделены из пор грунта давлением порядка нескольких МПа. Молекулы воды, которые находятся вне области электромолекулярных сил взаимодействия, образуют воду свободную (по проф. А. Ф. Лебедеву), которая передвигается в грунте под действием разности напора, и капиллярную, поднимающуюся на некоторую высоту от уровня грунтовых вод в порах грунта за счет сил капиллярного натяжения.

Газообразные включения в грунте могут находиться в замкнутом (защемленном, располагающемся в порах грунта), свободном (соединяющимся с атмосферой) состояниях и растворенными в поровой воде.

§ 7.2. СТРУКТУРНЫЕ СВЯЗИ И СТРОЕНИЕ ГРУНТОВ

Прочностные свойства дисперсных грунтов во многом определяются структурными связями между отдельными минеральными частицами и их агрегатами. В основе этих связей лежат молекулярные силы электромагнитной природы и комплекс действующих в грунте внешних и внутренних энергетических полей. Молекулярные силы могут возникать лишь при очень тесных контактах между твердыми частицами (силы Ван-дер-Ваальса) и расстояниях между ними порядка нескольких рядов молекул (не более десятка). Такие расстояния возможны в грунтах, подвергавшихся значительным давлениям, или в грунтах, имеющих значительную влажность и плотность, у которых под влиянием внешнего воздействия пленки связанной воды и коллоидные оболочки продавлены.

Структурные связи в грунтах зависят от свойств минеральных частиц и водных растворов, заполняющих поры, условий первичного накопления минеральных осадков и т. д. Различаются следующие основные виды структурных связей в грунтах: 1) *водно-коллоидные* — формируются в результате электромолекулярных сил взаимодействия между минеральными частицами и пленками воды и коллоидными оболочками. Водно-коллоидные силы становятся тем больше, чем тоньше водно-коллоидные оболочки, и наоборот. Такие связи пластичны и обратимы, при увеличении влажности уменьшаются и могут быть близкими к нулю; 2) *кристаллизационные* — образуются под воздействием сил химического сродства, образуя с минеральными ча-

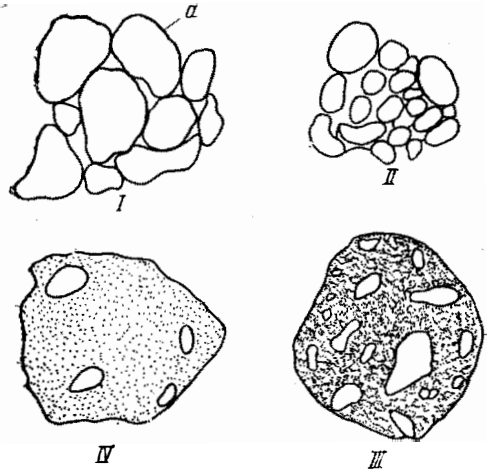


Рис. 7.1. Схема структур по выделенным классам:
I — раздельно-зернистый; *II* — зернисто-пленчатый; *III* — агрегативный; *IV* — слитный; *а* — пленки на зернах

стицами новые прочные и хрупкие поликристаллические соединения.

Большое влияние на физико-механические свойства грунтов оказывает их *структура*. По ГОСТ 25100—82 структура—особенности строения грунта, обусловленные размерами и формой частиц, характером их поверхности, количественным соотношением слагающих грунт элементов (минеральных частиц или агрегатов частиц) и характером их взаимодействия друг с другом. Согласно А. К. Ларионову, структура определяется количественным и морфологическим взаимоотношением твердой, жидкой и газообразных частиц, образующих грунт. Природная структура, состав грунтов и их состояние определяют в основном деформационно-прочностные свойства грунтов как оснований сооружений. По А. К. Ларионову выделяются следующие классы структур (рис. 7.1): *раздельно-зернистый* — частицы не связаны друг с другом; *зернисто-пленчатый* — содержит значительную часть полуагрегатов, связанных между собой; *агрегативный* — состоит из агрегатов, зерен и полуагрегатов, связанных в единую систему; *слитный* — представляет агрегированную глинистую массу, визуально однородную.

Важной характеристикой является структурная прочность грунтов и устойчивость структурных связей под влиянием внешних воздействий.

Для оценки строительных свойств грунтов весьма важным является определение их *текстуры* (сложения). Под текстурой подразумевается пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунтов и агрегатов, характеризующих неоднородность толщи в пласте. Существуют следующие виды текстуры грунтов: 1) слоистая (тонко- и глубокослоистые, ленточные, косослойные, сланцевые и пр.); 2) слитная (массивная и скрыто-слоистая); 3) сыпучая — для несвязных грунтов.

§ 7.3. ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Для оценки строительных свойств грунтов используются характеристики физико-технических свойств, которые подразделя-

ются на две группы: *основные* — характеристики физических свойств, определяемые на основе лабораторных исследований; *расчетные* — характеристики физических свойств, определяемые расчетом.

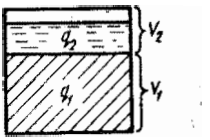


Рис. 7.2. Схема составных частей грунта

В лабораторных условиях определяется удельный вес грунтов, удельный вес частиц грунта и влажность. Удельный вес представляет собой вес единицы объема грунта в естественном состоянии (рис. 7.2). Если обозначить через V_1—объем твердых частиц, V_2 — объем пор, q_1 — вес твердых частиц, q_2 — вес воды в порах грунта (вес воздуха не учитывается), то удельный вес грунта как отношение веса грунта (включая вес воды) к занимаемому объему можно выразить так:

$$\gamma = \frac{q_1 + q_2}{V_1 + V_2}. \tag{7.1}$$

Удельный вес частиц грунта γ_s определяется отношением веса сухого грунта к объему, занимаемому частицами грунта:

$$\gamma_s = q_1/V_1. \tag{7.2}$$

Влажность (весовая) W — отношение веса воды к весу твердых частиц:

$$W = q_2/q_1. \tag{7.3}$$

Расчетной характеристикой грунтов является *коэффициент пористости* e — отношение объема пор к объему минеральной части грунта:

$$e = n/m, \tag{7.4}$$

где n — объем пор в единице объема грунта; m — объем твердых частиц в единице объема грунта;

$$n + m = 1. \tag{7.5}$$

Объем твердых частиц в единичном объеме грунта

$$m = \gamma_\alpha/\gamma_s, \tag{7.6}$$

где γ_α — удельный вес сухого грунта.

Выполнив простейшие преобразования, получим

$$e = \gamma_s/(\gamma_\alpha - 1). \tag{7.7}$$

Удельный вес сухого грунта можно определить из условия

$$w = \gamma - \gamma_\alpha/\gamma_\alpha, \tag{7.8}$$

откуда

$$\gamma_\alpha = \gamma/(1 + w). \tag{7.9}$$

Решая систему уравнений (7.4) и (7.5), получим:

$$n=e/(1+e); \tag{7.10}$$

$$m=1/(1+e). \tag{7.11}$$

Степенью влажности грунта называется отношение природной влажности к его полной влагоемкости:

$$S_r=w/w_{sat}. \tag{7.12}$$

Полная влагоемкость представляет собой такую влажность, когда все поры грунта заполнены водой:

$$w_{sat}=e\gamma_w/\gamma_s, \tag{7.13}$$

где γ_w — удельный вес воды, равный 1.

После подстановки значения w_{sat} в формулу (7.12) получим

$$S_r=w\frac{\gamma}{e\gamma_w}. \tag{7.14}$$

По ГОСТ 25100—82 крупнообломочные и песчаные грунты по степени влажности подразделяются на: маловлажные — $0<S_r\leqslant 0{,}5$; влажные — $0{,}5<S_r\leqslant 0{,}8$; насыщенные водой $0{,}8<S_r\leqslant 1$.

Грунты, залегающие ниже уровня подземных вод, находятся в состоянии грунтовой массы и испытывают взвешивающее действие воды. Удельный вес грунта, облегченного весом вытесненной воды,

$$\gamma_{sb}=(\gamma_s-\gamma_w)/(1+e). \tag{7.15}$$

Вопросы для самопроверки

1. Из каких элементов состоят грунты?
2. Какие существуют виды воды и газообразных включений в грунте?
3. Что такое структура и текстура грунта?
4. Как подразделяются основные и расчетные характеристики физических свойств грунтов?

§ 7.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Для **проблемного** построения сообщения учебного материала можно использовать следующие вопросы из содержания настоящей главы.

Как известно, в природных условиях грунт состоит из элементов, находящихся в твердом, жидком и газообразном состояниях. При этом количественное соотношение объемов элементов грунтов зависит от внешних физико-геологических процессов и механических воздействий. Познавательная задача для обучающихся может быть задана в форме вопроса или задания. В данном случае проблемная ситуация может быть создана путем вопроса: «В чем заключается и в чем проявляется динамика соотношения объемов элементов грунта?» Вначале надо попытаться

с помощью студентов найти ответ на этот вопрос, опираясь на полученные знания из курса инженерной геологии. При этом можно задать несколько наводящих вопросов, например: 1) что может произойти в грунте при строительстве здания или сооружения? 2) как может измениться соотношение объемов указанных элементов грунтов при обильном замачивании их атмосферными осадками и что при этом произойдет с объемом пор, объемом воды и минеральных частиц в грунте? и т. д. Надо вызвать интерес у обучающихся поставленными вопросами и с их помощью разрешить проблемную ситуацию, показав на примерах, что грунт представляет собой довольно динамичную систему взаимодействующих между собой элементов, изменяющихся под влиянием физико-геологических процессов и механических воздействий.

Для создания проблемной ситуации можно использовать вопрос о характере структурных связей в глинистых грунтах, определяющих, как известно, во многом их прочность. Рассказав студентам о водно-коллоидных и кристаллизационных связях, можно поставить вопрос о том, как будет разрушаться грунт или, точнее, какие связи в грунте будут в первую очередь подвержены разрушению по мере возрастания нагрузки. Заинтересовав этим обучающихся, следует с их участием получить ответ на поставленный вопрос, а затем осветить его более подробно, опираясь на изложенный материал по структурным связям и структуре глинистых грунтов.

Для повышения зрительных представлений о наиболее сложных вопросах раздела можно рекомендовать **технические средства обучения** — применение диапроектора и кодоскопа. Ценность кодоскопа заключается в том, что вычерчивание рисунков на пленке отнимает меньше времени у преподавателя, чем вычерчивание на аудиторной доске и, с другой стороны, обеспечивает активное участие обучающихся на занятиях. Последнее особенно важно, потому что, как показывают результаты исследований психологов, активное участие обучающихся в самом процессе обучения обусловливает более высокое усвоение ими изучаемого материала, лучшее его запоминание и уменьшает время на самостоятельную работу. В этом отношении кодоскоп выгодно отличается от диапроектора, так как демонстрация слайдов даже в сочетании с раздаточным материалом не дает требуемого эффекта изучения учебного материала.

Хорошее зрительное представление об объекте изучения дают слайды, поэтому их нужно применять при рассмотрении сложных установок, приборов, конструктивных элементов зданий и т. д.

С помощью кодоскопа можно рекомендовать вычерчивать классификацию структур рыхлых пород (см. рис. 7.1). Изображение рисунка позволит обучающимся лучше представить ха-

рактер агрегативности каждого класса структуры, взаимодействие между частицами породы и внешний петрографический облик.

При изложении материала данного раздела можно рекомендовать следующие **внутрипредметные и межпредметные связи.**

Рассматривая грунт в механике грунтов как материал, среду, на которую от зданий или сооружений передается действующая нагрузка, необходимо рассматривать все его физико-механические свойства в неразрывной связи с условиями формирования и взаимодействия с окружающей средой, т. е. опираясь на те знания, которые получены обучающимися из инженерной геологии. Излагая материал о видах воды в грунте, особенно характеризуя природу связанной воды, можно очень кратко остановиться на ее физико-химических особенностях и, как результат, на отличии связанной воды от свободной (более высокая плотность, пониженная температура замерзания, низкая вязкость и т. д.). Говоря о капиллярной воде, можно сослаться на учение из курса физики о капиллярном поднятии воды, подъемной силе мениска. Это дает возможность объяснить причину более высокого поднятия капиллярной воды в глинистых грунтах по сравнению с песчаными. Характеризуя свободную воду в грунтах, можно использовать знания студентов из области гидравлики, в частности из раздела ламинарного течения воды, законам которого подчиняется свободная вода в грунте; излагая виды структурных связей в грунте — водно-коллоидные и кристаллизационные — можно очень кратко остановиться на физико-химической сущности этих связей, сделав небольшой экскурс в область физико-химических процессов, которые изучали студенты в курсе общей химии. Аналогично можно остановиться на влиянии газов, растворенных в поровой воде.

Весьма важно в процессе изложения материала учитывать его **профессиональную и воспитательную направленность.** Излагая виды воды, нельзя не сказать о ее влиянии на строительные свойства грунтов вообще и в особенности глинистых. Увеличение влажности в глинистых грунтах зачастую резко увеличивает их деформативные свойства. У отдельных видов структурно-неустойчивых грунтов, например просадочных, рост влажности на 10 ... 15 % увеличивает их сжимаемость порой более чем в 2 раза. Влияние влажности на строительные свойства глинистых грунтов можно показать еще на одном примере. Глинистые грунты можно использовать в качестве основания для опирания свай при показателе текучести не более 0,6. Если его величина более 0,6, возможность использования таких грунтов для опирания свай должна рассматриваться по результатам специальных исследований. Важно подчеркнуть, что, рассматривая виды воды в грунтах, мы приближаемся к оценке несущей способности основания и его деформативности.

Рассматривая виды газов в грунте, можно выделить их особую роль в том случае, когда они располагаются в порах грунта и находятся в защемленном состоянии. Такие газы способствуют повышению упругих свойств грунта и снижают эффективность уплотнения.

Излагая строение грунтов, необходимо уделить внимание важности структурных связей при оценке их прочностных и деформационных свойств. При действующей нагрузке менее прочности структурных связей грунт работает как упругое тело, т. е. возникающие при этом деформации имеют в основном упругий характер. Таким образом, чем прочнее структурные связи между частицами грунта, тем большую внешнюю нагрузку может принять на себя грунт.

Можно продолжить рассмотрение примеров изложения учебного материала с позиции его профессиональной направленности. Однако важен сам принцип подхода к изложению учебного материала, способствующий не только накоплению инженерных знаний у обучающихся, но и развитию их творческого мышления по реализации этого материала в будущей инженерной деятельности. Такой подход будет способствовать становлению обучающихся как будущих инженеров-педагогов, ибо инженер-преподаватель сможет педагогически квалифицированно донести материал в том случае, когда сам в совершенстве не только владеет инженерными знаниями, но и может применить их на практике.

Необходимо в процессе чтения лекции подчеркнуть роль русских и советских ученых в развитии вопросов, рассматриваемых в настоящем разделе. Это позволит усилить воспитательную роль данной работы. Излагать эту часть следует с определенным пафосом, гордостью за нашу страну, за ее ученых, внесших значительный вклад в развитие науки о механике грунтов и фундаментостроении.

Следует особо подчеркнуть роль таких ученых, как проф. А. Ф. Лебедева (основные виды воды в грунте), акад. П. А. Ребиндера, профессоров Н. Н. Маслова, Н. Я. Денисова, В. С. Шарова (основные виды структурных связей в грунте), проф. А. К. Ларионова (структура грунтов, ее виды).

Глава 8

ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

В рыхлых горных породах при действии внешней нагрузки возникают как общие деформации (присущие всем сплошным телам), так и деформации, вызванные взаимными перемещениями твердых минеральных частиц. Если при действии внешних

сил структурные связи между минеральными частицами не нарушаются, то грунты деформируются как сплошное тело. При нарушении структурных связей деформации грунта будут обусловлены, главным образом, взаимными перемещениями его частиц. Поэтому кроме общих закономерностей, которым подчиняются деформации сплошных тел, грунты обладают рядом особенностей и закономерностей, обусловленных природой рыхлых горных пород как минерально-дисперсных образований. Эти закономерности носят название «основные закономерности механики грунтов». К ним относятся: *сжимаемость грунтов*, обусловленная изменением пористости и, следовательно, общего их объема под действием внешней нагрузки; *водопроницаемость*, или зависимость между скоростью фильтрации воды в грунте и действующим напором. Водопроницаемость является переменной величиной, изменяющейся в процессе уплотнения грунтов под нагрузкой; *контактная сопротивляемость сдвигу* — обусловлена внутренним трением в сыпучих грунтах и трением со сцеплением в связных грунтах; *деформируемость* (в частном случае линейная деформируемость), зависящая от сопротивляемости и податливости структурных связей и деформируемости отдельных компонентов. При статической нагрузке, большей прочности структурных связей в грунте возникают упругие (восстанавливающиеся) и остаточные деформации.

§ 8.1. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ. ЗАКОН УПЛОТНЕНИЯ

Сжимаемость грунтов заключается в способности изменять свое строение под влиянием внешних воздействий на более компактное за счет уменьшения пористости грунта. К внешним воздействиям относятся: сжимающие нагрузки, высыхание, коагуляция коллоидов и пр. Уменьшение пористости грунта при плотной компоновке частиц происходит за счет местных сдвигов, изменения толщины водно-коллоидных оболочек минеральных частиц (под влиянием давления высыхания) и т. д. На переупаковку частиц грунта в значительной степени влияет ползучесть скелета грунта и оболочек прочносвязанной воды.

Определение основных показателей сжимаемости грунтов производится путем их уплотнения под нагрузкой без возможности бокового расширения в условиях одномерной задачи. При такой схеме нагрузки деформации могут развиваться только в одном направлении. Испытания грунтов проводятся в жестком кольце (одометре), сам прибор называется *компрессионным* (рис. 8.1). Нагрузка на поверхность грунта прикладывается ступенями, величина ее устанавливается в зависимости от естественного состояния грунта и составляет 0,010; 0,025; 0,05 МПа. На каждой ступени нагрузки после стабилизации замеряется осадка и строится компрессионная кривая в координатах «дав-

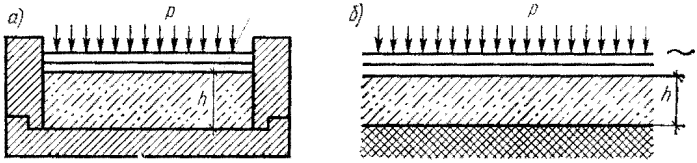


Рис. 8.1. Схема сжатия грунта в компрессионном приборе (*а*) и при сплошной нагрузке (*б*)

ление — коэффициент пористости», для водонасыщенных грунтов в координатах — «давление — влажность» (рис. 8.2).

Для вывода формулы, на основании которой можно определить коэффициент пористости при любой величине деформации образца, введем следующие обозначения: e_0 — начальный коэффициент пористости грунта; e_i — коэффициент пористости грунта при любой нагрузке; s_i — полная осадка образца при данной ступени нагрузки, измеренная от начала загружения; Δ_{n_l} — изменение пористости грунта от начала загружения; h — начальная высота образца.

Тогда

$$e_i = e_0 - \Delta_{n_l}/m. \tag{8.1}$$

Изменение объема пор численно равно произведению осадки на площадь образца A, т. е.

$$\Delta_{n_l} = s_i A. \tag{8.2}$$

Объем твердых минеральных частиц

$$m = \frac{1}{1 + e_0} Ah. \tag{8.3}$$

Подставив полученные величины в исходное выражение (8.1), получим

$$e_i = e_0 - \frac{s_i}{h}(1 + e_0). \tag{8.4}$$

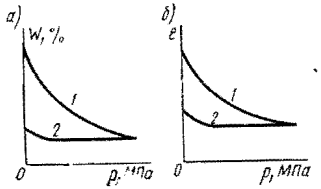


Рис. 8.2. Компрессионные кривые:

а — в координатах «давление — влажность»; *б* — то же, «давление — коэффициент пористости»; *1* — кривая уплотнения; *2* — кривая набухания

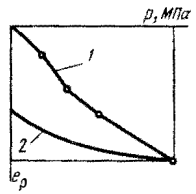


Рис. 8.3. Компрессионные кривые в осях «модуль осадки — давление»:

1 — кривая уплотнения; *2* — кривая набухания

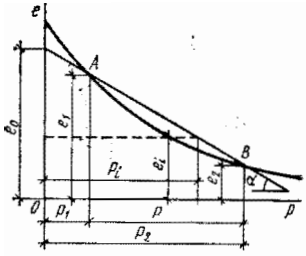


Рис. 8.4. Компрессионная кривая

Последняя формула используется для построения компрессионной кривой (метод проф. К. Терцаги).

В качестве характеристики сжимаемости проф. Н. Н. Масловым предложен *модуль осадки* $e_p=s_i/h$, т. е. величина относительной деформации при данном давлении, выраженная в мм/м. Тогда компрессионная кривая будет иметь вид, показанный на рис. 8.3. В последнее время этот способ выражения компрессионных испытаний получил наибольшее распространение.

Рассмотрим уравнение компрессионной кривой. Если принять небольшой диапазон изменения давлений (порядка 0,1 ... ... 0,3 МПа), что обычно имеет место в основаниях зданий и сооружений, то криволинейный участок компрессионной кривой без особой погрешности можно принять за прямую (рис. 8.4). Тогда согласно обозначениям на рис. 8.4 будем иметь

$$e_i=e_0-\operatorname{tg}\alpha p_i. \tag{8.5}$$

Уравнение (8.5) представляет собой уравнение прямой, проходящей через точки A и B:

$$\operatorname{tg}\alpha = a = \frac{e_1-e_2}{p_2-p_1}. \tag{8.6}$$

Коэффициент a носит название *коэффициента сжимаемости грунта*. Обозначив $p_2-p_1=p$ как приращение давления, получим

$$a=(e_1-e_2)/p. \tag{8.7}$$

Подставив полученное выражение вместо $\operatorname{tg}\alpha$ в исходное уравнение (8.5), получим уравнение прямолинейного отрезка компрессионной кривой:

$$e_i=e_0-ap_i. \tag{8.8}$$

Аналогично можно получить уравнение прямолинейного участка для кривой набухания.

При расчете осадок зачастую используется коэффициент относительной сжимаемости, который определяется по формуле

$$a_0=a/(1+e_0). \tag{8.9}$$

Физический смысл этой величины устанавливается следующим образом:

$$e_0-e_1=ap,$$

$$e_0-e_i=\frac{s_i}{h}(1+e_0).$$

Приравнивая правые части уравнений и решив относительно a_0, получим

$$a_0 = \frac{s_i}{hp}. \tag{8.10}$$

Таким образом, коэффициент относительной сжимаемости равен относительной осадке s_i/h, приходящейся на единицу давления. Если изменение вертикального давления происходит на бесконечно малую величину, то коэффициент пористости изменяется пропорционально этому давлению. После дифференцирования исходного уравнения (8.8) можно записать

$$de = -a dp. \tag{8.11}$$

Зависимость (8.11) выражает *закон уплотнения грунта:* бесконечно малое изменение относительного объема пор грунта прямо пропорционально бесконечно малому изменению давления.

Основными характеристиками сжимаемости грунтов является модуль общей деформации и коэффициенты бокового давления и поперечного расширения.

Модуль общей деформации, как и для упругих тел, является коэффициентом пропорциональности между напряжениями и относительными деформациями. В то же время модуль общей деформации существенно отличается от модуля упругости тем, что определяется по ветви уплотнения и, таким образом, учитывает упругие и остаточные деформации грунтов. Модуль общей деформации является важной характеристикой, используемой для расчета оснований зданий и сооружений по деформациям, и определяется в полевых и лабораторных условиях. Наиболее распространенный способ — проведение компрессионных испытаний с последующей их обработкой. В этом случае модуль общей деформации

$$E = \frac{1 + e_0}{a} \beta, \tag{8.12}$$

где β — коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта (для песков и супесей β=0,76, суглинков — 0,63 и глин — 0,42).

Для определения коэффициента уплотнения a выбирается следующий диапазон напряжений. За величину p_1 принимается бытовое давление или с учетом погрешностей испытаний на первых ступенях нагрузки p_1=0,1 МПа. Давление p_2 обычно соответствует фактическому давлению, действующему под подошвой фундаментов.

Определение модуля общей деформации грунтов в полевых условиях определяется по результатам загрузки опытного штампа или фундамента ступенями до определенного давления.

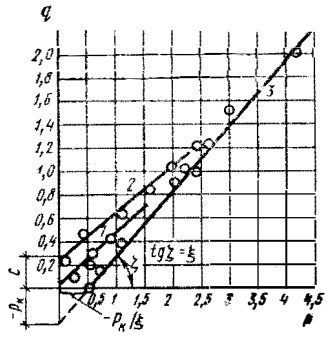


Рис. 8.5. График зависимости горизонтального давления q от вертикальной нагрузки P:

1 — рыхлые пески; *2* — плотные пески; *3* — глинистые грунты

Опыты проводятся на различных глубинах в пределах сжимаемой зоны грунта под фундаментами. Полевые испытания проводятся в условиях естественного залегания грунтов и тем самым позволяют определить достоверные значения модулей общей деформации. Однако значительная трудность и длительность полевых опытов порой сдерживает применение их в широких масштабах, поэтому чаще всего в массовом количестве проводят компрессионные испытания, а полевые опыты оставляют в качестве контрольных.

Коэффициент бокового давления ξ в общем случае рассматривается как отношение приращения горизонтального давления dq к приращению действующего вертикального давления dp:

$$\xi = \frac{dq}{dp}. \tag{8.13}$$

Отделяя переменные и интегрируя, получим

$$q = \xi p + D. \tag{8.14}$$

Постоянная интегрирования D определяется из начальных условий. Результаты опытов свидетельствуют о том, что для рыхлых песков начальное давление $q_0 = 0$, $D = 0$ (рис. 8.5). Для предварительно уплотненных песков величина $a \neq 0$ и составляет долю от вертикального давления, т. е. $D = q_0 = \alpha p_0$. Для связных грунтов величина q_0 будет отрицательной и по проф. Н. М. Герсеванову равна капиллярному давлению. По экспериментальным данным значения коэффициентов бокового давления изменяются в следующих пределах: для песчаных грунтов $\xi = 0{,}25 \ldots 0{,}37$, глинистых — $0{,}11 \ldots 0{,}82$. Величина ξ определяется в приборах трехосного сжатия.

Коэффициент поперечного расширения грунта (коэффициент Пуассона) равен отношению относительных горизонтальных деформаций образца e_x к относительным вертикальным e_z, т. е.

$$\nu = e_x / e_z. \tag{8.15}$$

Коэффициенты бокового давления и поперечного расширения связаны между собой следующим образом.

Относительная горизонтальная деформация e_x при действии напряжений по трем осям (σ_x, σ_y, σ_z) выражается законом Гука:

$$e_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z). \tag{8.16}$$

В условиях компрессионных испытаний $e_x=0$,

$$\sigma_x=\sigma_y=\xi p,\ \sigma_z=p.$$

Тогда

$$\sigma_z\xi=\nu(\sigma_z\xi+\sigma_z), \qquad (8.17)$$

откуда

$$\nu=\xi/(1+\xi).$$

Коэффициент поперечного расширения составляет: для песков — 0,21 ... 0,29, супесей и суглинков — 0,30 ... 0,37 и глин — 0,40.

Вопросы для самопроверки

1. Каковы особенности уплотнения песчаных и глинистых грунтов?
2. Как проводятся компрессионные испытания и обрабатываются их результаты?
3. Как выражается уравнение компрессионных кривых?
4. Какие существуют характеристики сжимаемости грунтов и как они определяются в лабораторных и полевых условиях?
5. Как изменяются характеристики сжимаемости грунтов под влиянием внешних воздействий и изменений физического состояния грунтов?

§ 8.2. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ. ЗАКОН ЛАМИНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Твердые минеральные частицы в грунте занимают часть его объема, поэтому в грунтах имеются поры, которые обусловливают водопроницаемость. Различные виды грунтов обладают разной водопроницаемостью. При прочих равных условиях лучшей водопроницаемостью обладают песчаные грунты и меньшей — глинистые.

Водопроницаемость грунтов зачастую является главным фактором при производстве фундаментных работ. От нее в значительной степени зависит скорость уплотнения под действующей нагрузкой. В целом она играет большую роль при решении ряда практических задач.

Движение воды в грунте происходит под влиянием различных факторов: пленочной — под действием разности осмотических давлений, капиллярной — разности сил всасывания, гравитационной — разности напоров воды.

Рядом исследований установлено, что движение воды в песчаных и глинистых грунтах можно рассматривать с достаточной для практических целей точностью как параллельноструйное ламинарное движение воды в пористой среде (Жуковский, Дарси, Павловский и др.). Ранее установлено (см. гл. 4), что

$$v=k_\Phi I.$$

Это и есть второй закон механики грунтов — *закон фильтрации*: скорость фильтрации воды в порах грунта прямо пропорциональна гидравлическому градиенту. Из этой формулы также следу-

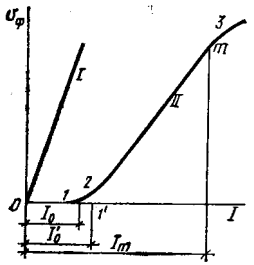


Рис. 8.6. График изменения скорости фильтрации $v_ф$ от градиента напора I:
I — песчаные грунты; *II* — глинистые грунты

ет, что коэффициент фильтрации есть скорость фильтрации при напорном градиенте, равном единице. Начальный градиент в глинистых грунтах обусловливается сопротивлением движению воды за счет малого размера пор и наличия водно-коллоидных пленок. Чем тоньше они, тем большее сопротивление оказывают движению воды как вследствие большой вязкости, так и их упругости.

Фильтрация воды в глинистых грунтах начинается лишь при достижении некоторого градиента напора, преодолевающего внутреннее сопротивление движению воды. На рис. 8.6 приведены экспериментальные данные зависимости скорости фильтрации от гидравлического градиента для песков и глины. На кривой *II* выделяется три участка: 0 ... 1 — начальный, где скорость фильтрации равна 0; 1 ... 2 — криволинейный участок и 2 ... 3 — прямолинейный, характеризующий процесс установившейся фильтрации. Напорный градиент, до достижения которого фильтрация в грунте не наблюдается, носит название *начального градиента.* Для глинистых грунтов уравнение изменения скорости фильтрации принимает вид

$$v=k_ф(I-I'_0). \qquad (8.18)$$

Что касается песчаных грунтов, то фильтрация воды у них начинается сразу после передачи напора.

При сжатии грунтовой массы (твердые частицы и вода) в механике грунтов рассматриваются две системы давлений: в скелете грунта p_z и в поровой воде p_w. Давления в скелете грунта уплотняют и упрочняют его и называются *эффективными.* Давления в поровой воде создают напор, вызывая фильтрацию, и называются *нейтральными.* С учетом этого Н. М. Герсевановым создана модель грунтовой массы (рис. 8.7).

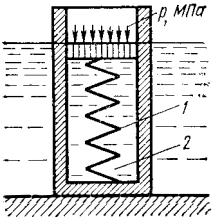


Рис. 8.7. Модель сжатия грунтовой массы:
1 — пружина, имитирующая передачу эффективного давления; *2* — вода, имитирующая поровую воду, испытывающую нейтральное давление

Для любого момента в грунтовой массе будет иметь место соотношение

$$p=p_z+p_w, \qquad (8.19)$$

где p — полная нагрузка на грунт.

С течением времени происходит уплотнение грунта, и эффективное давление будет увеличиваться.

Эффективное давление передается через точки и площадки контактов твердых мине-

ральных частиц, а нейтральное давление — через поровую воду. Если оно положительное (сверх гидравлического), то называется поровым. При рассмотрении стабилизации осадок во времени перераспределение эффективных и нейтральных давлений имеет решающее значение.

Вопросы для самопроверки

1. Чем обусловлена водопроницаемость грунтов?
2. Как выражается вторая закономерность механики грунтов — закон фильтрации?
3. Что такое коэффициент фильтрации грунтов и от каких факторов он зависит?
4. Что такое начальный градиент в глинистых грунтах и чем он обусловлен?
5. Что из себя представляет модель грунтовой массы и какова схема перераспределения давлений во времени?

§ 8.3. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ. ЗАКОН КУЛОНА

При действии внешней нагрузки на массив грунта эффективные напряжения могут превзойти прочность внутренних связей между частицами грунта, что обусловит скольжение одних частиц относительно других и тем самым — нарушение сплошности грунта.

У песчаных грунтов (особенно у идеально сыпучих) внутреннее сопротивление сдвигу частиц будет обеспечиваться трением, которое возникает на контакте частиц. В идеально связных грунтах (вязкие дисперсные глины) силами внутреннего сопротивления являются внутренние структурные связи и вязкость водно-коллоидных оболочек частиц.

Опыты показывают, что сопротивление сдвигу несвязных грунтов есть только сопротивление трению, прямо пропорциональное внешнему давлению. Сопротивление связных грунтов с водно-коллоидными связями суммируется из вязкого сопротивления скольжению и сил сцепления, которые зависят от уплотняющих давлений.

Показатели сопротивления сдвигу — основные прочностные характеристики грунтов. Они являются переменными величинами и зависят от давления и условий сжатия в точках контакта частиц. Поэтому очень важен выбор показателей сопротивления сдвигу, обусловливающих точность инженерных расчетов при решении различных задач в механике грунтов.

Предельное сопротивление грунтов сдвигу определяется путем испытания на срезных приборах (рис. 8.8). Образец грунта после предварительного уплотнения или без уплотнения (в зависимости от схемы испытания) помещается в сдвиговой прибор. Одна половина образца остается неподвижной, а другая может перемещаться под действием прикладываемой горизонтальной

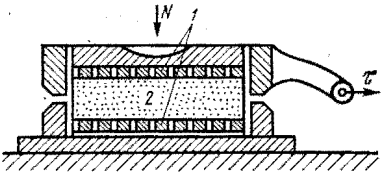


Рис. 8.8. Схема прибора для испытания грунтов на сдвиг:
1 — фильтры; *2* — образец грунта

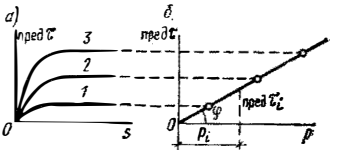


Рис. 8.9. Графики испытаний песчаных грунтов на сдвиг:
а — график перемещений при различных давлениях — *1*, *2*, *3*; *б* — график предельных сопротивлений сдвигу

нагрузки. К образцу прикладывается также вертикальная сжимающая нагрузка.

Существуют две схемы испытаний связных грунтов на сдвиг: по закрытой системе (неконсолидированно-недренированные испытания) и открытой (консолидированно-дренированные). Испытания грунтов по первой схеме выполняются таким образом, что плотность и влажность грунта в процессе опыта не меняются, и поэтому такие опыты носят название быстрого сдвига. Испытания по открытой схеме производят после предварительного уплотнения образцов вертикальной нагрузкой до стабилизации осадки, а горизонтальное усилие на образец передается ступенями, при этом каждая ступень выдерживается до стабилизации горизонтальной деформации. Испытания сыпучих (несвязных) грунтов проводятся по первой схеме.

Опыты на сдвиг проводят при нескольких уплотняющих давлениях и по результатам их строят два графика: первый — в координатах «предельное сдвигающее усилие τ — горизонтальная деформация s образца» и второй (результирующий) — в координатах «предельное сдвигающее усилие τ — вертикальная нагрузка на образец p».

Как показывают результаты многочисленных испытаний, диаграмма предельных сопротивлений сдвигу сыпучих грунтов представляет собой прямую, исходящую из начала координат и наклоненную под углом к оси давлений (рис. 8.9).

Предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу

$$\tau = p_i \operatorname{tg} \varphi, \tag{8.20}$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

Это уравнение является основной прочностной зависимостью для сыпучих грунтов, установленной в 1773 г. К. Кулоном: предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению.

Для испытания связных грунтов при одной плотности заготовляют несколько образцов грунта и уплотняют их наибольшим

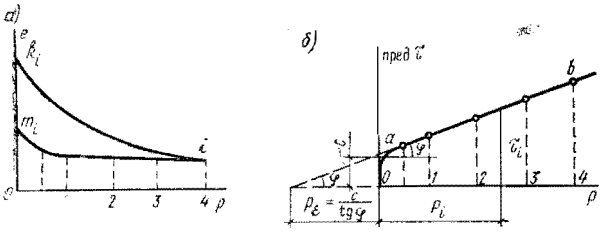


Рис. 8.10. График испытаний глинистых грунтов на сдвиг:
а — кривая уплотнения (k_i) и набухания (m_i); *б* — график предельных сопротивлений сдвигу

давлением, а затем разгружают до меньших давлений. После стабилизации деформаций разуплотнения производят испытание. Разуплотнение не вызывает резких изменений коэффициента пористости, как это следует из кривой набухания компрессионной кривой. Диаграмма испытаний глинистых грунтов на сдвиг приведена на рис. 8.10. Опыты показывают, что диаграмму консолидированного сдвига глинистых грунтов, несмотря на кривизну начального участка в небольшом диапазоне давлений, без особых погрешностей можно описать уравнением прямой линии

$$\tau = c + \operatorname{tg}\varphi p_i. \qquad (8.21)$$

Уравнение выражает закон Кулона для связных грунтов: предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершенной консолидации есть функция первой степени от нормального давления. Таким образом для связных грунтов сопротивление сдвигу характеризуется двумя параметрами: углом внутреннего трения φ и удельным сцеплением c. Отметим, что если продлить прямую до пересечения с осью давлений, то получим давление связности p_c, заменяющее действие всех сил сцепления. Характеристики сопротивления грунтов сдвигу могут быть определены по результатам опытов на трехосное сжатие грунтов. Прибор для испытания грунтов на трехосное сжатие называется *стабилометром.*

Вопросы для самопроверки

1. От каких факторов зависит сопротивление сдвигу у песчаных и глинистых грунтов?
2. Какие существуют схемы испытаний грунтов на сдвиг?
3. Как обрабатываются результаты испытаний грунтов на сдвиг?
4. Как выражается закон Кулона для песчаных и глинистых грунтов?

§ 8.4. СТРУКТУРНО-ФАЗОВАЯ ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Применение к грунтам общей теории напряжений, разработанной для сплошных упругих тел, требует специального рас-

смотрения. Отличительной особенностью грунтов является то, что при передаче внешней нагрузки отдельные элементы грунтов (фазы) по-разному оказывают сопротивление внешним нагрузкам и по-разному деформируются. Поэтому при общем рассмотрении важно изучить напряженно-деформируемые состояния грунта в целом и отдельных его фаз во взаимодействии между собой.

При анализе зависимостей деформаций от напряжения следует выделять два вида грунтов: сыпучие и связные. При однородном загружении сыпучих грунтов возникают смещения и повороты зерен относительно друг друга, и это обусловливает появление остаточных деформаций. На характер деформирования связных грунтов существенное влияние оказывают жесткие и вязкие структурные связи. При наличии жестких связей и действующей нагрузке в пределах прочности этих связей грунт будет деформироваться как сплошное тело. При вязких (водноколлоидных) связях отдельные связи разрушаются уже при сравнительно небольших нагрузках, другие — при больших нагрузках. Так или иначе в таких грунтах возникают упругие и остаточные деформации, причем последние значительно превосходят восстанавливающиеся. В общем случае напряжения и деформации связаны нелинейной зависимостью, об этом свидетельствуют результаты многочисленных экспериментов.

При незначительных вертикальных давлениях (0,1 ... ... 0,3 МПа, а для плотных грунтов 0,3 ... 0,4 МПа) зависимость деформаций от напряжений без особых погрешностей можно принять прямолинейной. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями реальных грунтов является частным случаем гораздо более сложной картины взаимодействия трехфазной дисперсной среды с нагрузкой, передаваемой ей жестким телом (фундаментом или штампом для полевых испытаний). Эту картину детально исследовал в лаборатории и поле с помощью штампов И. И. Черкасов. Было установлено, что деформации грунта под подошвой штампа, передающего вертикальную сжимающую нагрузку на поверхность грунта, делятся на восстанавливающиеся и остаточные. *Восстанавливающиеся* складываются из сжатия пузырьков защемленного воздуха в порах водонасыщенного грунта, изменения толщины пленок воды между минеральными зернами и других деформаций самих зерен в местах испытания. При снятии нагрузки мгновенно исчезают упругие деформации зерен и через некоторое время — деформации водных пленок и воздушных пузырьков. *Остаточные* деформации возникают в результате необратимого отжатия влаги и воздуха из пор грунта и взаимных, необратимых перемещений зерен. После снятия нагрузки они сохраняются без изменения и обеспечивают уплотнение грунтового основания под штампом. Кроме того, в опытах было замечено, что восстанавливаю-

щиеся деформации распространяются далеко за пределы площадок контакта штампа с грунтом, а остаточные в основном происходят под подошвой штампа. Наконец, зависимость восстанавливающихся деформаций близка к линейной, а остаточные деформации растут быстрее вызывающих их нагрузок и в конечном счете приводят к выдавливанию грунта из-под штампа.

Таким образом, при небольших напряжениях к грунтам можно применять теорию линейно-деформируемых тел. А если это так, то, как показано проф. Н. М. Герсевановым, для определения напряжений в грунтах полностью применимы решения теории упругости. Все это определяет принцип линейной деформируемости грунтов, широко используемый в механике грунтов.

Вопросы для самопроверки

1. Каков характер деформирования песчаных и глинистых грунтов?
2. В чем заключается принцип линейной деформируемости грунтов и как он используется в механике грунтов?

§ 8.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Создание **проблемной ситуации** можно рекомендовать при рассмотрении уравнения компрессионной кривой. Указав на различный характер компрессионных кривых песчаных и глинистых грунтов с учетом их природного состояния, необходимо поставить задачу: найти зависимость между изменением коэффициента пористости и внешним давлением. Надо подчеркнуть при этом, насколько сложна эта задача, учитывая дисперсность грунтов и особенно влияние их природного состояния на поведение под действием внешней нагрузки. Надо (в процессе обсуждения) несколько упростить задачу, связав ее с диапазоном изменения давлений под подошвой фундаментов зданий и сооружений. Если учесть это обстоятельство, то можно рассматривать компрессионные кривые песчаных и глинистых грунтов в сравнительно небольшом диапазоне напряжений — до 0,20 ... ... 0,40 МПа. Такими рассуждениями обучающихся необходимо подвести к мысли о возможности замены криволинейного участка компрессионной кривой на прямолинейный, подчеркнуть при этом о возможности такой замены в сравнительно небольшом диапазоне действующих давлений. И (как конечный итог) привести к выводу, что уравнение компрессионных кривых можно с небольшой погрешностью выразить в виде прямой, не проходящей через начало координат.

В качестве проблемной ситуации по второй закономерности (водопроницаемости грунтов) можно рекомендовать рассмотрение изменения скорости фильтрации воды в грунте v от гидравлического градиента I, которая достаточно убедительно иллюстрируется рис. 8.6. Здесь уместно поставить вопрос: как объяснить различный характер графиков у песчаных и глинистых

грунтов? почему у песчаных грунтов зависимость скорости фильтрации от напора прямолинейная, а у глинистых — криволинейная ? почему у глинистых грунтов до достижения начального градиента фильтрация воды в грунте отсутствует?

Выйти из этой проблемной ситуации можно путем рассмотрения строения песчаного и глинистого грунтов, особенно видов воды в грунте. Это надо вспомнить с участием самих обучающихся, обратив их особое внимание на размер пор в песчаных и глинистых грунтах, наличие связанной воды и возможное ее влияние на продвижение свободной воды в грунте. Следует прийти к выводу о значительном влиянии связанной воды, водно-коллоидных оболочек, малых размеров пор на водопроницаемость глинистых грунтов. Поэтому к таким грунтам надо приложить определенной величины внешний напор (начальный градиент) для преодоления сопротивления указанных факторов и тем самым обусловить фильтрацию воды. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

Как известно, основным элементом любых **технических средств** информации, применяемых в лекционном курсе, является показ аудитории чертежей, графиков, рисунков и другого иллюстративного материала. Это осуществляется с помощью телевидения, проекций на экран, плакатов. Реализация каждого из указанных способов в значительной степени определяется возможностью демонстрации в любой учебной аудитории, как оборудованной, так и не оборудованной какими-либо специальными техническими средствами. Наиболее полно отвечает этому требованию применение кодоскопа и диапроекторов.

Одним из способов передачи технической информации, используемых в лекционных курсах, можно считать раздаточные материалы. Они представляют собой копии изображений, которые демонстрируются в ходе лекции и выдаются каждому обучающемуся перед началом чтения лекционного курса в виде сброшюрованного комплекта рисунков, чертежей, снимков и т. д. В процессе чтения лекций рисунки, чертежи вклеиваются в соответствующий раздел конспекта обучающегося. Это позволяет увеличить объем усваиваемой информации и сделать лекцию более разнообразной и несколько снять психологическую усталость. Однако не следует злоупотреблять применением большого объема раздаточного материала ввиду его главного недостатка — сравнительно незначительного участия обучающихся в ознакомлении с рисунками. Поэтому раздаточный материал можно применять при общем ознакомлении с конструкциями, установками и т. д.

Слайды чаще всего применяются при изложении обучающимися неконспектируемого материала для иллюстрации отдельных положений или выводов, конструкций (например, общий вид устройства, сложные схемы конструктивных узлов зданий или

сооружений и т. д.) и создания о них зрительных представлений. Применительно к учебному материалу настоящей главы можно рекомендовать изготовление слайдов и подготовку раздаточного материала по следующим схемам: 1) установка испытания грунтов штампом с упором в стенки шурфа; 2) прибор трехосного сжатия грунтов.

Следует отметить, что указанные слайды можно демонстрировать не только с помощью диапроектора. При наличии в вузе студии телевидения чертежи, схемы, установки вполне можно демонстрировать с помощью телевизоров. Не следует увлекаться большим количеством демонстраций. Сравнительно простые чертежи, схемы можно выполнять традиционным способом, т. е. вычерчиванием на аудиторной доске или с помощью кодоскопа.

Можно рекомендовать следующие **межпредметные и внутрипредметные связи.** При рассмотрении влияния уплотняющих давлений на сжимаемость глинистых грунтов исходят из двух возможных давлений — до предела структурной прочности и после него. В данном случае есть возможность для объяснения материала использовать внутрипредметные связи: ранее рассмотренное понятие о структуре и структурной прочности на деле реализуется при оценке сжимаемости грунтов. При этом важно подчеркнуть, насколько велико влияние структурной прочности грунтов, до достижения которой грунт деформируется как сплошное упругое тело.

При изложении вопроса о составлении уравнения компрессионных кривых полезно вспомнить высшую математику, и это будет способствовать в определенной степени непрерывности математической подготовки. В частности, можно остановиться вообще на уравнении прямых, не проходящих через начало координат, а уже потом перейти к составлению уравнения компрессионной кривой в пределах диапазонов давлений, имеющих наибольшее распространение под фундаментами зданий и сооружений.

Излагая сущность модуля общей деформации грунта в отличие от модуля упругости сплошных материалов, можно напомнить обучающимся из курса сопротивления материалов, как определяется модуль упругости (график изменения относительной упругой деформации материала от действующего давления). Такое сопоставление позволит более четко определить разницу между указанными характеристиками деформируемости и исключить на будущее ошибки обучающихся в терминологии.

В § 8.2 (водопроницаемость грунтов) следует освежить в памяти обучающихся понятия о ламинарном течении воды, хорошо известном из курса гидравлики и применяемом в механике грунтов при рассмотрении их фильтрационных особенностей.

Излагая модель грунтовой массы, можно остановиться на сущности модели вообще и необходимости ее создания в дан-

ном случае для оценки фильтрационных особенностей грунтов и вывода математических зависимостей. Здесь проявляется ленинский диалектический подход в рассмотрении физических явлений, основанных на протекании процесса познания и заключающийся в развитии от конкретного к абстрактному и от него к практике.

По **изложению учебного материала** можно дать следующие рекомендации.

Рассказывая о характеристиках сжимаемости грунтов и методах их определения, необходимо обратить внимание на их практическую значимость и в связи с этим на важность определения достоверных значений. Особенно это относится к определению модуля общей деформации грунтов как важнейшей характеристики, во многом определяющей расчет оснований зданий и сооружений по второй группе предельных состояний. Это вызывает необходимость проведения испытаний грунтов штампами, позволяющими скорректировать результаты компрессионных опытов и тем самым обеспечить определение достоверных величин модулей общей деформации грунтов.

Необходимо также подчеркнуть практическое значение закономерности о водопроницаемости грунтов. Такие вопросы, как стабилизация осадок оснований фундаментов на глинистых грунтах во времени, производство работ по устройству фундаментов, особенно в обводненных грунтах, устройство плотин, набережных, создание искусственных оснований путем закрепления грунтов и т. д., практически невозможно решить технически грамотно без знаний фильтрационных особенностей грунтов.

Излагая сопротивление грунтов сдвигу, необходимо отметить, что на основе испытаний грунтов на сдвиг определяются прочностные характеристики грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление, имеющие весьма важное значение при проектировании оснований и фундаментов, особенно в расчетах их прочности и устойчивости. Практически эти характеристики используются при расчете оснований зданий и сооружений по первой и второй группам предельных состояний, поэтому определение достоверных значений прочностных характеристик грунтов приобретает особую значимость.

Рассматривая сущность методики сдвига по закрытой и открытой системам для глинистых грунтов, можно остановиться на применении этих методов с позиций работы грунта в основаниях зданий и сооружений. Испытание грунтов на сдвиг по открытой системе в наибольшей степени соответствует работе грунта под фундаментами в условиях наиболее распространенного способа строительства зданий и сооружений. В этом случае нагрузка на грунт увеличивается постепенно по мере возведения здания или сооружения, что обусловливает изменение плотности грунта и, следовательно, влажности в процессе строительства. Что касает-

ся испытаний грунтов на сдвиг по закрытой системе, то ее следует применять для определения прочностных характеристик в особых условиях работы грунтов, характеризующихся высокой скоростью протекающих явлений (оползня и др.), или для неответственных зданий, передающих на грунт небольшие по величине и простые по характеру внешние нагрузки.

В заключение необходимо отметить, что изложение учебного материала должно предусматривать **профессиональную направленность обучения** как с позиций подготовки инженера-строителя, так и инженера-педагога, о чем шла речь в начале данного параграфа (рекомендации по проблемному изложению учебного материала и т. д.).

Глава 9

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОЙ ТОЛЩЕ

Для определения напряжений в грунтах применяют теорию линейно-деформируемых тел. Положения этой теории справедливы как базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (закон Гука). Как было сказано ранее, реальные грунты отличаются сложной связью между напряжениями и деформациями и только при малых их значениях, в первом приближении, могут рассматриваться как линейно-деформируемые сплошные тела. На этом основании в практике инженерных расчетов для определения напряжений в грунтах применяют теорию линейно-деформируемой сплошной среды. Однако уравнения этой теории будут ограниченно применимы к грунтам только при соблюдении следующих условий: 1) области с предельным напряженным состоянием грунта должны отсутствовать вообще или занимать минимальный объем, так как в этих областях зависимость между напряжениями и деформациями нелинейна; 2) в рассматриваемом объеме грунта должно отсутствовать перераспределение его фаз во времени, т. е. решения будут отвечать начальному и конечному (стабилизированному) статическому состоянию грунта.

§ 9.1. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В СЛУЧАЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧИ

1. Действие сосредоточенной силы. Рассмотрим действие сосредоточенной силы, направленной перпендикулярно плоскости, ограничивающей полупространство, которое будем считать однородным и линейно-деформируемым.

Необходимо определить все составляющие напряжений σ_z, σ_x, σ_y и τ_{xy}, τ_{zx}, τ_{zy}, а также перемещение для любой точки в по-

лупространстве s_x, s_y, s_z. Эта задача впервые была полностью решена проф. Ж. Буссинеском в 1885 г.

Берут точку M, определенную полярными ординатами R и β, находят напряжение σ_R, затем по формулам перехода — все составляющие напряжений по площадке, параллельной ограничивающей полупространство плоскости (рис. 9.1).

Примем как постулат, что σ_R прямо пропорционально $\cos\beta$ и обратно пропорционально R^2. Это выразится зависимостью

$$\sigma_R = B\frac{\cos\beta}{R^2}, \tag{9.1}$$

где B — коэффициент, определяемый из условий равновесия.

Условия равновесия составляются из равенства внутренних сил, распределенных по шаровой поверхности, и внешних, представленных сосредоточенной силой P. Из условия равновесия

$$B = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}. \tag{9.2}$$

Тогда

$$\sigma_R = \frac{3}{2}\frac{P}{2\pi R^2}\cos\beta. \tag{9.3}$$

Отнесем величину радиальных напряжений к площадке, параллельной ограничивающей плоскости и составляющей с ней угол β:

$$\sigma'_R = \sigma_R\cos\beta. \tag{9.4}$$

Подставив значение σ_R и $\cos\beta = z/R$, получим

$$\sigma'_R = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{z^2}{R^4}. \tag{9.5}$$

Определим напряжения по площадке, параллельной ограничивающей полупространство плоскости (рис. 9.2). Разложим силу σ'_R на три направления Z, X и Y. Тогда

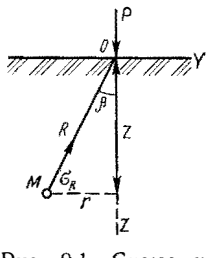


Рис. 9.1. Схема к определению напряжений при действии сосредоточенной силы

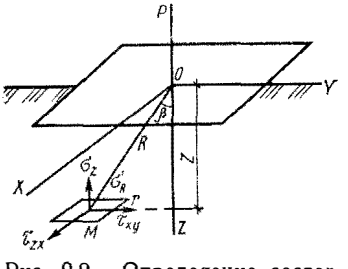


Рис. 9.2. Определение составляющих напряжений по горизонтальной площадке от действия сосредоточенной силы

$$\sigma_z = \sigma'_R \cos(\sigma'_R Z);$$
$$\tau_{xy} = \sigma'_R \cos(\sigma'_R Y); \qquad (9.6)$$
$$\tau_{zx} = \sigma'_R \cos(\sigma'_R X).$$

Поскольку $\cos(\sigma'_R Z) = z/R$ и т. д., получим:

$$\sigma_z = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{z^3}{R^5};$$
$$\tau_{xy} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{yz^2}{R^5}; \qquad (9.7)$$
$$\tau_{zx} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{xz^2}{R^5}.$$

Следует отметить, что величины сжимающих и сдвигающих напряжений не зависят от упругих постоянных полупространства.

Выражение для вычисления перемещений выглядит так:

$$s_z = \frac{P}{\pi C R}, \qquad (9.8)$$

где $C = E/(1-\nu^2)$ — коэффициент линейно-деформируемого полупространства (E — модуль общей деформации, ν — коэффициент относительной поперечной деформации).

Формулу для вычисления σ_z можно значительно упростить, а затем табулировать таблицами для широкого применения на практике. В окончательном виде формула выглядит так:

$$\sigma_z = K\frac{P}{z^2}. \qquad (9.9)$$

Значение коэффициента K приводится в таблицах в зависимости от отношения r/z.

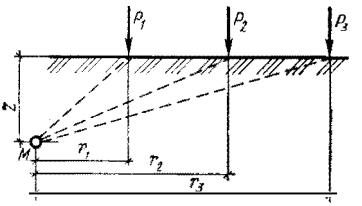


Рис. 9.3. Схема к определению напряжений от действия нескольких сосредоточенных сил

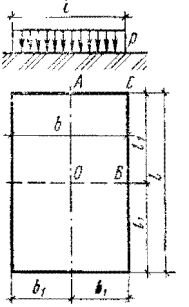


Рис. 9.4. Схема к определению напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки

Если на поверхность полупространства приложено несколько сосредоточенных сил P_1, P_2, P_3 и т. д., то напряжение в любой точке определяется простым суммированием напряжений от действия всех сил (рис. 9.3):

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2}. \qquad (9.10)$$

2. Действие равномерно распределенной нагрузки. Замкнутое решение этой задачи получено для прямоугольной площади загрузки в условиях гибкой ее передачи (А. Ляв, 1935) для точек, лежащих под центром и углом загруженного прямоугольника (рис. 9.4).

Приведем решение А. Ляв для угловых точек прямоугольной площади загрузки (получено на основе решения Буссинеска о действии вертикальной сосредоточенной силы):

$$\sigma_{zc} = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{lbz}{D}\frac{l^2+b^2+2z^2}{D^2z^2+l^2b^2} + \arcsin\left(\frac{lb}{\sqrt{r^2+z^2}\sqrt{b^2+z^2}}\right)\right]; \qquad (9.11)$$

$$(D/2)^2 = l^2 + b^2 + z^2 = r^2.$$

Аналогично определяется напряжение σ_z под центром загруженного прямоугольника.

Полученное решение упрощено введением угловых коэффициентов, определение которых производится по таблицам СНиП 2.02.01—83. Тогда сжимающее напряжение

$$\sigma_{zc} = K_c p, \qquad (9.12)$$

а под центром загруженного прямоугольника

$$\sigma_{z0} = K_0 p, \qquad (9.13)$$

где K_c и K_0 — угловые коэффициенты; p — интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Значения коэффициентов K_c и K_0 приводятся в СНиП 2.02.01—83 в зависимости от $2z/b$ и l/b.

Используя угловые коэффициенты, можно определить сжимающее напряжение в любой точке загруженного прямоугольника. Этот метод носит название *метода угловых точек*. Сущность его заключается в том, что грузовая площадь разбивается на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась угловой. Тогда сжимающее напряжение в этой точке будет равно алгебраической сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой. Рассмотрим три основных случая применения метода угловых точек (рис. 9.5): 1) точка M находится на контуре прямоугольника внешних давлений; 2) точка M — внутри прямо-

угольника давлений; 3) точка M — вне контура прямоугольника давлений.

В случае 1 σ_z в точке M определится как сумма напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам *Mabe* и *Mecd*, т. е.

$$\sigma_z = (K_{Mabe} + K_{Mecd})\,p. \qquad (9.14)$$

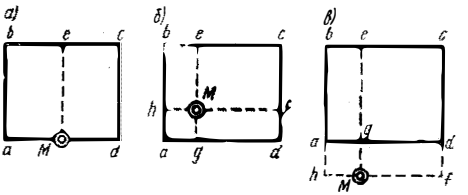


Рис. 9.5. Определение напряжений по методу угловых точек:

а — точка *M* на контуре фундамента; *б* — точка *M* внутри контура фундамента; *в* — точка *M* за пределами контура фундамента

Аналогично получим:
для случая 2

$$\sigma_z = (K_{Mhag} + K_{Mhbc} + K_{Mecf} + K_{Mfdg})\,p; \qquad (9.15)$$

для случая 3

$$\sigma_z = (K_{Mhbe} + K_{Mecf} - K_{Mhag} - K_{Mgdf})\,p. \qquad (9.16)$$

Вопросы для самопроверки

1. При соблюдении каких условий возможно применение теории линейно-деформируемых тел для определения напряжений в грунтах?
2. Как определяются напряжения при действии сосредоточенной силы и равномерно распределенной нагрузке?
3. Как определяются напряжения методом угловых точек?

§ 9.2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ

Если напряжения распределяются в одной плоскости, а в перпендикулярном направлении они будут равны нулю или постоянны, то такие условия работы будут соответствовать условиям плоской задачи. В этих условиях работают вытянутые в плане сооружения, например ленточные фундаменты, основания подпорных стен, насыпей, дамб и др. Для этих сооружений по всей длине, за исключением краевых участков, распределение напряжений в любом проведенном сечении будет таким же, как и в других сечениях при условии, что в перпендикулярном направлении нагрузка не меняется.

Для линейно-деформируемых тел плоская задача разработана в трудах Н. М. Герсеванова, Н. П. Пузыревского, Прандтля и др.

Рассмотрим наиболее часто применяемые на практике решения. Они получены путем использования формулы для напряжений в линейно-деформируемом массиве от погонной нагрузки (Фламан) в условиях плоской задачи путем интегрирования напряжений от действия элементарных сил $pdy \cdot 1$. В результате получены выражения для составляющих напряжений

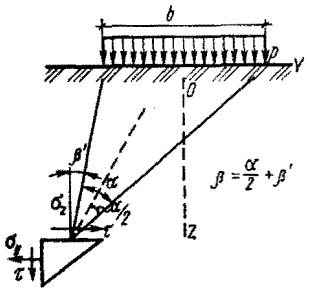


Рис. 9.6. Схема к определению напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

σ_z, σ_y и τ для различных видов нагрузок — равномерных, возрастающих по закону прямой и т. д.

Схема действий равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи показана на рис. 9.6.

Обозначим через α угол видимости, $\beta=\alpha/2+\beta'$, составляющие напряжения выражаются следующими формулами:

$$\sigma_z=\frac{P}{\pi}(\alpha+\sin\alpha\cos 2\beta);$$

$$\sigma_y=\frac{P}{\pi}(\alpha-\sin\alpha\cos 2\beta); \quad (9.17)$$

$$\tau=\frac{P}{\pi}(\sin\alpha\sin 2\beta).$$

Эти выражения позволяют составить таблицу коэффициентов влияния для вычисления напряжений:

$$\sigma_z=K_z p;\ \sigma_y=K_y p;\ \tau=K_{yz} p. \quad (9.18)$$

Значения коэффициентов K_z, K_y, K_{yz} приведены в таблицах (Н. А. Цытович, 1983) в зависимости от координат z/b и y/b. На основе табличных данных можно построить эпюры распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям массива грунта. На рис. 9.7 приведены эпюры сжимающих напряжений для вертикальных и горизонтальных сечений.

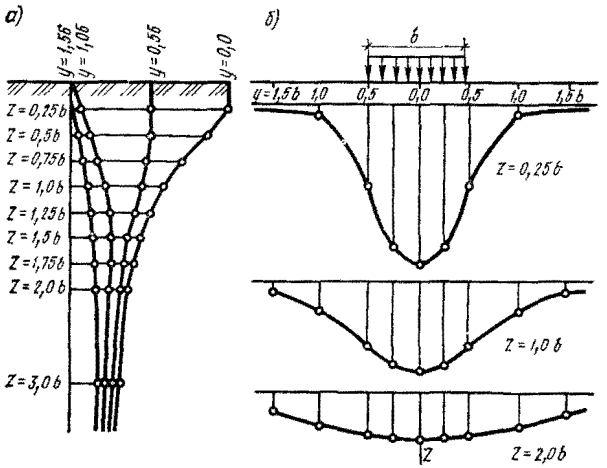


Рис. 9.7. Эпюры сжимающих напряжений для вертикальных (*а*) и горизонтальных (*б*) сечений

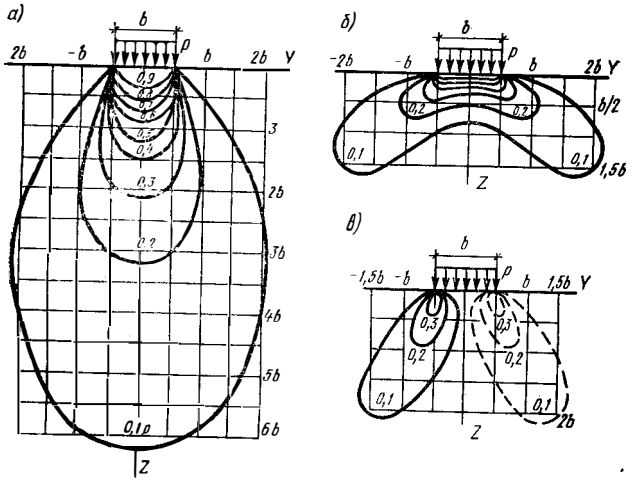


Рис. 9.8. Линии равных напряжений:
а — изобары; *б* — распоры; *в* — сдвиги

На основании эпюр можно построить кривые равных напряжений для вертикальных сжимающих напряжений — изобары, одинаковых горизонтальных напряжений — распоры и одинаковых касательных напряжений — сдвиги (рис. 9.8). Если ограничиться давлением более $0{,}1p$, то можно выделить область влияния сжимающих напряжений. В случае плоской задачи вертикальные сжимающие напряжения распределяются на глубину до $6b$ (для квадратов площади загрузки — $4b$). Область распределения распоров выдвигается в стороны на двойную ширину подошвы ленточных фундаментов. Максимальные сдвигающие напряжения (до $0{,}3p$) концентрируются под краями полосообразной нагрузки, а по оси фундамента равны нулю.

При проектировании оснований зданий и сооружений зачастую возникает необходимость определить главные напряжения. Главные площадки будут расположены по вертикальной оси симметрии нагрузки, так как $\beta'=\alpha/2$ и, следовательно, $\beta=\alpha/2-\alpha/2=0$ и $\tau=0$. Аналогично можно показать, что главные площадки расположены по биссектрисе углов видимости и площадкам, им перпендикулярным.

При $\beta=0$ получены значения главных напряжений:

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin\alpha);$$

$$\sigma_2 = \frac{p}{\pi}(\alpha - \sin\alpha). \qquad (9.19)$$

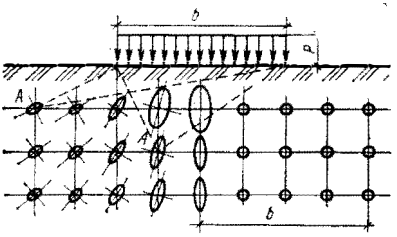


Рис. 9.9. Эллипсы главных напряжений

Эти формулы позволяют построить эллипсы главных напряжений для различных точек линейно-деформируемого полупространства (рис. 9.9).

§ 9.3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ ФУНДАМЕНТОВ (КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА)

Для определения расчетных изгибающих моментов и поперечных сил в фундаментных балках, гибких фундаментах необходимо рассчитать реактивное, или, как его обычно называют, контактное, давление.

Исходным уравнением для решения этой задачи является формула Буссинеска для вертикальной деформации s_z от действия сосредоточенной силы [формула (9.8), рис. 9.10].

Для произвольной площадки будем иметь

$$s_z = \frac{1}{\pi c_0} \int\limits_A \int \frac{p(\xi\eta)\, d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}, \qquad (9.20)$$

где A — площадь загрузки, по которой производится интегрирование.

У абсолютно жесткого фундамента все точки подошвы имеют равную вертикальную деформацию. Решение этого интегрального уравнения при центральной нагрузке круглого абсолютно жесткого фундамента имеет вид

$$p_{xy} = \frac{p_m}{2\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}}, \qquad (9.21)$$

где r — радиус подошвы фундамента; ρ — расстояние от центра

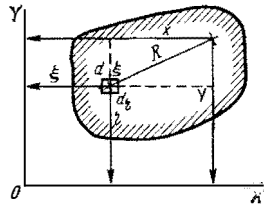


Рис. 9.10. Схема загрузки произвольно выбранной площадки

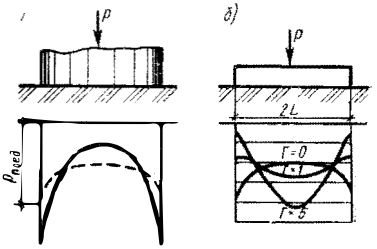


Рис. 9.11. Эпюры контактных давлений:

а — по подошве абсолютно жесткого фундамента; *б* — по подошве фундаментов различной гибкости

подошвы до любой его точки; p_m — среднее давление на единицу площади фундамента.

Для случая плоской задачи

$$p_{xy} = \frac{2p_m}{\pi\sqrt{1-(y/b_1)^2}}, \qquad (9.22)$$

где y — расстояние по горизонтали от середины фундамента до рассматриваемой точки; b_1 — полуширина фундамента.

С учетом формул можно построить эпюру контактных давлений по подошве для абсолютно жесткого фундамента (рис. 9.11).

При $\rho=r$ и $y=b_1$ $p_{xy}=\infty$.

По центральной оси симметрии у фундамента круглой подошвы

$$p_0=p_m/2, \qquad (9.23)$$

у ленточного фундамента

$$p_0=2p_m/\pi. \qquad (9.24)$$

Решения, полученные с учетом плотности сухого грунта (Н. Х. Арутюнян) и возрастанием по глубине модуля общей деформации грунта (Ю. К. Зарецкий), свидетельствуют о том, что контактные давления по подошве жесткого фундамента распределяются по более пологой кривой. Кроме того, у края фундамента контактные давления не могут быть больше предела несущей способности грунта, что также перераспределяет давление по подошве (пунктирная линия на рисунке). Указанная концентрация напряжений у жестких фундаментов сказывается лишь на небольшую глубину от подошвы, вследствие чего общий характер напряжений мало изменяется, и поэтому осадка жесткого фундамента незначительно отличается от гибкого.

Для фундаментов конечной жесткости эпюры контактных давлений могут принимать очертание от седлообразного до параболического.

Распределение контактных давлений в значительной степени зависит от гибкости фундамента Г, которая по М. И. Горбунову-Посадову равна

$$\Gamma = \frac{\pi E l^3 b(1-\nu)^2}{4(1-\nu)^2 E_1 I_1} \approx 10\frac{El^3}{E_1 h_1^3}, \qquad (9.25)$$

где E, ν — модуль общей деформации и коэффициент поперечного расширения грунта основания; E_1, I_1 — жесткость фундаментной балки; h_1 — высота прямоугольной фундаментной балки.

На рис. 9.11,*б* даны три кривые распределения контактных давлений при гибкостях балки Г=0; 1; 5.

Распределение контактных давлений зависит не только от гибкости фундаментов, но и от глубины их заложения, внешней нагрузки и от прочностных характеристик грунтов основания.

§ 9.4. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА

Напряжения от собственного веса грунта (или природные давления) определяются для оценки природной уплотненности грунтов и свеженасыпанных земляных сооружений.

Напряжения от собственного веса по горизонтальной поверхности грунта увеличиваются с глубиной и равны

$$\sigma_{zq} = \int_0^z \gamma dz; \quad \sigma_{xq} = \sigma_{yq} = \xi\sigma_{zq}\tau_{zx} = \tau_{zy} = 0, \tag{9.26}$$

где $\xi = \nu/(1-\nu)$ — коэффициент бокового давления в состоянии покоя; γ — удельный вес грунта.

При постоянном удельном весе грунта

$$\sigma_{zq} = \gamma z. \tag{9.27}$$

Для грунтовой массы, т. е. водонасыщенного грунта с наличием свободной воды,

$$\sigma_{zq} = \gamma_{sb} z, \tag{9.28}$$

где γ_{sb} — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды.

Эпюры распределения вертикальных давлений от собственного веса грунта даны на рис. 9.12.

Вопросы для самопроверки

1. Как распределяются напряжения по вертикальным и горизонтальным сечениям при действии нагрузки в условиях плоской задачи?
2. Как определяются главные напряжения в условиях плоской задачи?
3. Каким образом определяются напряжения σ_z, σ_y и τ для плоской задачи с использованием коэффициентов влияния?
4. Как распределяются контактные давления на подошве жестких и гибких фундаментов?
5. Как распределяются напряжения от собственного веса грунта?

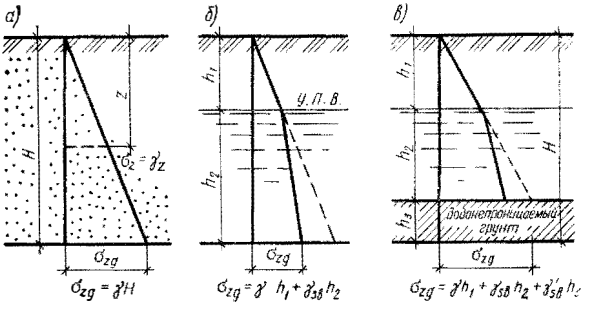


Рис. 9.12. Эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта:

а — однородный грунт; *б* — при стоянии подземных вод на глубине h_1 от поверхности земли; *в* — при расположении на глубине h_1+h_2 водонепроницаемого грунта

§ 9.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать в самом начале настоящей главы. Как известно, для определения напряжений в упругих телах используется линейная зависимость между напряжениями и деформациями (закон Гука). Но для определения напряжений в грунтах закон Гука полностью не применим, так как при давлениях более предела структурной прочности возникают упругие и остаточные деформации. Какой может быть выход из создавшегося положения? Такой вопрос надо задать обучающимся и при их помощи найти ответ — изложить два условия, при соблюдении которых будут справедливы для грунтов уравнения теории линейно-деформированного тела. Правда, для формулировки этих условий объем знаний обучающихся еще недостаточен, поэтому больше объяснений придется делать преподавателю.

Проблемную ситуацию можно создать при изложении метода угловых точек при определении напряжений в грунтах. Известно, что решение в конечном виде получено только для точек, расположенных под центром тяжести загруженного прямоугольника и под его углом (формулы Ляв). В то же время практика требует определения напряжений в грунтовой толще для любых различных точек, расположенных как внутри контура площадки загрузки, так и за ее пределами. Проблемная ситуация налицо. Здесь можно начать рассмотрение с самого простого случая — когда искомая точка расположена на контуре загруженной площадки. Наводящими вопросами, с участием обучающихся надо прийти к выводу о возможности использования принципа независимости действия сил и напряжение в этой точке определять как сумму угловых напряжений от действия нагрузки, распределенной по двум фиктивным прямоугольникам. Аналогично рассмотреть решение для точек, расположенных внутри загруженного прямоугольника и вне его контура. Для большего участия обучающихся можно пригласить к доске активного и способного студента (это сразу видно в процессе обучения и хода лекции) и предложить ему найти решение по определению напряжений при расположении точек внутри контура загрузки и за его пределами. Целесообразно при этом рассмотреть наиболее простой случай (точка расположена на контуре загруженного прямоугольника).

Можно рекомендовать применение следующих **технических средств обучения и контроля.** Учебный материал настоящей главы имеет в основном теоретический характер с множеством формул, значительным количеством рисунков и поэтому представляет определенную трудность при освоении его обучающимися. В связи с этим больше внимания следует уделять при его объяснения физической сущности, стремиться к тому, чтобы

обучающиеся разобрались прежде всего в предлагаемых формулах по определению напряжений в грунтах, усвоили их. В качестве основного технического средства при чтении этой лекции можно рекомендовать использование **кодоскопа.** Рис. 9.1 ... 9,6; 9.9 ... 9.11 достаточно простые, не требуют большого времени для вычерчивания на доске (и в конспектах обучающихся), поэтому нет особой необходимости изготовлять по ним слайды или вычерчивать с помощью кодоскопа. К тому же вычерчивание их обучающимися в конспектах под руководством преподавателя позволяет лучше запомнить материал и более детально в нем разобраться.

Применение кодоскопа можно рекомендовать при вычерчивании следующих рисунков: рис. 9.7 — эпюры распределения сжимающих напряжений в грунте; некоторая экономия времени на вычерчивание этого рисунка с помощью кодоскопа позволяет преподавателю больше внимания обратить на характер этого рисунка и объяснение его с учетом формул (9.17) и (9.18); рис. 9.8 — линии равных напряжений. Этот рисунок требует значительное время на его вычерчивание, очень важен и имеет большое практическое значение; рис. 9.12 — распределение давления от собственного веса грунта. Этот рисунок не является особо сложным, но, с другой стороны, он зачастую используется при проектировании оснований фундаментов, и поэтому нужно больше времени уделить его объяснению.

При изложении материала **используем межпредметные и внутрипредметные связи.** Рассказывая об условиях применения теории линейно-деформируемых тел для определения напряжений в грунтах, необходимо остановиться на их характере, сущности. Следует подчеркнуть, что области с предельным напряженным состоянием обусловлены снижением в них прочности грунта в связи с развитием касательных напряжений под подошвой фундамента, особенно у его боковых граней. При этом внутреннее сопротивление грунта, которое определяется законом Кулона и зависит от трения и сцепления в грунтах, оказывается ниже действующих касательных напряжений. Это приводит к тому, что в этих областях деформации опережают рост напряжений и обусловливают их нелинейную зависимость от действующих напряжений. При изложении второго условия применения теории упругости нужно остановиться на сущности стабилизированного состояния грунта. Опираясь на ранее рассмотренную модель грунтовой массы (вторая закономерность механики грунтов — водопроницаемость), необходимо объяснить, что в стабилизированном состоянии грунта поровое (нейтральное) давление близко к нулю и внешняя нагрузка полностью воспринимается скелетом грунта.

Рассматривая определение напряжений в грунтах от действия сосредоточенной силы, необходимо освежить в памяти обу-

чающихся решение Ж. Буссинеска из теории упругости. Это же относится и к решению по определению напряжений в условиях плоской задачи, которое базируется на формулах Фламана (действие погонной сосредоточенной силы).

Излагая метод определения главных напряжений в условиях плоской задачи, полезно кратко остановиться на характеристике главных площадок и главных напряжений, элементов главных напряжений.

Как и в предыдущих главах, важно подчеркнуть **профессиональную и воспитательную направленность** изучаемого материала. Весьма важными для решения практических задач являются эпюры сжимающих напряжений для вертикальных и горизонтальных сечений (см. рис. 9.7), изобары вертикальных, горизонтальных и касательных напряжений (см. рис. 9.8).

В первом случае эпюры напряжений свидетельствуют о том, что под фундаментом вертикальные сжимающие напряжения распределяются на значительную глубину. Во-вторых, под подошвой фундамента грунт будет деформироваться не только по контуру самого фундамента, но и далеко за его пределами. Это разбивает представление у некоторых обучающихся о том, что воздействию фундамента подвергается грунт только под контуром самого фундамента. Хорошо это видно и из рассмотрения эпюры сжимающих напряжений для горизонтальных сечений (см. рис. 9.7).

Не менее важны для практики изобары горизонтальных и касательных напряжений (см. рис. 9.8,*б*, *в*). Первые из них свидетельствуют о том, что боковые распоры в грунте распространяются по горизонтали на ширину 2,0*b* от грани фундамента, что диктует необходимость учитывать это при проектировании и строительстве зданий и сооружений рядом с существующими, а также при их реконструкции. Характер и расположение изобар касательных напряжений достаточно убедительно объясняют причину зарождения зон с предельным напряженным состоянием грунта у граней фундамента, на что раньше обращалось внимание обучающихся.

Излагая материал этой главы, необходимо подчеркнуть роль русских и советских ученых в развитии и становлении науки механики грунтов. Плоская задача по определению напряжений для линейно-деформируемых тел детально разработана в работах проф. Н. П. Пузыревского, Н. М. Герсеванова, Г. В. Колосова.

Теория и практика определения контактных давлений по подошве фундамента разработана в трудах советских ученых М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, И. М. Симвулиди, Ю. К. Зарецкого. Оценка влияния жесткости фундамента, неоднородности и анизотропии грунтового основания на распре-

деление напряжений в грунтах дана в трудах ученых К. Е. Егорова, О. Я. Шехтер.

Следует остановиться на необходимости учета воспитательной направленности настоящей главы. Решения партии и правительства обязывают строителей находить наиболее рациональные решения, обеспечивающие внедрение достижений науки и техники с учетом их экономической эффективности. Применительно к материалам настоящей главы речь идет, в первую очередь, об определении достоверных значений прочностных и деформационных характеристик, используемых, как известно, при проектировании оснований зданий и сооружений. В данном случае широкое применение лабораторных методов с использованием полевых в качестве контрольных будет наиболее правильным решением, обеспечивающим определение достоверных значений искомых характеристик с наименьшими затратами. Этот материал нужно увязать с большим масштабом строительства в районах Сибири и Дальнего Востока, особенно в сложных инженерно-геологических условиях.

Глава 10

ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ

Напряженное состояние в какой-либо точке грунта рассматривается как предельное в том случае, когда незначительное добавочное силовое воздействие нарушает равновесие и приводит грунт в неустойчивое состояние. Такое напряженное состояние рассматривается как совершенно недопустимое при строительстве зданий и сооружений. Поэтому необходимо в каждом конкретном случае определять максимально возможную нагрузку на грунт, при которой он будет находиться в состоянии устойчивого равновесия.

Прочность (несущая способность), устойчивость и давление грунтов на ограждения являются частными задачами теории предельного равновесия, ее приложением.

Вся теория предельного равновесия применима только к плотным грунтам. В рыхлых, лёссовых просадочных и других грунтах с неустойчивой структурой задолго до предельного равновесия развиваются недопустимо большие деформации. Расчеты ведут уже по ним.

§ 10.1. ФАЗЫ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ВОЗРАСТАНИИ НАГРУЗКИ

При воздействии на грунт местной постепенно возрастающей нагрузки он испытывает сложное напряженное состояние,

которое в значительной степени отличается от компрессионного сжатия. В этом случае грунт кроме нормальных испытывает и касательные напряжения, которые при достижении определенной величины могут вызвать необратимые скольжения (сдвиги).

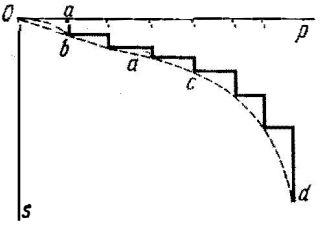


Рис. 10.1. График зависимости осадки от нагрузки

На рис. 10.1 приведена кривая деформаций грунта при действии постепенно возрастающей местной нагрузки.

Пока внешней нагрузкой не превзойдена структурная прочность грунта, он испытывает незначительные деформации, которые вполне упруги и поэтому полностью восстанавливаются после снятия давления. С увеличением нагрузки (за пределом структурной прочности) возникает уплотнение грунта, сопровождающееся уменьшением пористости под нагруженной поверхностью. Эта фаза напряженного состояния грунта называется *фазой уплотнения*. В строительном отношении фаза уплотнения не представляет собой никакой опасности, так как грунт приобретает более плотную структуру и осадки его невелики. В пределах фазы уплотнения зависимость осадки от нагрузки для практических целей можно принять прямолинейной.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к тому, что в отдельных точках грунта силы внутреннего сопротивления оказываются недостаточными, и между частицами грунта возникают скольжения, которые формируются в площадки скольжения и зоны сдвигов. Так наступает вторая фаза — *фаза сдвигов*. В этой фазе рост осадок значительно опережает увеличение внешней нагрузки, поэтому зависимость между деформациями и напряжениями имеет нелинейный характер. Последующее увеличение нагрузки сопровождается пластическими или *прогрессирующими деформациями*, которые совершенно недопустимы для зданий и сооружений.

Конец фазы уплотнения и начало фазы сдвигов соответствуют начальной критической нагрузке на грунт. В конце уплотнения под штампом начинает формироваться *жесткое ядро ограниченных смещений частиц*. Это ядро работает как клин, разжимает грунт в стороны и обусловливает значительные осадки штампа. Исходя из опытов проф. В. Г. Березанцева и В. А. Ярошенко, уплотненное ядро полностью сформировывается при достижении грунтом максимальной несущей способности. В дальнейшем ядро остается неизменным. При этом напряженном состоянии преобладают боковые смещения частиц, формируются непрерывные поверхности скольжения и толща грунта теряет устойчивость.

§ 10.2. УРАВНЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ДЛЯ СЫПУЧИХ И СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

При передаче нагрузки на поверхность грунта в любой точке массива и площадки, проведенной через эту точку под углом α, возникнут нормальные и касательные напряжения (рис. 10.2). К нормальным напряжениям следует отнести и силы связности p_c. В общем случае на площадку mm будут действовать напряжения нормальные $\sigma_{\alpha n}$ и касательные $\tau_{\alpha n}$. Угол θ называется углом отклонения.

Условие предельного равновесия в данной точке выразится так:

$$\tau_{\alpha n} \leqslant f(\sigma_{\alpha n} + p_c) \tag{10.1}$$

или

$$\frac{\tau_{\alpha n}}{\sigma_{\alpha n} + p_c} \leqslant f,$$

где f — постоянная величина, которая в предельном состоянии представляет собой тангенс угла наклона прямолинейной огибающей кругов предельных напряжений.

С другой стороны,

$$\frac{\tau_{\alpha n}}{\sigma_{\alpha n} + p_c} = \operatorname{tg}\theta. \tag{10.2}$$

Так как через заданную точку можно провести множество площадок (аналогичных площадке mm), то надо выбрать самую невыгодную, для которой будет существовать θ_{max}. Тогда

$$\operatorname{tg}\theta_{max} \leqslant f. \tag{10.3}$$

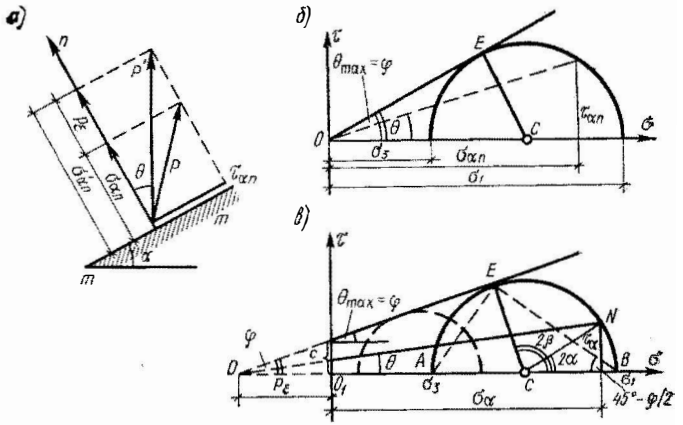


Рис. 10.2. Диаграммы предельных напряжений:

а — схема напряжений в данной точке; *б* — диаграмма предельных напряжений для сыпучих грунтов; *в* — то же, для связных

Рассмотрим условия предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов. Для сыпучих грунтов угол отклонения принимает максимальное значение в том случае, когда огибающая коснется круга предельных напряжений.

Из $\triangle OEC$ $\sin\varphi = EC/OC$; $EC = \sigma_1 - \sigma_3/2$;

$$OC = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sigma_1 - \sigma_3/2.$$

Тогда

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin\varphi. \tag{10.4}$$

Это и есть условие предельного равновесия для сыпучих грунтов. После несложных тригонометрических преобразований этому выражению можно придать другой вид:

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

или

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2(45 \pm \varphi/2). \tag{10.5}$$

Это выражение широко используется в теории давления грунтов на ограждения.

Для связных грунтов

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{c\operatorname{ctd}\varphi + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2}; \tag{10.6}$$

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2p_c + \sigma_1 + \sigma_3}.$$

Представим это уравнение в следующем виде:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\sin\varphi[(\sigma_1 - \sigma_3)/2 + p_c]. \tag{10.7}$$

Так как $p_c = c/\operatorname{tg}\varphi$, то можно записать:

$$\frac{1}{\cos\varphi}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg}\varphi\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c. \tag{10.8}$$

Эта формула широко применяется в задачах теории предельного равновесия.

Рассмотрим дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельно-напряженном состоянии для случая плоской задачи. Как известно из теории упругости, для этого случая дифференциальные уравнения равновесия линейно-деформируемых тел при горизонтальной ограничивающей полупространство плоскости записываются в следующем виде (направление оси y — горизонтально, z — вертикально):

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z} = 0; \tag{10.9}$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} = \gamma,$$

где σ_y, σ_z, τ_{yz} — составляющие напряжений; γ — удельный вес грунта.

В данных дифференциальных уравнениях три неизвестных, и поэтому задача (без добавочных условий) статически неопределима. Следует добавить третье уравнение — условие предельного равновесия для составляющих σ_z, σ_y, τ:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y) + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \qquad (10.10)$$

С учетом этого условия задача становится статически определимой. Решение этой задачи получено проф. В. В. Соколовским как системы уравнений гиперболического типа.

По аналогии рассматриваются и дифференциальные уравнения для случая пространственной задачи.

§ 10.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАЧАЛЬНОЙ КРИТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

Как отмечалось ранее, при передаче постепенно возрастающей местной нагрузки выделяются две критические нагрузки на грунт: первая — начальная критическая и вторая — предельная.

Для определения первой рассмотрим действие равномерно распределенной нагрузки p на полосе шириной b при наличии боковой пригрузки $q=\gamma h$ (где γ — удельный вес грунта и h — глубина заложения нагруженной поверхности) (рис. 10.3).

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта в точке M

$$\sigma_{1гр} = \gamma (h + z). \qquad (10.11)$$

Необходимо найти такое значение начальной критической нагрузки нач $p_{кр}$, при котором области предельного равновесия (зоны сдвига) только зарождаются. Эти зоны появляются, в первую очередь, у краев полосообразной нагрузки, так как в этом месте наблюдается концентрация касательных напряжений.

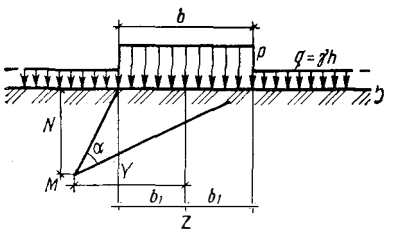


Рис. 10.3. Схема для определения первой критической нагрузки на грунт

Примем допущение о гидростатическом распределении напряжений от собственного веса грунта

$$\sigma_{3гр} = \sigma_{1гр} = \gamma (h + z). \qquad (10.12)$$

Запишем выражение главных напряжений в точке M с уче-

том действия собственного веса грунта как сплошной нагрузки:

$$\sigma_1 = \frac{p-\gamma h}{\pi}(\alpha + \sin\alpha) + \gamma(h+z);$$

$$\sigma_3 = \frac{p-\gamma h}{\pi}(\alpha - \sin\alpha) + \gamma(h+z). \qquad (10.13)$$

Подставив эти значения в условие предельного равновесия для связных грунтов, получим

$$\frac{p-\gamma h}{\pi}\sin\alpha - \sin\varphi = \left(\frac{p-\gamma h}{\pi}\alpha + \gamma h + \gamma z\right) = c\cos\varphi. \qquad (10.13а)$$

Это выражение можно рассматривать как уравнение граничной области предельного равновесия, а z — как ординату этой области. Решив это уравнение относительно z, найдем его максимальное значение (взяв первую производную $dz/d\alpha$ и приравняв ее к нулю) и найдем $\cos\alpha=\sin\varphi$ или $\alpha=\pi/2-\varphi$, $\sin(\pi/2-\varphi)=\cos\varphi$.

Решая его относительно $p=p_{кр}$, получим

$$p_{кр} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}(\gamma z_{max} + \gamma h + c\operatorname{ctg}\varphi) + \gamma h. \qquad (10.14)$$

При отсутствии зон предельного равновесия следует полагать $z_{max}=0$. Из этого условия определяется начальное критическое давление

$$\text{нач}\, p_{кр} = \frac{\pi(\gamma h + c\operatorname{ctg}\varphi)}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma h. \qquad (10.15)$$

Эта формула известна в механике грунтов как формула проф. Н. П. Пузыревского. Определяемое по ней давление можно рассматривать как совершенно безопасное и никаких добавочных коэффициентов вводить не следует.

Для идеально связных грунтов (у которых $\varphi\approx 0$, $c\neq 0$) выражение для нач $p_{кр}$ получается следующим образом. Условие предельного равновесия для таких грунтов

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \leqslant c, \qquad (10.16)$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leqslant 2c.$$

Подставив выражения для главных напряжений при $z=0$, получим

$$\frac{p-\gamma h}{\pi}\sin\alpha = c. \qquad (10.17)$$

Это выражение будет иметь максимум при $\sin\alpha=1$, когда состояние предельного равновесия начнет зарождаться под краем фундамента:

$$\text{нач}\, p_{кр} = \pi c + \gamma h. \qquad (10.18)$$

Полученная формула используется часто для определения безопасного давления для глинистых грунтов с малым углом внутреннего трения ($\varphi \leqslant 5 \ldots 7°$).

Согласно СНиП 2.02.01—83 расчетное сопротивление грунта основания

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[(M_\gamma K_z b\gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_q - 1)\, d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}\right], \quad (10.19)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по таблицам СНиПа; k — коэффициент (при определении прочностных характеристик непосредственными испытаниями $k=1$; если они принимаются по таблицам, то $k=1{,}1$); M_γ; M_q, M_c — коэффициенты, принимаемые по таблице; K_z — коэффициент (при $b<10$ м $K_z=1$, при $b\geqslant 10$ м $K_z=z_0/b+0{,}2$, здесь $z_0=8$ м); b — ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3; γ_{II}' — то же, залегающих выше подошвы фундамента; c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала,

$$d_1 = h_s + h_{cf}\frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (10.20)$$

где h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $b\leqslant 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b=2$ м; при ширине подвала $b>20$ м принимается $d_b=0$).

Вопросы для самопроверки

1. Какие фазы напряженного состояния претерпевает грунт при возрастании нагрузки?
2. Какие существуют критические нагрузки на грунт?
3. Что такое угол отклонения грунта и как он изменяется под влиянием внешних воздействий?
4. Какие существуют условия предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов?
5. Как определяется величина первой критической нагрузки на грунт?
6. Как определяется расчетное сопротивление грунта по СНиП 2.02.01—83?

§ 10.4. ПРЕДЕЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ДЛЯ СЫПУЧИХ И СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Вторая критическая нагрузка рассматривается как предельная нагрузка, соответствующая полному исчерпанию несущей

способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия.

Величину предельной нагрузки можно оценить достаточно строго при наличии точных очертаний поверхностей скольжения. В свою очередь найти математически точные очертания поверхностей скольжения представляется возможным путем решения дифференциальных уравнений равновесия совместно с условиями предельного равновесия.

Для математического решения этой задачи используют приближенный прием. Он заключается в том, что задаются такими очертаниями поверхности скольжения, которые практически совпадают с точными, полученными из результатов численного решения системы дифференциальных уравнений предельного равновесия.

Этот прием широко использован проф. В. Г. Березанцевым (1952—1960) по определению предельной нагрузки в условиях плоской и осесимметричной задачи с учетом жесткого ядра. На основании опытных данных очертание жесткого ядра принимается В. Г. Березанцевым в виде прямоугольного треугольника (плоская задача) или конуса (осесимметричная пространственная задача) с углом при вершине 90°. Заглубление фундаментов учитывается действием боковой пригрузки $q=\gamma h$, поэтому это решение применимо только для малозаглубленных фундаментов при $h/b \leqslant 0{,}5$.

Для плоской задачи принята схема линий скольжения, представленная на рис. 10.4.

В треугольниках obc и $o_1b_1c_1$ — два семейства сопряженных прямых, наклоненных к горизонтали под углом $\pm(\pi/4-\varphi/2)$, в секторе oab и $o_1a_1b_1$ — пучки прямых, исходящих из точек o и o_1 и пересекающих их логарифмических спиралей. Угол наклона жесткого ядра к вертикали принят равным $\delta=\pi/4$.

Для рассматриваемой схемы линий скольжения предельное сопротивление грунта

$$\text{пред}\, N_n = N_{\gamma n}\gamma b_1 + N_{qn}q + N_{cn}c, \qquad (10.21)$$

где $N_{\gamma n}$, N_{qn}, N_{cn} — коэффициенты несущей способности для плоской задачи, приведенные в таблицах; b_1 — полуширина по-

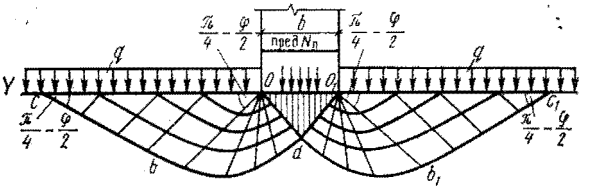


Рис. 10.4. Схема линий скольжения с учетом уплотненного ядра (плоская задача)

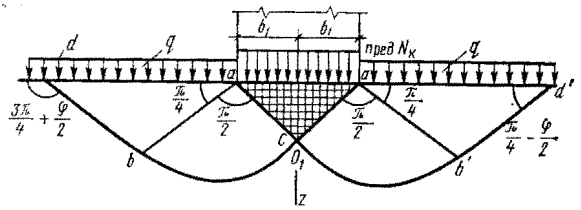


Рис. 10.5. Очертание линий скольжения с учетом уплотненного ядра (пространственная задача)

лосообразной нагрузки; $q=\gamma n$ — боковая пригрузка; c — удельное сцепление грунта.

Приближенное очертание обертывающих поверхностей скольжения в случае пространственной осесимметричной задачи для фундаментов мелкого заложения с учетом уплотненного ядра приведено на рис. 10.5.

Максимальное предельное сопротивление грунта

$$\text{пред}\, N_k=N_{\gamma k}\gamma b_1+N_{qk}q+N_{ck}c, \qquad (10.22)$$

где $N_{\gamma k}$, N_{qk}, N_{ck} — коэффициенты несущей способности для осесимметричной задачи (приводятся в таблице); b_1 — половина стороны квадратной или радиус круглой подошвы фундамента.

Для фундаментов средней глубины заложения ($0{,}5<h/b<2$) и глубокого заложения ($h/b>2$) заменять влияние глубины заложения действием боковой пригрузки не представляется возможным ввиду специфики механических явлений, происходящих в этом случае.

Сопоставляя результаты определения несущей способности основания по опубликованным экспериментальным данным и на основе приведенных формул, можно констатировать:

1) для идеально связных глинистых грунтов наблюдается практически полное совпадение экспериментальных и теоретических данных;

2) значения максимальной несущей способности оснований по результатам опытных данных в 1,5...2,5 раза превышают расчетные, что свидетельствует о необходимости дальнейших исследований для уточнения строгих методов расчета.

§ 10.5. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ

Определение устойчивости массивов грунта имеет большое практическое значение при проектировании таких земляных сооружений, как насыпи, выемки, дамбы, земляные плотины и т. д.

Основными причинами нарушения устойчивости земляных масс являются эрозионные процессы и нарушение равновесия. Эрозионные процессы обычно не рассматриваются в механике

грунтов, так как зависят от внешних метеорологических и физико-географических условий, а также от свойств поверхности массива грунта. Нарушение равновесия массивов сопровождается сползанием больших масс грунта и происходит внезапно. Этот вид нарушения равновесия происходит сравнительно часто в различного рода откосах, природных склонах при увеличении действующих на массив нагрузок и уменьшении внутренних сопротивлений грунта.

В природных условиях грунты обладают трением и сцеплением, и задача об устойчивости откосов становится более сложной, особенно при строгом решении. Для этих случаев рассмотрим определение устойчивости откосов методом круглоцилиндрической поверхности скольжения, имеющим широкое применение в практике проектирования различных земляных сооружений. Применение этого метода позволяет вести проектирование с определенным запасом прочности и, кроме того, он основывается на опытных данных о форме поверхности скольжения. По экспериментальным данным поверхность скольжения может быть принята круглоцилиндрической, при этом самое невыгодное положение определяется расчетом. В целом этот метод следует считать приближенным ввиду принятия формы поверхности скольжения и ряда других допущений.

Рассмотрим схему расчета устойчивости откоса по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения (рис. 10.6). Предположим, что центр круглоцилиндрической поверхности скольжения находится в точке O. Сумма моментов всех сил относительно точки O должна быть равна нулю, т. е. $\Sigma M_o=0$. Разобьем призму ABC на ряд отсеков, условно примем точку приложения веса каждого отсека на пересечении дуги скольжения с линией действия веса отсека. Силы взаимодействия по вертикальным граням отсеков не рассматриваются, так как принимается, что они равны по величине и противоположны по направлению. Силы веса отсеков разложим по двум направлениям: по радиусу вращения и перпендикулярно ему. Составим уравнение равновесия с учетом сил сцепления, непрерывных по образующей круглоцилиндрической поверхности скольжения:

$$\sum_1^n T_i R - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi R - cLR = 0, \qquad (10.23)$$

где L — длина дуги скольжения; $\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент трения; c — сцепление грунта.

Сократим это выражение на R:

$$\sum_1^n T_i - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi - cL = 0. \qquad (10.24)$$

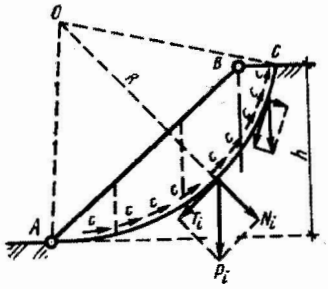


Рис. 10.6. Определение устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности

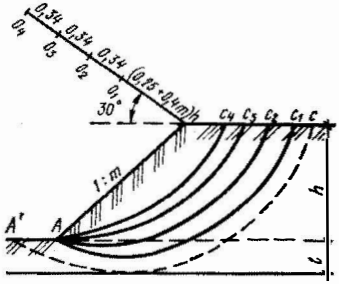


Рис. 10.7. Определение центра наиболее опасной дуги поверхности скольжения

Отношение моментов сил, удерживающих откос в состоянии равновесия, к моменту сил, сдвигающих откос, называется *коэффициентом устойчивости откоса,* т. е.

$$\eta = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{сдв}} = \frac{\left(\sum_1^n N_i \operatorname{tg}\varphi + cL\right)R}{\sum_1^n T_i R}$$

или

$$\eta = \frac{\sum_1^n N_i \operatorname{tg}\varphi + cL}{\sum_1^n T_i} \qquad (10.25)$$

На этом решение поставленной задачи не заканчивается, так как из всех возможных центров поверхности скольжения необходимо выбрать центр такой дуги поверхности скольжения, которая является наиболее опасной, и для нее определять коэффициент устойчивости. В целом решение этой задачи может быть очень громоздким, и для упрощения ее существуют определенные правила. Из точки верхней грани откоса проведем луч под углом 36° к горизонту (рис. 10.7). Далее намечаем центры дуг поверхности скольжения — o_1, o_2, o_3 и для них определяем сцепления, соответствующие предельному равновесию данного откоса. Значение указанного сцепления

$$c = \left(\sum_1^n T_i - \sum_1^n N_i \operatorname{tg}\varphi\right)/L. \qquad (10.26)$$

Из всех возможных центров дуг поверхностей скольжения выбирают тот, для которого величина сцепления оказывается наибольшей. Этот центр рассматривается как наиболее опасный и для него определяется коэффициент устойчивости. Если его величина оказывается в пределах 1,2 ... 1,5, то откос будет находиться в состоянии устойчивого равновесия.

Вопросы для самопроверки

1. Как определяется предельная начальная нагрузка с учетом жесткого ядра?
2. Как производится расчет оснований по несущей способности в соответствии с СНиП 2.02.01—83?
3. Какие задачи по устойчивости откосов рассматриваются для грунтов, обладающих трением и сцеплением?
4. Как определяется устойчивость откосов методом круглоцилиндрической поверхности?

§ 10.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ

Определение давления грунтов на подпорные сооружения производится на базе теории предельного напряженного состояния грунтов. Если крутизна откоса больше предельной, то для его удерживания требуются подпорные сооружения.

Как установлено исследованиями, давление грунтов на подпорные стенки зависит не только от свойств грунтов засыпки и их изменения во времени, но и от размеров подпорных сооружений, возможных перемещений. Давление грунта называется активным, если подпорная стенка сдвигается или поворачивается по направлению от грунта. В противном случае будет иметь место пассивное давление грунта. При некоторой податливости подпорной стенки происходит ее смещение, напряженное состояние грунта становится предельным и в нем возникают криволинейные поверхности скольжения (рис. 10.8).

Определение максимального давления на подпорную стенку может быть выполнено математически точно (если известно

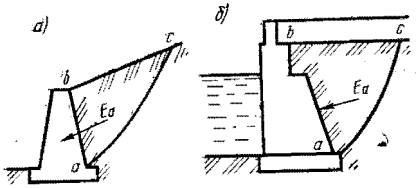


Рис. 10.8. Определение активного давления грунта на подпорную стенку

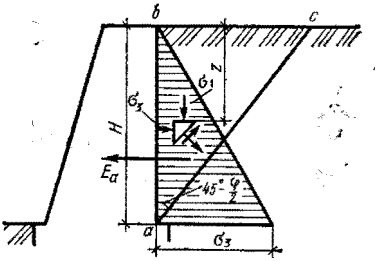


Рис. 10.9. Определение давления сыпучих грунтов на подпорную стенку

точное очертание поверхностей скольжения) и с некоторым приближением (при принятии плоских поверхностей скольжения).

Широко используется допущение о прямолинейной поверхности скольжения, предложенное Ш. Кулоном и не вносящее больших погрешностей (2...3%) при определении активного давления. При определении пассивного давления принятие прямолинейной поверхности скольжения является недопустимым, поскольку дает явно преувеличенные результаты.

Итак, для определения активного давления грунта принимаются следующие допущения Ш. Кулона: поверхность скольжения плоская; из всех возможных выбирается та поверхность скольжения, при которой давление грунта на подпорную стенку будет максимальным. Грунт рассматривается однородный.

В настоящее время применяется аналитический и графоаналитический методы определения давления грунтов на подпорную стенку. Рассмотрим аналитический метод как наиболее распространенный, основанный на принятии прямолинейной поверхности скольжения.

1. Сыпучие грунты. Максимальное давление сыпучих грунтов на подпорную стенку при допущении плоских поверхностей скольжения определяется следующим образом (рис. 10.9). При горизонтальной поверхности засыпки и гладкой вертикальной стене любая горизонтальная площадка грунта испытывает сжимающее напряжение (главное напряжение σ_1), равное весу столба от поверхности до рассматриваемой площадки:

$$\sigma_1 = \gamma z \cdot 1, \tag{10.27}$$

где z — расстояние от горизонтальной поверхности грунта до рассматриваемой площадки.

Боковое давление грунта определится из условия, что за подпорной стенкой грунт находится в состоянии предельного равновесия:

$$\sigma_3/\sigma_1 = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2).$$

Подставив значение σ_1, получим

$$\sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2). \tag{10.28}$$

Эпюра давления грунта будет иметь вид треугольника. Если определить пассивное давление, то формула будет выглядеть так:

$$\sigma_{3п} = \gamma z \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2). \tag{10.29}$$

Активное давление определяется как площадь эпюры давления

$$E_a = \max \sigma_3 H/2. \tag{10.30}$$

или

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2). \tag{10.31}$$

Равнодействующая давления E будет приложена на одной трети высоты от низа подпорной стенки.

Если на поверхности засыпки действует сплошная равномерно распределенная нагрузка интенсивностью q, то ее действие заменяется давлением приведенного столба грунта высотой h (рис. 10.10): $h=q/\gamma$, где γ — удельный вес грунта.

Продолжаем грань подпорной стенки с новой линией засыпки и строим общую треугольную эпюру давлений. На подпорную стенку будет действовать заштрихованная часть эпюры давления. Ее значение определяется по формуле

$$E_a' = \frac{\sigma_2 + \sigma_3'}{2} H. \qquad (10.32)$$

Подставив значения σ_3 и σ_3', получим

$$E_a' = \frac{\gamma}{2}(H^2 + 2Hh)\operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2). \qquad (10.33)$$

2. Связные грунты. Для определения давления связных грунтов на подпорную стенку заменяем действие сил сцепления всесторонним равномерным давлением связности p_c (рис. 10.11). Теперь можно применять условия предельного равновесия для сыпучих грунтов. Приведем действие давления связности по поверхности засыпки к эквивалентному слою грунта и, учитывая противоположность давления p_c по горизонтали, по аналогии с сыпучими грунтами получим

$$\sigma_3 = \gamma(H+h)\operatorname{tg}^2(45-\varphi/2). \qquad (10.34)$$

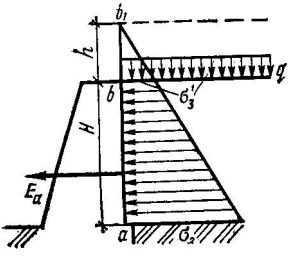


Рис. 10.10. Определение активного давления грунта на подпорую стенку при наличии нагрузки на поверхности засыпки

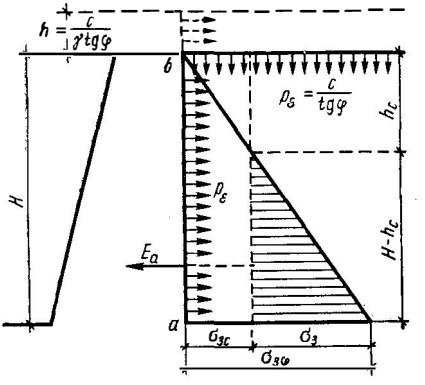


Рис. 10.11. Определение давления связных грунтов на подпорную стенку

Учитывая, что $h=c/(\gamma \operatorname{tg}\varphi)$, $p_c=c/\operatorname{tg}\varphi$, после несложных преобразований получим

$$\sigma_3=\gamma H \operatorname{tg}^2(45-\varphi/2)-2c\operatorname{tg}(45-\varphi/2). \qquad (10.35)$$

Из выражения (10.35) следует, что сцепление грунта уменьшает давление грунта на подпорную стенку на $2c\operatorname{tg}(45-\varphi/2)$. Из условия $\sigma_3=0$ найдем h_c. Давление связных грунтов на подпорную стенку будет выражаться площадью треугольника со сторонами σ_3 и $H-h_c$:

$$E_q=\sigma_3(H-h_c)H/2.$$

После подстановки соответствующих значений σ_3 и $H-h_c$ получим

$$E_q=\frac{\gamma H^2}{2}\operatorname{tg}^2(45-\varphi/2)-2cH\operatorname{tg}(45-\varphi/2)+2c^2/\gamma. \qquad (10.36)$$

Активное давление грунта при любой форме засыпки и наклоне задней грани стенки определяется графическим построением, основанным на допущении плоских поверхностей скольжения.

Вопросы для самопроверки

1. Как определяется давление сыпучих грунтов на подпорные стенки?
2. Каким образом учитывается наличие нагрузки на горизонтальной поверхности засыпки?
3. Как рассчитывается давление связных грунтов на подпорные сооружения?

§ 10.7. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении фаз напряженного состояния грунтов. Значительный интерес представляет график изменения осадки от нагрузки, построенный по результатам испытания грунтов штампами (или опытными фундаментами). По внешнему виду график существенно отличается от графика компрессионных кривых. Несмотря на различный характер компрессионных кривых в зависимости от вида исследуемых грунтов, физического состояния, с увеличением действующей нагрузки кривизна их явно уменьшается и график приобретает более пологое очертание по сравнению с первоначальным участком, т. е. при меньших давлениях. Совершенно иное наблюдается у графиков штамповых испытаний. Здесь, наоборот, с увеличением нагрузки кривизна графика увеличивается и при определенных давлениях, особенно у слабых грунтов, происходит резкое нарастание осадки и обусловливает появление на графике «провального» участка.

Как можно объяснить различный характер графиков, построенных по результатам компрессионных и штамповых испытаний? Создается проблемная ситуация, которую следует разрешить с участием самих обучающихся. Необходимо обратить их внимание прежде всего на различные условия испытания грунтов. При этом инициатива должна исходить от обучающихся, поскольку сделать этот вывод не представляет большой трудности. А далее следует более подробно рассмотреть механические процессы, которые протекают в грунтах при различных условиях испытаний. В условиях штамповых испытаний эти процессы являются более сложными. При проведении компрессионных испытаний любой элемент грунта испытывает только нормальные напряжения без возможности бокового расширения, что обусловливает возникновение затухающих деформаций. В условиях штамповых испытаний элемент грунта кроме нормальных испытывает касательные (сдвигающие) напряжения, которые вызывают появление местных скольжений (сдвигов). Это приводит к возникновению как деформаций уплотнения, так и незатухающих деформаций сдвига и к более интенсивному росту деформаций по сравнению с увеличением действующей нагрузки. Данный вывод и будет разрешением проблемной ситуации.

В качестве примера создания проблемной ситуации можно рекомендовать определение давления грунта на подпорную стенку. Известно, что если угол откоса больше предельного, то происходит обрушение грунта. При этом ограждающие конструкции, которые возводятся для обеспечения устойчивости сооружений, испытывают большие нагрузки. Значит, для проектирования подпорных сооружений необходимо знать величину нагрузок от грунтов засыпки. А чтобы найти метод определения давления грунтов, необходимо оценить напряженное состояние. Возникает проблемная ситуация. Для ее ликвидации надо попытаться с помощью обучающихся представить, что произойдет с грунтом засыпки при некотором, бесконечно малом повороте подпорной стенки вокруг ее переднего (активное давление) или заднего (пассивное давление) ребра. Видимо, при некотором повороте подпорной стенки грунт засыпки перейдет в предельное напряженное состояние и в области грунта за подпорной стенкой возникнут криволинейные поверхности скольжения. Если подпорная стенка повернется по направлению от грунта, то будет иметь место активное давление. В случае поворота подпорной стенки по направлению к грунту последний при засыпке будет выпираться стенкой и обусловит пассивное давление или отпор. Таким образом, установление максимального давления грунта на подпорную стенку становится возможным в результате использования и применения теории предельного напряженного

состояния грунтов, что и является разрешением проблемной ситуации.

По трудности изучения материал данной главы можно отнести к достаточно сложным, поэтому следует уделить больше внимания **техническим средствам обучения и контроля,** как способствующим мыслительной деятельности обучающихся и повышающим эффективность усвоения ими знаний, умений и навыков. С учетом довольно непростых рисунков настоящей главы (рис. 10.2; 10.4; 10.5) и их большого количества можно рекомендовать применение кодоскопа, а также осуществить оперативный контроль усвоения учебного материала во время занятий. Помощником в этом преподавателю может служить устройство ОП-14, разработанное специальным конструкторским бюро МВ и ССО СССР. Сущность работы этого устройства заключается в следующем. Преподаватель задает вопрос обучающимся в процессе учебных занятий (лекции, семинара и т. д.) и предлагает им несколько вариантов ответов, один из которых является правильным. Вопрос и вариант ответов высвечивается на экране (эталонный ответ). Нажатием соответствующей кнопки преподаватель вводит эталонный ответ в устройство ОП-14, где он фиксируется схемой электронного блока и «запоминается» там. Обучающиеся выбирают, по их мнению, правильный ответ и нажимают кнопку на своем пульте в соответствии с номером поставленного вопроса. Электронный блок устройства производит анализ ответа каждого обучающегося и в случае совпадения ответа, введенного преподавателем и обучающимся, на пульте преподавателя загорается лампочка. Устройство ОП-14 дает возможность оценить правильность ответа как каждым обучающимся, так и аудитории в целом. В последнем случае подключается прибор, позволяющий в процентах определить число правильных ответов.

Устройство ОП-14 работает в режиме контроля и режиме записи и позволяет достаточно полно и оперативно определить преподавателем качество усвоения учебного материала обучающимися. Кроме того, устройство ОП-14 можно использовать при создании проблемных ситуаций в процессе изложения учебного материала.

Естественно, что применение указанного устройства требует детальной методической проработки. Здесь важен и выбор вопроса и не менее важным является определенность возможных ответов. Не следует, конечно, перегружать занятие большим количеством таких проверок, учитывая ограниченность времени на проведение лекционных занятий. Более правильно контроль знаний обучающихся проводить в конце учебной темы.

Весьма полезным следует считать использование и других устройств, работающих в обучающем и контрольном режимах.

В качестве примера по проверке усвоения лекционного материала обучающимися с помощью устройства ОП-14 можно привести следующий. Используем для этого вопросы с целью самоконтроля, приведенные в данной главе в конце каждой темы. В частности, возьмем такой вопрос: «Что такое угол отклонения грунта и как он изменяется под влиянием внешних воздействий?»

Приведем четыре возможных варианта ответов:

1) угол отклонения грунта рассматривается как угол между результирующей напряжений и его составляющей — касательным напряжением. В процессе увеличения нагрузки этот угол не изменяется;

2) угол отклонения рассматривается как угол между результирующей и его составляющей — нормальным напряжением. С увеличением внешних воздействий угол отклонения увеличивается;

3) углом отклонения называется угол между результирующим и касательным напряжением. С увеличением давления на грунт угол отклонения увеличивается;

4) углом отклонения называется угол между результирующим и нормальным напряжением. С увеличением давления на грунт угол отклонения сохраняет постоянное значение.

Аналогично можно разработать вопросы и по другим параграфам главы.

По **использованию межпредметных и внутрипредметных связей** можно рекомендовать следующее.

При рассмотрении фаз напряженного состояния грунтов следует более подробно остановиться на фазе сдвигов и, в частности, на возникновении в этой фазе сначала точек со скольжением грунта, затем площадок скольжения и, наконец, зоны сдвигов. Здесь надо напомнить обучающимся из ранее изучаемого материала о том, что сопротивление грунта в любой его точке обусловливается внутренним трением и сцеплением (третья закономерность механики грунтов, закон Кулона). С увеличением нагрузки на грунт возрастают касательные напряжения, и при их определенном значении внутреннее сопротивление оказывается недостаточным, что обусловливает появление точек со скольжением грунта. С ростом касательных напряжений отдельные точки скольжения формируются в участки или площадки скольжения грунтов и в зону сдвигов. Это приводит к более интенсивному росту деформаций грунта по сравнению с ростом нагрузки, и поэтому график «нагрузка — осадка» приобретает криволинейное очертание.

Рассматривая поле напряжений в грунте, угол отклонения, полезно напомнить обучающимся о давлении связности, тем более, что оно широко применяется в механике грунтов при решении целого ряда практических задач. Здесь уместно задать аудитории вопрос: в каком разделе рассматривалось давление связности и что оно из себя представляет? После уточнения этого момента можно читать учебный материал дальше.

Излагая дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельно-напряженном состоянии для случая плоской и пространственной задач, полезно сделать небольшой экскурс в теорию упругости. Можно вспомнить с помощью обучающихся раздел теории упругости, где изучаются дифференциальные уравнения равновесия для линейно-деформируемых тел и, самое главное, их сущность.

При выводе формулы первой критической нагрузки на грунт уместно напомнить обучающимся выражения для определения главных напряжений при действии полосообразной нагрузки (плоская задача). Для этого можно воспользоваться таким приемом: попросить обучающихся перелистать свои конспекты назад и найти искомые формулы, после чего следует записать на доске выражения для определения главных напряжений в точке M с учетом давления от собственного веса грунта. Этим приемом можно пользоваться и при выводе формул из других разделов.

При изложении учебного материала очень важным является учет его **профессиональной и воспитательной направленности.** Рассматривая фазы напряженного состояния грунта и критические нагрузки, необходимо подчеркнуть их значение в выборе расчетного давления на грунты основания. Первая критическая нагрузка совершенно безопасна в строительном отношении. Казалось бы, ее и надо назначать для расчета оснований фундаментов. Однако это решение нельзя считать рациональным, поскольку в этом случае несущая способность грунта используется далеко не полностью. Тем более, что в настоящее время строительные конструкции рассчитывают по предельным состояниям, и поэтому необходимо находить метод расчета оснований фундаментов по предельным состояниям.

Вторую критическую нагрузку также нельзя рекомендовать для расчета оснований фундаментов, так как при ее достижении в грунте развиваются необратимые деформации и это приводит к потере устойчивости оснований. Таким образом, мы приходим к выводу, что расчетное сопротивление грунта должно определяться в пределах второй фазы напряженного состояния грунта, т. е. между первой и второй критической нагрузками. Практически это реализуется действующим СНиПом,

допуская развитие зон с предельным напряженным состоянием грунта на определенную глубину. При таком решении более полно используется несущая способность грунта и, с другой стороны, обеспечивается устойчивость оснований зданий и сооружений.

При рассмотрении второй критической нагрузки и линий скольжения необходимо обратить внимание обучающихся на их характер, физическую сущность и значение предельной нагрузки. Важно подчеркнуть при этом, насколько сложное напряженное состояние испытывает грунт и насколько непростая задача в связи с этим стояла перед исследователями — найти предельную нагрузку. Тем более велика заслуга отечественных ученых, внесших неоценимый вклад в развитие и становление теории предельного напряженного состояния грунтов: Н. П. Пузыревского, Н. М. Герсеванова, Н. Н. Маслова, В. В. Соколовского, А. Ю. Ишлинского, В. Г. Березанцева.

При определении давления грунта на подпорные стенки следует указать на то, что подпорные сооружения имеют очень большое распространение. Это подпорные стены как отпор откоса грунта, подпорная стенка как набережная, ограждение подвального помещения и т. д. Во всех случаях подпорные стенки работают как ограждения, удерживающие слои грунта в равновесии и воспринимающие его давление. Здесь есть смысл выделить два момента воспитательного характера. Во-первых, определение достоверного давления грунтов на подпорные стенки во многом влияет на разработку их рациональной и, следовательно, наиболее экономичной конструкции. Поэтому важность этих расчетов трудно переоценить, особенно с позиции решений партии и правительства, поставивших задачу снижения сметной стоимости строительства на основе разработки рациональных конструктивных решений, внедрения новейших достижений науки и техники. Во-вторых, следует подчеркнуть роль советских ученых в развитии инженерных расчетов по определению давления грунтов на ограждения: аналитического (В. В. Соколовский, В. Г. Березанцев, Г. К. Клейн), графоаналитического (С. С. Голушневич) и графического (И. П. Прокофьев).

Глава 11

РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ И ИХ ИЗМЕНЕНИЯ ВО ВРЕМЕНИ

В связи с расчетом оснований сооружений по предельным деформациям определение деформации грунтов под действием внешних сил имеет большое практическое значение. Расчет ос-

нований фундаментов производят с целью ограничения абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, которые обеспечивают нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, и их долговечность не снижается вследствие возникновения недопустимых осадок, кренов, подъемов и т. д.

§ 11.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЕФОРМАЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

Все деформации основания можно разделить на несколько видов.

1. *Осадки* — такие деформации, которые не вызывают коренного изменения структуры грунта и происходят вследствие уплотнения грунта под влиянием внешних нагрузок или (в отдельных случаях) собственного веса грунта.

2. *Просадки* — деформации в результате коренного изменения структуры грунта под воздействием внешних нагрузок, собственного веса грунта и влиянием дополнительных факторов (замачивание присадочного грунта, оттаивание льдовых прослоек в мерзлом грунте и т. д.).

3. *Подъемы и осадки* — деформации, обусловленные изменением объемов некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка), замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта).

4. *Оседания* — деформации поверхности грунта в результате разработки полезных ископаемых, понижением уровня подземных вод и т. д.

5. *Горизонтальные перемещения* — деформации в результате воздействия горизонтальных нагрузок на основание (подпорные стены и т. д.) или как следствие значительных вертикальных перемещений поверхностей грунта при оседаниях, просадках грунта от собственного веса и т. п.

Расчет оснований фундаментов по деформациям производят по СНиП 2.02.01—83 в соответствии с условием

$$s \leqslant s_{\text{пр}}, \qquad (11.1)$$

где s — совместная деформация основания и сооружения; $s_{\text{пр}}$ — предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

§ 11.2. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

Расчеты осадок оснований фундаментов по СНиПу производят методом послойного суммирования и линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

1. *Определение осадки слоя при сплошной нагрузке* (основная задача). При сжатии слоя грунта сплошной равномерно распределенной нагрузкой будет происходить уплотнение его без возможности бокового расширения (компрессионное сжатие). Для решения задачи воспользуемся результатами компрессионных испытаний (рис. 11.1).

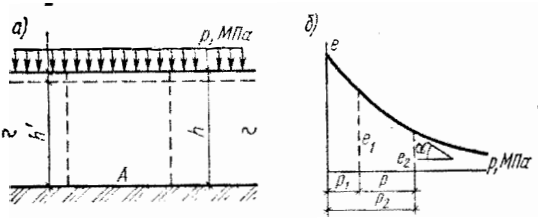


Рис. 11.1. Схема к определению осадки слоя грунта:
а — схема нагрузки слоя грунта; *б* — компрессионная кривая

Можно предположить, что при передаче нагрузки осадка произойдет за счет изменения (уменьшения) объема пор, а объем твердых частиц грунта остается без изменения. Выделим в данном слое на высоту h цилиндр площадью поперечного сечения A и приравняем объем минеральных частиц до приложения нагрузки и после компрессионного сжатия:

$$\frac{1}{1+e_1}Ah = \frac{1}{1+e_2}Ah_1, \tag{11.2}$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости грунта соответственно в условиях естественного залегания и после сжатия грунта.

Сократив обе части уравнения на A и решив его относительно h_1, получим

$$h_1 = h\frac{1+e_2}{1+e_1}. \tag{11.3}$$

Осадка грунта равна разности его высот до и после уплотнения нагрузкой

$$s = h - h_1 = h\frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \tag{11.4}$$

Учитывая, что значение $e_1 - e_2$ по закону уплотнения может быть заменено значением ap,

$$s = h\frac{ap}{1+e_1}. \tag{11.5}$$

Но $a/(1+e_1) = a_0$ — коэффициент относительной сжимаемости грунта. Тогда осадка слоя при сплошной нагрузке

$$s = ha_0p \tag{11.6}$$

или

$$s = h\frac{\beta}{E_0}p \text{ (учитывая, что } a_0 = \beta/E_0). \tag{11.7}$$

2. *Расчет осадок фундаментов методом послойного суммирования.*

Общая осадка фундаментов складывается из следующих элементов: а) остаточной осадки перемятого верхнего слоя грунта при подготовке котлована землеройными механизмами; б) пластических местных выдавливаний грунта в момент установки фундаментов и их загрузки; в) длительных осадок уплотнения и затухающей ползучести сжатой зоны грунта под фундаментами. Первые два вида осадок следует избегать, для чего котлован надо тщательно готовить. Длительная деформация уплотнения будет наибольшей и зависит от свойств грунтов в пределах сжимаемой толщи основания. Для расчета осадок фундамента необходимо иметь следующие данные: а) инженерно-геологические условия строительной площадки с указанием мощности слоев грунта (литологический разрез), уровня грунтовых вод и физико-механические свойства грунтов основания в пределах активной зоны сжатия и т. д.; б) размер и форму фундаментов, чувствительность здания к неравномерным осадкам; в) данные о глубине заложения фундаментов и нагрузке на грунт от надфундаментных конструкций.

Расчет осадок методом послойного суммирования заключается в том, что осадку грунта под действием сооружения определяют как сумму осадок элементарных слоев грунта такой толщины, для которых можно принимать без особых погрешностей средние значения действующих напряжений и характеристик грунтов.

В соответствии со СНиП 2.02.01—83 расчет осадок отдельностоящих фундаментов методом послойного суммирования производится с использованием расчетной схемы основания в виде однородного линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи (рис. 11.2).

На рис. 11.2 приняты обозначения: DL — отметка планировки; NL — отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; WL — уровень подземных вод; BC — нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n — глубина заложения подошвы фундамента от уровня природного рельефа и уровня планировки; p — среднее давление под подошвой фундамента; p_0 — дополнительное давление на основание; σ_{zq} и σ_{zq^0} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp}—σ_{zp_0} — дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы.

Осадка основания фундамента определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp_i} h_i}{E}, \qquad (11.8)$$

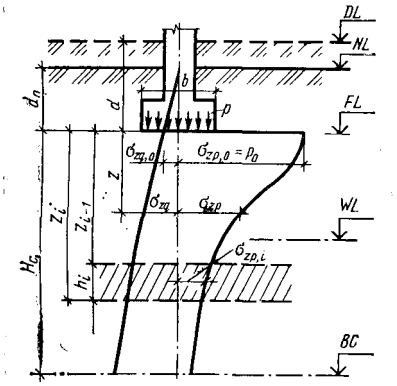


Рис. 11.2. Схема распределения вертикальных напряжений при определении осадок методом послойного суммирования

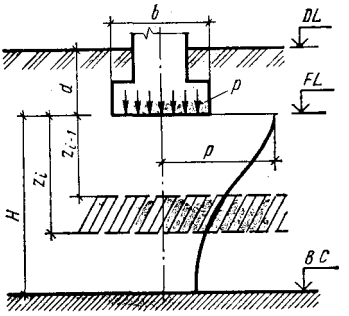


Рис. 11.3. Схема распределения вертикальных напряжений при расчете осадок с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины:

DL — отметка планировки; *FL* — отметка подошвы фундамента; *BC* — нижняя граница сжимаемой толщи

где n — число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания; h_i — толща i-го слоя грунта; E_i — модуль деформации i-го слоя грунта; σ_{zp_i} — среднее дополнительное вертикальное напряжение в i-м слое грунта; β — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Суммирование осадок по этой формуле производится в пределах глубины сжимаемой толщи. Последняя ограничивается соотношением $\sigma_{zp}=0{,}2\sigma_{zq}$. Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с модулем общей деформации $E<5{,}0$ МПа или слой залегает непосредственно ниже этой границы, то он включается в состав ее и при этом определяется соотношением $\sigma_{zp}=0{,}1\sigma_{zq}$.

Определение осадок оснований с использованием расчетной схемы в виде *линейно-деформируемого слоя конечной толщины* производится по СНиП 2.02.01—83 в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 11.3.

Этот метод расчета осадок применяется в следующих случаях: а) если в пределах сжимаемой толщи основания H_c залегает слой грунта с модулем общей деформации $E_1>100$ МПа и толщиной h_1 с соблюдением условия

$$h_1 \geqslant H_c(1-\sqrt{E_2/E_1}), \qquad (11.9)$$

где E_2 — модуль общей деформации подстилающего слоя грунта; б) если ширина или диаметр фундамента $b\geqslant 10$ м и модуль

общей деформации составляет $E \geqslant 10$ МПа. В этом случае толщина линейно-деформируемого слоя H определяется условием

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \qquad (11.10)$$

где H_0 и ψ — принимаются равными для оснований из пылевато-глинистых грунтов соответственно 9 и 0,15 м и из песчаных — 6 и 0,1 м; K_p — коэффициент, принимаемый при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 100$ кПа $K_p = 0{,}8$; при $p = 500$ кПа — 1,2; при промежуточном значении p — по интерполяции.

Осадка основания фундаментов

$$s = \frac{pbK_c}{K_m} \sum_{i=1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \qquad (11.11)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента (при ширине фундаментов $b < 10$ м и $p = p_0$); K_c и K_m — коэффициенты, принимаемые по СНиП 2.02.01—83; n — число слоев, отличающихся по сжимаемости в пределах расчетной величины сжимаемого слоя H; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по СНиПу; E_i — модуль общей деформации i-го слоя.

§ 11.3. ИЗМЕНЕНИЕ ОСАДОК ВО ВРЕМЕНИ. ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ГРУНТОВ

Определенная расчетом осадка является стабилизированной деформацией основания, т. е. большинством грунтов она достигается по истечении определенного, порой весьма длительного времени. У некоторых видов грунтов (водонасыщенные, текучепластичные глинистые грунты) процесс стабилизации осадки может составлять от нескольких десятков до сотен лет. Только у чистых песков осадки зданий заканчиваются по окончании строительства.

На процесс протекания осадки во времени влияют водопроницаемость грунтов в условиях их водонасыщения, ползучесть скелета грунта и деформируемость его компонентов (поровой воды, включений воздуха, паров и газов, органических веществ и т. д.).

Для строительных конструкций зданий и сооружений очень важным показателем является скорость протекания осадок во времени. В случае значительных величин скоростей протекания осадок могут иметь место разрушения конструкций, аварийное состояние зданий и сооружений. При меньших величинах скоростей осадок в конструкциях зданий возникают медленные деформации ползучести.

Для полностью водонасыщенных глинистых грунтов в настоящее время широко применяется теория фильтрационной консолидации при соблюдении следующих условий:

1) грунты рассматриваются в состоянии грунтовой массы, т. е. полностью водонасыщенные грунты со свободной, несжимаемой и гидравлически непрерывной водой; 2) напряжения в скелете грунта мгновенно вызывают его деформацию, которая линейно связана с действующим давлением; 3) грунт не обладает структурной прочностью и приложенное к нему внешнее давление первоначально воспринимается водой; 4) водопроницаемость грунтов полностью подчиняется закону Дарси. С учетом изложенных условий теория фильтрационной консолидации грунтов будет применима для неуплотненных, слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

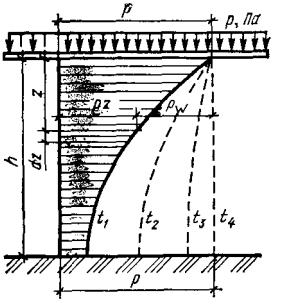


Рис. 11.4. Распределение давлений во времени в водонасыщенном слое грунта при сплошной вертикальной нагрузке

Рассмотрим задачу о протекании осадок во времени водонасыщенного грунта при уплотнении его сплошной равномерно распределенной нагрузкой в условии односторонней фильтрации. При этом полагаем, что выдавливание воды из пор грунта определяется законом фильтрации, а изменение коэффициента пористости — законом уплотнения. Будем считать, что в начальный момент времени грунтовая масса находится в статическом состоянии, т. е. поровое давление равно 0. Для любого момента времени на любой глубине от дренирующей поверхности будет соблюдаться условие: $p=p_z+p_w$. В начальный момент времени давление p полностью воспринимается водой p_w. В последующие промежутки времени давление на поровую воду будет уменьшаться и увеличиваться на минеральную часть грунта p_z. Это увеличение давления будет происходить до тех пор, пока внешнее давление не будет полностью передано на скелет грунта (рис. 11.4).

Для вывода дифференциального уравнения теории фильтрационной консолидации в условиях одномерной задачи запишем следующее соотношение:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t}. \qquad (11.12)$$

Из него следует, что на глубине z для элементарного слоя dz в грунтовой массе увеличение расхода q равно уменьшению пористости грунта n. Это соотношение, полученное в 1922 г. акад. Н. Н. Павловским, является частным случаем условия пространственной задачи движения грунтовых вод.

Преобразуем левую и правую части уравнения (11.12). Для левой части по закону ламинарной фильтрации можно записать:

$$q = -k_\Phi \frac{\partial H}{\partial t}, \qquad (11.13)$$

Тогда

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_{\Phi} \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}.$$

Но

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}; \quad p_w = p - p_z; \quad H = \frac{p - p_z}{\gamma_b},$$

откуда

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \tag{11.14}$$

Следовательно,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{k_{\Phi}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \tag{11.15}$$

Выполним преобразования по правой части уравнения (11.12). Учитывая, что $n = e/(1+e)$, и пренебрегая в знаменателе изменением коэффициента пористости по сравнению с единицей и взяв его некоторое среднее значение, получим

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1 + e_{\text{ср}}} \frac{\partial e}{\partial t}. \tag{11.16}$$

По закону уплотнения

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a \frac{\partial p_z}{\partial t}.$$

Подставим значение $\partial e/\partial t$ в уравнение (11.16):

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{a}{1 + e_{\text{ср}}} \frac{\partial p_z}{\partial t}. \tag{11.17}$$

$a/(1+e_{\text{ср}}) = a_0$ — коэффициент относительной сжимаемости грунта. Подставим выражения для правой и левой частей в исходное уравнение (11.12):

$$\frac{k_{\Phi}}{a_0 \gamma_b} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \tag{11.18}$$

Постоянный множитель левой части обозначим через c_v:

$$c_v = \frac{k_{\Phi}}{a_0 \gamma_w}, \tag{11.19}$$

где c_v — коэффициент консолидации грунта. Окончательно будем иметь

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \tag{11.20}$$

Это и есть дифференциальное уравнение одномерной задачи фильтрационной теории консолидации грунтов. Решение этого уравнения находят путем применения рядов Фурье и удовлет-

ворения начальным граничным условиям. Последние можно сформулировать значительно проще, если рассматривать сжатие слоя грунта толщиной $2h$ при двусторонней фильтрации (математически тождественная задача).

Рассматривая давление при $z=h$ (наиболее распространенный случай) и ограничиваясь первые членом ряда, получим

$$p_h \approx p\left(1 - \frac{4}{\pi} e^N + \ldots\right), \tag{11.21}$$

где

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t. \tag{11.22}$$

Для практики необходимо иметь осадку для любого промежуточного времени с момента начала загружения, т. е. s_t. Для определения этой величины вводится понятие степени консолидации. Если принять степень консолидации при полной стабилизированной осадке за единицу, а за время $t - u$, то

$$u = s_t / s. \tag{11.23}$$

Математически это можно выразить следующим образом (рис. 11.4):

$$u = \int_0^h \frac{p_z dz}{A}, \tag{11.24}$$

где A — площадь эпюры давлений при полной стабилизированной осадке ($A = ph$).

Подставляя значение p_z, затем интегрируя и ограничиваясь первым членом ряда, будем иметь:

$$u = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} + \ldots \tag{11.25}$$

С учетом зависимости (11.23) и подставляя выражение для осадки слоя, получим для основного случая (равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине) осадку для любого времени:

$$s_t = h a_0 p \left[1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \ldots\right)\right]. \tag{11.26}$$

Эта формула применяется для основного случая (случай *а*), когда эпюра уплотняющих давлений изображается прямоугольником и давление от внешней нагрузки по глубине не меняется (рис. 11.5).

Не менее важны на практике случаи *б* и *в*. Для них, так же как и для случая *а*, разработаны соответствующие формулы для определения осадки во времени. По теории фильтрационной консолидации грунтов полученные формулы позволяют для

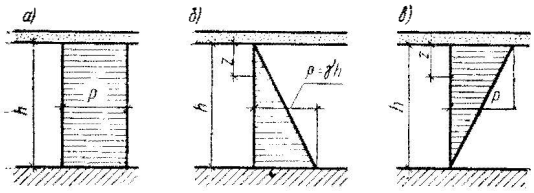


Рис. 11.5. Основные виды уплотняющих давлений

любого времени t определить осадку зданий или сооружения. С этой целью для заданных условий находят (предварительно определив коэффициент консолидации c_v) постоянный множитель N, затем рассчитывают степень стабилизации осадки с учетом характера нагрузки и за время t и рассчитывают осадку, соответствующую этому времени.

§ 11.4. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ И ИХ УЧЕТ ПРИ ПРОГНОЗЕ ИЗМЕНЕНИЯ ОСАДОК ВО ВРЕМЕНИ

Реологией называется область науки, которая рассматривает протекание деформаций различных материалов во времени под действием приложенных нагрузок (от греч. «рео» — течь).

Деформации ползучести рассматриваются в механике грунтов при длительном действии нагрузок на грунт и скальные породы, сопровождающиеся расслаблением в них напряжений (релаксацией). Как показали результаты ряда опытов (например, МИСИ), деформации ползучести для уплотненных глин могут достигать 36 ... 165% от деформации при их фильтрационной консолидации. Таким образом, указанные деформации могут достигать больших значений, поэтому с ними необходимо считаться, особенно при возведении сооружений на тугопластичных, полутвердых и твердых глинах.

Реологические процессы в глинистых грунтах протекают одновременно с фильтрационной консолидацией. Последнюю можно рассматривать как одну из реологических форм деформаций грунтов. Физическими причинами реологических процессов в глинистых грунтах являются деформации ползучести и релаксация напряжений.

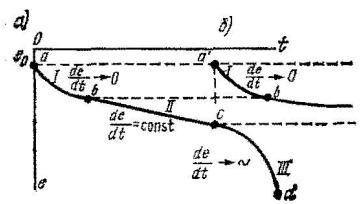


Рис. 11.6. Деформации ползучести грунта:
а — незатухающей; *б* — затухающей

1. Основные стадии ползучести. Рассмотрим кривую изменения деформации глинистых грунтов во времени при неизменном физическом состоянии и нагрузке, большей $p_{кр}$ (рис. 11.6).

На кривой ползучести можно выделить три основные стадии.

Стадия I (отрезок *ab*) — *стадия неустановившейся ползучести.* Важное значение в развитии стадий ползучести имеет перестройка структуры грунтов, возникновение и развитие микротрещин. При действии внешних нагрузок жесткие связи постепенно разрушаются и в агрегатах частиц возникают микротрещины с одновременным появлением новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей за счет уменьшения расстояния между частицами. Первая стадия характеризуется закрытием существующих микротрещин, которое сопровождается уменьшением объема грунта.

Стадия II (участок *bc*) — *стадия установившейся ползучести* или пластического течения с постоянной скоростью деформирования (de/dt=const). В ней происходит перестройка структуры при неизменном объеме грунта и вязкая деформация (в основном водно-коллоидных оболочек, прочно связанных с минеральными частицами грунта). Нарушение жестких или полужестких связей полностью компенсируется возникновением новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей. В результате указанных процессов формируется новая структура грунта, которая в меньшей степени сопротивляется действию внешних сил.

Стадия III (отрезок *cd*) — *стадия прогрессирующего течения.* Характеризуется все нарастающей скоростью деформации ($de/dt \to \infty$). В ней увеличивается объем грунта и уменьшается его сопротивление внешним нагрузкам. Это происходит вследствие появления новых микротрещин, которые развиваются и обусловливают возрастающую деформацию. Это приводит грунт в хрупкое разрушение или вязкое течение, которое сопровождается выдавливанием его в стороны от нагруженного участка.

Из опытов видно, что установившаяся ползучесть всегда переходит в прогрессирующую. Это происходит при разной длительности действия нагрузки. Чем больше время действия нагрузки, тем при меньшем ее значении достигается прогрессирующая ползучесть. При этом деформация грунта должна достичь определенного значения, характерного для данного грунта и его физического состояния.

2. Релаксация напряжений. Она представляет собой процесс уменьшения во времени (расслабления) действующих напряжений при неизменной деформации. В связных грунтах релаксация напряжений, обусловленная разрушением структурных связей, всегда имеет место в процессе ползучести. При этом напряжения падают не до нуля, а до постоянной величины, которая в дальнейшем сохраняет постоянное значение. В процессе ползучести сопротивление глинистых грунтов при длительных нагрузках значительно меньше мгновенного. *Мгновенной прочностью* σ_0 называется мгновенное сопротивление грунта в

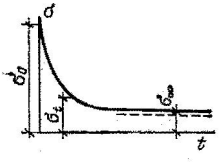


Рис. 11.7. Изменение прочности мерзлых грунтов во времени

самом начале загружения (рис. 11.7). Различают также *временную прочность* σ_t, которая изменяется во времени и характеризуется разрушением грунта за промежуток времени t. И наконец, *длительная прочность* σ_∞ рассматривается как наименьший предел прочности при релаксации напряжений.

3. Деформации ползучести глинистых грунтов. Для тугопластичных, полутвердых и твердых глинистых грунтов в практике большое значение имеет затухающая ползучесть. Прогрессирующую ползучесть грунтов оснований допускать нельзя, так как она приводит к аварийному состоянию зданий и сооружений. Что касается установившейся ползучести, то она может быть допущена в отдельных случаях для сооружений, у которых величина деформаций приемлема за срок его существования. Затухающая ползучесть бывает в основаниях сооружений только при такой величине внешних давлений, которая соответствует наступлению стадии пластично-вязкого течения. При этом коэффициент вязкости глинистых грунтов возрастает. Это вызвано тем, что в процессе затухающей ползучести происходит уплотнение и упрочнение водно-коллоидных оболочек минеральных частиц, закрытие микротрещин и, следовательно, возникновение новых структурных связей. При затухающей ползучести уравнение напряженно-деформированного состояния при однократном загружении имеет вид

$$e(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{мгн}}} + k(t - t_0)\,\sigma(t_0)\,\Delta t_0. \qquad (11.27)$$

Эта формула получена на основе теории наследственной ползучести Больцмана—Вольтера и выражает деформируемость скелета дисперсных грунтов. В формуле приняты обозначения: $e(t)$ — относительная деформация скелета грунта; $\sigma(t)/E_{\text{мгн}}$ мгновенная деформация в момент t; $E_{\text{мгн}}$ — мгновенный модуль деформации; $k(t-t_0)\,\sigma(t_0)\,\Delta t_0$ — деформация, которая накапливается во времени и пропорциональна напряжению $\sigma(t_0)$, промежутку времени действия Δt_0; $k(t-t_0)$ — ядро ползучести, которое характеризует скорость ползучести при постоянном напряжении, отнесенную к единице действующего давления:

$$k(t - t_0) = \delta e^{\delta_1 (t - t_0)}, \qquad (11.28)$$

где δ — коэффициент ядра ползучести; δ_1 — коэффициент затухания ползучести.

Значения коэффициентов δ и δ_1 определяются опытным путем и носят название параметров ползучести. Для их нахождения проводятся дренированные компрессионные испытания

при полном насыщении образцов грунта водой (это соответствует отсутствию пузырьков воздуха в поровой воде).

При расчете осадок сооружений во времени с учетом ползучести грунтов необходимо в самом начале выбрать ту или иную теорию деформирования грунтов. На выбор теорий расчета в значительной степени влияют два основных фактора: природная уплотненность и степень водонасыщенности грунтов. Грунты текучепластичной и мягкопластичной консистенции, содержащие в порах грунта свободную и слабо связанную с минеральным скелетом грунта воду и обладающие незначительными структурными связями, можно рассчитывать по теории фильтрационной консолидации для первой ступени нагрузки или при однократном загружении (неуплотненные суглинки, супеси, мелкие пески или слабые глины ниже уровня грунтовых вод). При уплотнении указанных грунтов (даже незначительном) они будут обладать структурными связями, и это необходимо уже учитывать при расчете изменения осадок во времени. В этом случае учитывается неполная передача давления на поровую воду в первый момент загружения, структурная прочность и начальный градиент напора.

При прогнозе осадок сооружений на глинистых грунтах тугопластичной, полутвердой и твердой консистенций применение фильтрационной теории консолидации будет явно недостаточно, так как в самом начале загружения значительное влияние оказывает структурность и деформируемость всех элементов, особенно ползучесть скелета грунта.

Для применения различных теорий консолидации большое значение имеет учет степени водонасыщения и завершенности процесса фильтрационной консолидации: 1) однокомпонентная (квазиоднофазная) система частиц; 2) двухкомпонентная или грунтовая масса; 3) трехкомпонентная система. Могут быть и переходные системы, которые формируются с течением времени. Например, трех- или двухкомпонентная система при высыхании переходит в однокомпонентную и т. д.

Полученные решения для однокомпонентных (квазиоднофазных) систем применяются в следующих случаях: 1) для неводонасыщенных ($S_r<0{,}80$) чистопесчаных и грубоскелетных сухих грунтов; 2) для тех же, но водонасыщенных грунтов и содержащих в очень небольшом количестве газы (менее 1%). В обоих случаях характеристиками деформируемости грунтов являются коэффициенты δ и δ_1. Для двухкомпонентных систем решения получены для водонасыщенных грунтов с учетом ползучести скелета грунта и его структурности. Наиболее общими являются решения для трехфазных водонасыщенных систем. Они применяются при степени влажности $S_r>0{,}9$ глинистых грунтов с учетом ползучести скелета, сжимаемости поровой воды и природной структурности.

Вопросы для самопроверки

1. Какое значение имеет скорость изменения осадок фундаментов в работе строительных конструкций?
2. Охарактеризуйте сущность фильтрационной теории консолидации грунтов и условия ее применения.
3. Сделайте вывод дифференциального уравнения одномерной задачи фильтрационной теории консолидации грунтов.
4. Что такое степень консолидации осадки и как она определяется?
5. Как определяется изменение осадки во времени по теории фильтрационной консолидации грунтов?
6. Что является физической основой реологических процессов в грунтах?
7. Охарактеризуйте основные стадии ползучести грунта и процесс релаксации напряжения.
8. Как определяется относительная деформация грунта при затухающей ползучести?
9. Изложите основные рекомендации по определению осадок фундаментов с учетом ползучести грунтов.

§ 11.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении общей осадки фундаментов. Как известно, она складывается из остаточной осадки верхнего перемятого слоя, пластических выдавливаний грунта при установке фундаментов и, наконец, осадки за счет уплотнения грунта под нагрузкой. Как учесть в расчете все эти элементы осадок и тем самым определить достоверную величину деформации оснований фундаментов? Ведь с помощью расчета можно найти осадку за счет длительного уплотнения грунтов. Для этого существуют расчетные схемы и формулы, разработана методика расчета для всех видов грунтов. Конечно, из трех названных элементов осадка за счет уплотнения грунта является наибольшей. Но это все-таки не вся осадка, и поэтому надо найти решение по учету остальных двух элементов осадки — за счет перемятия грунта и пластических выдавливаний при устройстве фундаментов. Создается проблемная ситуация. Необходимо с помощью обучающихся найти причину возникновения первых двух элементов осадки. Это можно сделать путем постановки наводящих вопросов.

Надо подвести обучающихся к выводу о том, что первые два элемента осадок могут быть устранены путем тщательной подготовки котлованов, исключающей значительное нарушение структуры верхнего, контактного с фундаментом слоя грунта. Для этого существуют технические условия по производству земляных работ, которые при устройстве фундаментов надо тщательно соблюдать и тем самым до минимума свести осадки за счет нарушения структуры грунта. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

При рассмотрении методов расчета осадок оснований фундаментов проблемную ситуацию можно создать на основе выработки рекомендации по применению того или иного метода.

Существует два основных метода расчета осадок: метод послойного элементарного суммирования и линейно-деформируемого слоя конечной толщины. При расчете оснований фундаментов в конкретных инженерно-геологических условиях возникает необходимость воспользоваться одним из названных методов для определения осадки фундамента. Что должно быть положено в основу выбора метода расчета, чтобы обеспечить определение достоверной величины осадки фундаментов? Это и есть проблемная ситуация, и выход из нее надо найти, используя сведения, полученные обучающимися ранее. Необходимо задать вопрос: «Что является главным фактором при выборе метода расчета осадок?» С участием обучающихся надо получить ответ на этот вопрос. Тем более, что весь ход предыдущих рассуждений при рассмотрении каждого метода расчета осадок акцентировал их внимание на основных факторах — инженерно-геологических условиях грунтов и конструктивных особенностях фундаментов и здания. Затем по каждому методу расчета осадок можно определить основные инженерно-геологические условия, при которых обусловливается получение достоверных осадок. Это и будет ответом на поставленный вопрос, т. е. в каждом конкретном случае выбор того или иного метода расчета осадок определяется инженерно-геологическими условиями строительной площадки и конструктивными особенностями как здания в целом, так и фундамента в отдельности.

Учебный материал настоящей главы содержит много формул, рисунков, теорию фильтрационной консолидации и реологического течения грунтов, поэтому надо больше уделять внимания объяснению, изложению физической сущности рассматриваемых явлений. После изложения учебного материала есть необходимость проверить усвоение обучающимися основных положений этого раздела.

С учетом указанных особенностей можно рекомендовать следующие **технические средства обучения и контроля.** При вычерчивании рисунков надо стремиться к тому, чтобы обучающиеся участвовали в этом наиболее активно. Следует отметить, что рисунки настоящей главы не являются сложными, и поэтому можно рекомендовать вычерчивание их на доске в процессе чтения лекции. Право окончательного выбора остается в данном случае за преподавателем. Это он должен решить в процессе методической подготовки лекции. Для проверки усвоения обучающимися теории фильтрационной консолидации и реологического течения грунтов можно использовать ранее описанное устройство ОП-14.

Рекомендуется использование следующих межпредметных и внутрипредметных связей.

Излагая вопрос об определении осадок, необходимо остановиться на влиянии общей осадки и особенно разности осадок

на устойчивость здания или сооружения. Здесь надо использовать знания обучающихся из области строительных конструкций, а точнее о поведении здания, обеспечении его устойчивости при возникновении неравномерных осадок. Предельно ясно, что при развитии равномерных осадок фундаментов, не превышающих предельных значений, здание ведет себя устойчиво, разрушения строительных конструкций не происходит. Если осадки фундаментов имеют неравномерный характер и их разность превышает предельные значения, это обусловливает концентрацию напряжений, появление трещин, деформаций строительных конструкций и в итоге их разрушение.

Рассматривая формулы по определению осадки слоя конечной толщины при сплошной нагрузке (основная задача), следует опираться на первую закономерность механики грунтов и, в частности, на компрессионное уплотнение грунтов (межпредметные связи). Необходимо кратко остановиться на компрессионных испытаниях грунтов, законе уплотнения и этим освежить в памяти обучающихся основные положения сжимаемости грунтов. Затем можно перейти к выводу формулы осадки слоя при сплошной нагрузке.

При изложении теории фильтрационной консолидации грунтов можно с участием обучающихся вспомнить вторую закономерность механики — водопроницаемость грунтов, в том числе модель грунтовой массы (межпредметные связи). Здесь же нужны будут знания обучающихся и по первой закономерности механики грунтов — закону уплотнения, о чем говорилось раньше. При решении дифференциального уравнения фильтрационной теории консолидации грунтов полезно вспомнить высшую математику и, в частности, решение дифференциальных уравнений с помощью рядов Фурье, обеспечивающих быструю сходимость получаемых конечных результатов. Аналогичная ситуация создается при выводе формулы степени стабилизации осадки, когда приходится вспомнить из высшей математики способы интегрирования. Учитывая большое количество математических формул в настоящей главе, уместно сказать о влиянии законов математики на получение инженерных решений.

В уравнении напряженно-деформированного состояния при затухании ползучести грунтов используется формула Больцмана—Вольтера из теории наследственной ползучести. Здесь весьма полезно вспомнить с участием обучающихся, в каком курсе изучалась эта теория, и очень кратко изложить ее сущность.

Учебный материал следует излагать с учетом **следующих рекомендаций.**

Выводы настоящей главы имеют большое практическое значение, и это следует отметить в процессе чтения лекции.

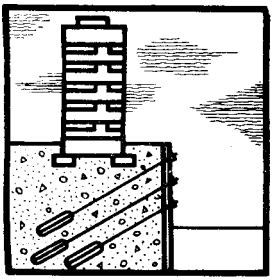
Поскольку расчет оснований зданий и сооружений ведется

по второй группе предельных состояний, определение достоверных осадок фундаментов и их разности приобретает особую значимость. Следует также отметить, что метод расчета оснований фундаментов по второй группе предельных состояний разработан учеными нашей страны (Н. А. Цытович, Б. И. Далматов, Н. Н. Маслов и др.). Этот метод вполне оправдал себя, что подтверждается практикой строительства зданий и сооружений не только в нашей стране, но и за рубежом.

Рассматривая существующие теории расчета изменения осадок во времени, необходимо более подробно остановиться на практической стороне этого учебного материала. У некоторых обучающихся складывается впечатление о том, что эти вопросы больше имеют теоретическое, чем практическое значение. Казалось бы, какая необходимость знать проектировщику или строителю осадку через 2, 3, 4 или 5 лет? Однако если подойти к решению этого вопроса с позиций устойчивости зданий или сооружений, особенно уникальных, то многое становится ясным. Действительно, в случае значительных скоростей изменения осадок во времени чаще всего имеют место значительные разрушения строительных конструкций. При малых скоростях протекания осадок во времени развиваются медленные деформации ползучести. Все это важно с точки зрения устойчивости строительных конструкций и должно учитываться при проектировании зданий или сооружений, поэтому практическая значимость этих вопросов не вызывает сомнений.

Подчеркивая **профессиональную направленность** учебного материала с учетом инженерной подготовки, мы тем самым обеспечиваем не только подготовку инженеров-преподавателей, но и воспитываем чувство гордости за свою профессию. Это воспитывает у обучающихся и чувство ответственности, обязательности за те знания, навыки и умения, которые они получают в институте и должны передать в процессе своей будущей работы в профтехучилищах, техникумах и т. д. Партия и правительство большое внимание уделяют подготовке высококвалифицированных инженеров-строителей и инженеров-педагогов. Коллегия Министерства высшего и среднего образования СССР специально рассмотрела вопрос о совершенствовании подготовки инженеров-строителей и архитекторов. В мае 1984 г. ЦК КПСС и Совет Министров СССР приняли постановление «О мерах по совершенствованию подготовки, повышению квалификации педагогических кадров системы просвещения и профессионально-технического образования и улучшению условий их труда и быта», в котором отражены специальные меры по повышению уровня подготовки преподавателей для системы профессионально-технического образования. Это — внимание к системе профтехобразования и огромная ответственность за результаты педагогического труда.

Все это свидетельствует о том, что будущие инженеры-преподаватели, строители после окончания института будут работать на очень ответственном участке народного хозяйства нашей страны. И надо готовить себя к будущей инженерно-педагогической деятельности, деятельности трудной, напряженной, но интересной, творческой. Отсюда следует, что к своей учебе надо относиться не просто как к источнику пополнения своих знаний, а творчески, с большей активностью и результативностью.



Раздел третий

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Глава 12

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Основанием сооружений называется толща природных напластований горных пород, которая воспринимает нагрузку от вышележащих конструкций и взаимодействует с ними. Основания называются естественными, если они сложены природными грунтами или скальными породами в условиях естественного залегания. Основания из предварительно уплотненных или закрепленных грунтов называются искусственно улучшенными.

Фундаментами называется подземная или подводная часть зданий и сооружений. Они устанавливаются на естественном или искусственно улучшенном основании и служат для передачи нагрузок на грунты основания (рис. 12.1). *Обрез фундамента* — верхняя граница между фундаментом и надфундаментным строением. Обрезом также называется и граница между отдельными уступами фундамента. *Подошва фундамента* — контактная поверхность фундамента и основания. *Глубина заложения фундамента* определяется расстоянием от подошвы фундамента до отметки наинизшего в период эксплуатации сооружения уровня поверхности грунтов. По СНиП

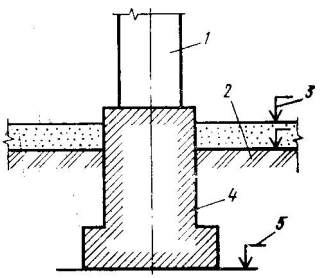


Рис. 12.1. Фундамент на естественном основании:

1 — надземная часть здания; *2*, *3* — соответственно отметки поверхности грунта и пола; *4* — фундамент; *5* — отметка подошвы фундамента

2.02.01—83 глубина заложения фундамента принимается от уровня естественной поверхности грунта при планировке подсыпкой или от отметки планировки при срезке грунта.

В соответствии со СНиП 2.02.01—83 расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям является непременным условием их проектирования. Рассмотрим основные принципы проектирования оснований и фундаментов.

§ 12.1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ И ФОРМЫ ИХ ДЕФОРМАЦИЙ

По жесткости и характеру деформаций все здания и сооружения можно подразделять на абсолютно жесткие, абсолютно гибкие и обладающие конечной жесткостью.

Абсолютно жесткие сооружения обусловливают равномерную осадку при симметричном загружении и сравнительной однородной сжимаемости основания. При неравномерной деформации основания они получают крен без изгиба конструкций (доменные печи, водонапорные башни на железобетонной плите и др.).

Абсолютно гибкие сооружения следуют за осадками грунта основания во всех точках контакта с поверхностью грунта. Если при этом развиваются неравномерные осадки, то в конструкциях сооружений не возникает дополнительных усилий или напряжений (земляные насыпи и др.).

Сооружения *конечной жесткости* при неравномерных деформациях могут получить искривления, в них возможно появление трещин при неполном учете возникновения дополнительных усилий. Они частично уменьшают неравномерность осадок в связи с некоторым перераспределением усилий по подошве фундаментов. Для таких сооружений очень важно учитывать совместную работу грунтов основания и несущих конструкций сооружений.

В некоторых случаях сооружения обладают незначительной жесткостью (невысокие одноэтажные здания с разрезными бал-

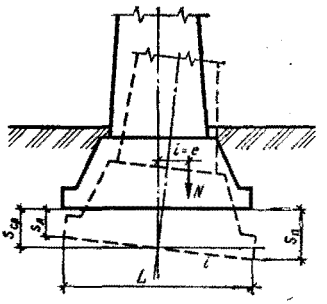


Рис. 12.2. Крен фундамента

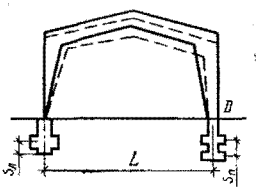


Рис. 12.3. Перекос сооружений

ками покрытия и др.), их можно считать практически гибкими.

Если учесть характер развития неравномерных деформаций основания, жесткость зданий и сооружений, то можно выделить следующие формы деформаций и смещений:

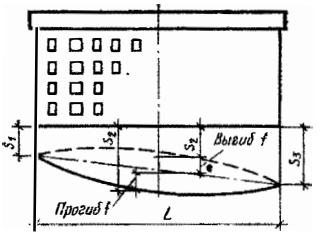


Рис. 12.4. Прогиб и выгиб сооружения

1. *Крен* (наклон) рассматривается как разность абсолютных осадок двух точек фундаментов, отнесенных к расстоянию между ними (рис. 12.2).

2. *Перекос* здания или сооружения — разность осадок двух или нескольких фундаментов, расположенных на одной поперечной или продольной оси, отнесенной к расстоянию между ними (рис. 12.3):

$$i = \frac{s_л - s_п}{L}, \qquad (12.1)$$

где $s_л$ и $s_п$ — осадки крайних точек сплошного фундамента или двух фундаментов.

3. *Относительный прогиб, или выгиб,* здания или сооружения оценивается отношением стрелы прогиба (выгиба) к длине прогнувшейся части здания и кривизной изгибаемого участка (рис. 12.4):

$$f = \frac{2s_2 - s_1 - s_3}{L}. \qquad (12.2)$$

4. *Кручение* представляет собой неодинаковый крен сооружений по его длине, особенно при развитии его в двух сечениях в разные стороны.

5. *Горизонтальные смещения* фундаментов возникают при передаче от конструкций значительных горизонтальных усилий (распорные конструкции).

§ 12.2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ И ПРИНЦИПЫ ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При передаче нагрузок от фундаментов в грунтах развиваются деформации уплотнения, которые зачастую бывают неравномерными и могут вызвать обрушение несущих конструкций. Деформации оснований фундаментов ограничиваются по технологическим причинам (по условиям работы оборудования) или из-за возможного нарушения архитектурного облика. В связи с этим расчет оснований зданий и сооружений производится по второй группе предельных состояний, т. е. по деформациям. В ряде случаев, особенно при наличии слабых грунтов, возможна полная потеря устойчивости грунтов под фундаментами. Это обусловливает необходимость производить расчеты

по первой группе предельных состояний, т. е. по устойчивости. Учет этих предельных состояний является одним из главных принципов проектирования оснований и фундаментов. Кроме того, необходимо учитывать еще два принципа — совместную работу системы «основание — фундамент — надземные конструкции» и комплексный подход при выборе типа фундаментов и характера работы грунтов в основании (инженерно-геологические условия строительной площадки, чувствительность здания к неравномерным деформациям основания и методы производства работ по устройству фундаментов). Все это осложняет задачу проектирования и устройства фундаментов как зависящую от многих факторов. Поэтому для выявления рациональной конструкции фундаментов разрабатывают несколько конкурирующих вариантов и на основе их технико-экономического сравнения производят окончательный выбор.

Комплекс учета всех факторов при проектировании и устройстве фундаментов сформулирован проф. Б. И. Далматовым. Он сводится к следующему: что строится (чувствительность здания к неравномерным деформациям), на чем строится (инженерно-геологические условия) и как строится (меры против нарушения естественной структуры грунта).

При расчете оснований по второй группе предельных состояний главным условием является ограничение неравномерных деформаций:

$$\Delta s < \Delta s_{\text{пр}}, \tag{12.3}$$

где Δs — определяемая расчетом неравномерность осадки здания или сооружения; $\Delta s_{\text{пр}}$ — предельная неравномерность осадки, устанавливаемая СНиПом.

Очень важно при определении расчетом неравномерности осадок учитывать совместную работу надземных конструкций (в том числе фундаментов) и грунтов основания, так как жесткость сооружений уменьшает неравномерность осадки. Что касается предельной неравномерности осадки, то она зависит от чувствительности зданий, сооружений к неравномерным деформациям и от эксплуатационных требований.

Для проверки неравенства (12.3) необходимо определить осадку каждого фундамента с учетом влияния соседних фундаментов. В связи с этим следует убедиться в соблюдении следующих условий:

$$\bar{s} \leqslant \bar{s}_{\text{пр}};$$

$$s_{\text{абс}} \leqslant s_{\text{пр.абс}}, \tag{12.4}$$

где $\bar{s}$ — средняя осадка основания сооружения, определяемая по формуле

$$\bar{s} = \frac{a_1 \bar{s}_1 A_1 + a_2 \bar{s}_2 A_2 + \ldots + a_n \bar{s}_n A_n}{a_1 A_1 + a_2 A_2 + \ldots + a_n A_n}, \tag{12.5}$$

a_1, a_2, ..., a_n — число однотипных фундаментов с одинаковой осадкой фундаментов; $\bar{s}_1$, $\bar{s}_2$, ..., $\bar{s}_n$ — осадки отдельных фундаментов; A_1, A_2, ..., A_n — площади подошвы фундаментов; $\bar{s}_{пр}$ — предельно допустимое значение средней осадки отдельного сооружения, $s_{абс}$ — наибольшая абсолютная осадка основания фундамента, определяемая расчетом; $s_{пр.абс}$ — предельная абсолютная осадка основания фундамента.

Если в плоскости подошвы фундамента кроме нормальной силы действует и момент, то фундамент испытывает не только осадку, но и поворот относительно главной оси площади подошвы (крен). В связи с этим определяют крен фундамента, который рассчитывают по формуле М. И. Горбунова-Посадова:

при действии момента в плоскости продольной оси фундамента

$$i_l = \frac{1-\nu^2}{E} K_l \frac{N_н e_l}{(0{,}5l)^3}; \qquad (12.6)$$

при действии момента в плоскости поперечной оси фундамента

$$i_b = \frac{1-\nu^2}{E} K_b \frac{N_н e_b}{(0{,}5l^3)}, \qquad (12.7)$$

где ν — коэффициент поперечного расширения; E — модуль общей деформации; K_l и K_b — коэффициенты, определяемые по соответствующим таблицам и зависящие от соотношения b/l; $N_н$ — равнодействующая вертикальных нагрузок при расчете по деформациям; e_l и e_b — эксцентриситеты равнодействующей вдоль продольной и поперечной осей подошвы фундамента; l и b — соответственно больший и меньший размеры подошвы фундамента.

Если определяется крен жесткого сооружения, опирающегося на плиту или на систему фундаментов, то его значение находят по формуле

$$i = (s_1 - s_2)/L, \qquad (12.8)$$

где s_1 и s_2 — соответственно большая и меньшая осадка фундаментов или двух точек фундаментной плиты; L — расстояние между осями фундаментов или точками.

Расчет основания зданий и сооружений по первой группе предельных состояний производится в следующих случаях: а) при постоянно действующих на основание горизонтальных нагрузках; б) основание фундаментов ограничено откосом; в) фундаменты подвергаются действию выдергивающих нагрузок; г) при незначительной глубине заложения подошвы фундаментов относительно пола подвала и основаниях в виде водонасыщенных глинистых грунтов мягкопластичной и текучей консистенции; д) основание сложено скальными породами.

По СНиП 2.02.01—83 расчет оснований зданий сооружений по несущей способности производится в соответствии с условием

$$F=\gamma_c F_u/\gamma_n, \qquad (12.9)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_u — сила предельного сопротивления основания; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый по СНиПу в зависимости от вида грунта и степени его стабилизации; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения (принимается равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II, III классов).

Для нескальных грунтов в стабилизированном состоянии при плоской подошве фундамента, однородных грунтах до глубины не менее ширины фундамента и различной величине пригрузки с разных сторон фундамента до $0{,}5R$ (R — расчетное сопротивление грунта основания) вертикальная составляющая сил предельного сопротивления N_u определяется по СНиП 2.02.01—83:

$$N_u=b^1 l^1 (N_\gamma \xi_\gamma b^1 \gamma_I + N_q \xi_q \gamma^1{}_I d + N_c \xi_c c_I), \qquad (12.10)$$

где b^1 и l^1 — соответственно приведенная ширина и длина фундамента,

$$\bar{b}=b-2e_b;\ \bar{l}=l-2e_l, \qquad (12.11)$$

где e_b и e_l — эксцентриситеты приложения равнодействующей соответственно в направлении поперечной и продольной осей фундамента; символом b обозначается та сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания; N_γ, N_q, N_c — коэффициенты несущей способности основания, определяются по таблицам СНиПа в зависимости от расчетного угла внутреннего трения φ_I и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента; γ_I и $\gamma_I{}^1$ — расчетные значения удельного веса грунтов в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента; при наличии подземных вод расчетные значения удельных весов грунта определяются с учетом взвешивающего действия воды; c_I — расчетное значение удельного сцепления грунта; d — глубина заложения подошвы фундамента, при неодинаковой вертикальной пригрузке с различных сторон фундамента принимается значение d по наименьшей пригрузке; ξ_γ, ξ_q, ξ_c — коэффициенты формы подошвы фундамента,

$$\xi_\gamma=(1-0{,}25)/\eta;\ \xi_q=1+1{,}5/\eta;\ \xi_c=1+0{,}3/\eta, \qquad (12.12)$$

где $\eta=l/b$; l и b — длина и ширина фундамента, при внецентренном приложении нагрузки принимается равным приведенным значениям l^1 и b^1. При $\eta<1$ следует принимать $\eta=1$.

Угол наклона равнодействующей внешней нагрузки и вертикали определяется из условия

$$\operatorname{tg}\delta = F_h / F_v, \qquad (12.13)$$

где F_h и F_v — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание F. При этом следует иметь в виду, что расчет вертикальной составляющей сил предельного сопротивления N_u по формуле (12.10) возможен при соблюдении условия

$$\operatorname{tg}\delta < \sin\varphi_I. \qquad (12.14)$$

Вопросы для самопроверки

1. Как подразделяются здания по жесткости и характеру деформаций?
2. Какие существуют формы деформаций, смещений зданий и сооружений?
3. По каким предельным состояниям рассчитываются основания фундаментов?
4. Какие условия должны соблюдаться при проектировании оснований фундаментов по второй группе предельных состояний?
5. Как производится расчет оснований фундаментов по несущей способности?

§ 12.3. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении основных принципов проектирования и устройства оснований и фундаментов. Действительно, с учетом комплексного подхода к проектированию оснований и фундаментов (особенно в сложных инженерно-геологических условиях) задача по выбору рациональной конструкции фундаментов становится не только сложной, но и просто неразрешимой. Даже опытному специалисту порой трудно сразу назвать вариант фундаментов, который в данных инженерно-геологических условиях является рациональным. Как быть в таких случаях? Такой вопрос следует задать обучающимся и с их участием, активизацией мышления прийти к выводу о том, что технико-экономическое сравнение конкурирующих вариантов фундаментов позволяет выявить наиболее рациональный вариант. Это и будет разрешением проблемной ситуации. Аналогично можно создать проблемные ситуации и по другим вопросам материала главы.

Использование **внутрипредметных и межпредметных связей можно** рекомендовать: 1) при разделении зданий и сооружений по жесткости полезно вспомнить соответствующие сведения из курса архитектуры и строительных конструкций, освежить в памяти и привести примеры; 2) при изложении предельных состояний оснований и фундаментов можно напомнить их сущность из курса строительных конструкций (также СНиП по нагрузкам и воздействиям), рассмотреть применительно к основаниям и фундаментам; 3) при рассмотрении неравномерности

осадок и определении их значения полезно вспомнить из раздела механики грунтов, что представляет из себя осадка и какими методами она определяется.

Что касается применения **технических средств обучения**, то с учетом характера учебного материала настоящей главы можно рекомендовать проверку понимания его студентами одним из ранее рекомендуемых способов. Можно отметить, что рисунки главы не являются сложными и их можно вычерчивать на доске в процессе изложения материала.

Профессиональная и воспитательная направленность материала главы весьма значительна. Зная основные принципы проектирования и устройства оснований и фундаментов, практические вопросы их проектирования и устройства не представляют большой трудности. Поэтому каждый инженер должен не только знать эти принципы, но и уметь применять их на практике.

Воспитательное значение этой главы определяется тем, что основной метод расчета оснований сооружений по второй группе предельных состояний (по деформациям) прошел становление, получил дальнейшее развитие в нашей стране и с успехом используется в настоящее время. Можно назвать имена советских ученых: Н. М. Герсеванов, Д. Е. Польшин, Н. А. Цытович, Н. Н. Маслов, Б. И. Далматов, Ю. М. Абелев, И. И. Черкасов.

Глава 13

ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

Фундаменты на естественном основании, как и любые фундаменты, предназначены для передачи нагрузок от несущих конструкций сооружения на грунты основания. На фундаменты возлагается задача так распределять давление по подошве, чтобы возникающие при этом деформации оснований и, самое главное, их неравномерность не превосходили предельных значений, устанавливаемых соответствующими нормами.

§ 13.1. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ ВИДЫ

Фундаменты на естественном основании подразделяются на несколько видов (рис. 13.1).

Отдельные фундаменты устраиваются под колонны, опоры рам, ферм, столбы и другие элементы зданий, передающих на грунт сосредоточенные нагрузки. Они могут быть стаканного типа, если колонна устанавливается в специальное углубление — «стакан», и бесстаканного, когда колонна монтируется на поверхность фундамента. Отдельные фундаменты могут устраиваться в монолитном и сборном вариантах (рис. 13.2).

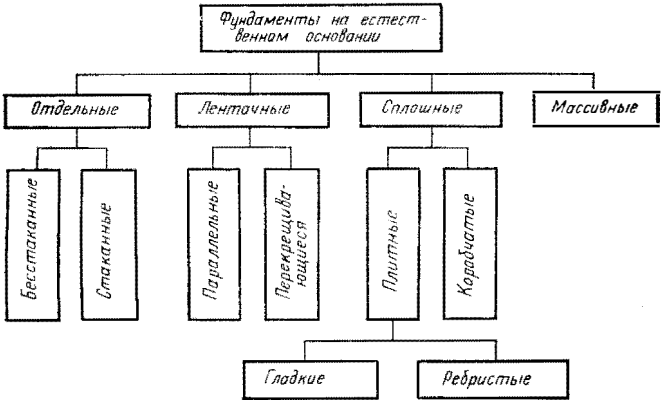


Рис. 13.1. Классификация фундаментов на естественном основании

Разработаны сборные конструкции отдельных фундаментов, состоящие из основных (блок-стакан) и доборных элементов (фундаментные плиты различных размеров). Результаты исследований работы незаглубленных сборных фундаментов, выполненных инженером М. И. Межгорских, свидетельствуют об их устойчивой работе. До образования трещины плитный фундамент работает как равновеликий по объему и армированию одноблочному. Различия в работе наблюдаются лишь после образования трещин по подошве фундамента. При этом у сборных фундаментов нагрузка трещинообразования составляет 30% предельных.

Установлено, что предельная нагрузка на составной фундамент с плитой башмака ограниченной жесткости по величине равна нагрузке для одноблочного равновеликого фундамента.

В качестве отдельных устраиваются фундаменты сооружений башенного типа (телевизионные башни, дымовые трубы

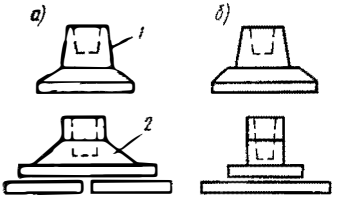


Рис. 13.2. Сборные фундаменты под колонны:
а — фасад; *б* — боковой вид; *1* — одноблочный фундамент; *2* — составной фундамент

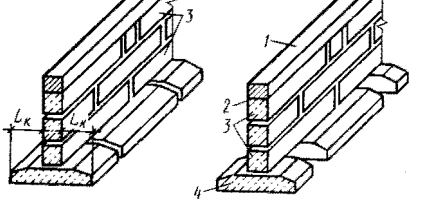


Рис. 13.3. Ленточный сборный фундамент:
а — сплошной; *б* — прерывистый; *1* — стена здания; *2* — гидроизоляция; *3* — блоки стены подвала; *4* — фундаментная подушка; $L_к$ — вылет консоли

и др.), они выполняются в виде сплошной кольцевой или ребристой плиты, оболочек и т. д.

Ленточные фундаменты применяются в зданиях и сооружениях для передачи, как правило, погонной нагрузки. Они подразделяются на параллельные и перекрещивающиеся. Широкое применение имеют сборные ленточные фундаменты (рис. 13.3,*а*), которые состоят из нижней ленты (подушки) и вертикальной стены (подвальная стена). Размеры сборных блоков-подушек и стеновых блоков определяются соответствующим ГОСТом на строительные изделия. Блоки-подушки изготовляют высотой 30...50 см, шириной 60...320 см и длиной 118 и 238 см; стеновые блоки — шириной 30...60 см, высотой 58 см и длиной 78, 118 и 238 см.

Экономически целесообразным следует считать применение *прерывистых* сборных ленточных фундаментов, у которых блоки-подушки укладываются не сплошной лентой, а с разрывом (рис. 13.3,*б*). У прерывистых ленточных фундаментов происходит выравнивание реактивных давлений под подошвой фундаментного блока, вследствие чего представляется возможность повысить нагрузку на один блок без увеличения арматуры. Величина разрыва между блоками-подушками определяется расчетом. Применение прерывистых ленточных фундаментов не рекомендуется при наличии на строительной площадке просадочных грунтов II типа и в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0{,}5$.

Перекрещивающиеся ленточные фундаменты обеспечивают наилучшие условия работы надфундаментной конструкции и наиболее равномерное давление на основание (рис. 13.4). Такие фундаменты применяются для зданий и сооружений, чувствительных к неравномерным деформациям и возводимых в сложных инженерно-геологических условиях.

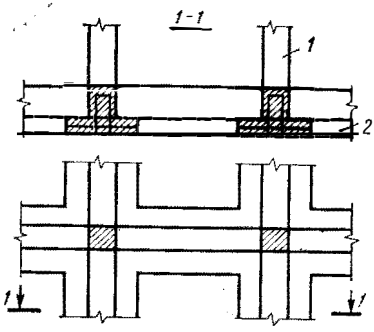


Рис. 13.4. Перекрещивающиеся ленточные фундаменты:
1 — колонна; *2* — фундаментная лента

Сплошные фундаменты используют при проектировании фундаментов в виде монолитных железобетонных плит сплошного или коробчатого сечения. Такие фундаменты рекомендуются: 1) при значительных нагрузках и слабых грунтах основания, когда применение параллельных и перекрестных ленточных фундаментов становится нецелесообразным; 2) при необходимости снижения неравномерности осадок зданий или сооружений; фундаментные плиты перераспределяют усилия на

основания, при этом снижается давление на более податливых участках плиты и дополнительно пригружаются более прочные участки.

Массивные фундаменты сооружаются под тяжело нагруженные опоры искусственных сооружений (мостовые опоры, мачты и т. д.).

Следует несколько подробнее остановиться на монолитных железобетонных фундаментах. Такие фундаменты, как сплошные, массивные, ленточные под колонны (перекрещивающиеся), как правило, устраиваются из монолитного бетона. Основные их недостатки: большие трудовые затраты непосредственно на строительной площадке, значительная продолжительность устройства по времени, низкая оборачиваемость опалубки, сложности по обеспечению схватывания и твердения бетона в зимнее время и т. д. Однако несмотря на эти недостатки, в ряде случаев монолитные железобетонные фундаменты оказываются рациональным вариантом. Этому способствует применение типовой инвентарной опалубки, применение способов ускорения твердения бетона и т. д.

Под монолитные железобетонные фундаменты обычно устраивают подготовку из втрамбованного в грунт щебня с раствором или тощим бетоном. Это делается для исключения вытекания цементного молока из бетонной смеси в грунт, перемешивания бетона с грунтом и опускания арматуры в грунт.

Материалы для устройства фундаментов в открытых котлованах должны обладать необходимой прочностью, морозостойкостью и водостойкостью, поскольку фундаменты в процессе строительства и эксплуатации испытывают не только действие внешних нагрузок, но и влияние грунтовых и поверхностных вод, замерзание и оттаивание. Чаще всего фундаменты изготовляют из железобетона, бетона, бутобетона. Бутобетон применяется реже, так как для возведения фундаментов из этого материала требуются большие затраты ручного труда.

Монолитные и сборные фундаменты изготовляются из бетона класса В3,2 ... В10. Монолитные фундаменты особенно целесообразны при бетонировании их не в опалубке, а враспор со стенками котлованов и траншей.

Универсальным материалом для устройства фундаментов является железобетон, особенно при возведении перекрестных ленточных фундаментов, сплошных фундаментных плит и оболочек, фундаментов под колонны. Из железобетона выполняют сборные фундаментные и панельные блоки.

Важным конструктивным элементом при устройстве фундаментов является их защита от агрессивных грунтовых вод. Если не применять специальных мер, то под воздействием агрессивных вод происходит разрушение бетона, а арматура оголяется и подвергается коррозии. Противостоять воздействию агрес-

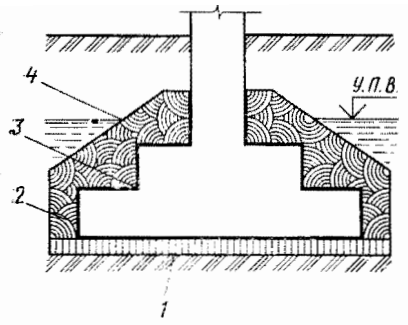


Рис. 13.5. Схема изоляции фундамента от агрессивных вод

сивных грунтовых вод можно применением более стойких цементов (сульфатостойких цементов при сульфатной агрессии полимербетонов) или плотных бетонов в трещиностойких конструкциях. В ряде случаев устраивают изоляцию фундаментов от агрессивных вод (рис. 13.5). Для этого выполняется подготовка из втрамбованного в грунт щебня *1* с покрытием битумной мастикой или мастикой из полимерных материалов *3*. Поверхность фундамента также покрывается черным вяжущим материалом или мастикой из полимерных смол. Вокруг фундамента устраивается глиняный замок *4*.

При высоком стоянии подземных вод выполняется гидроизоляция подвальных помещений, конструкция которой выби-

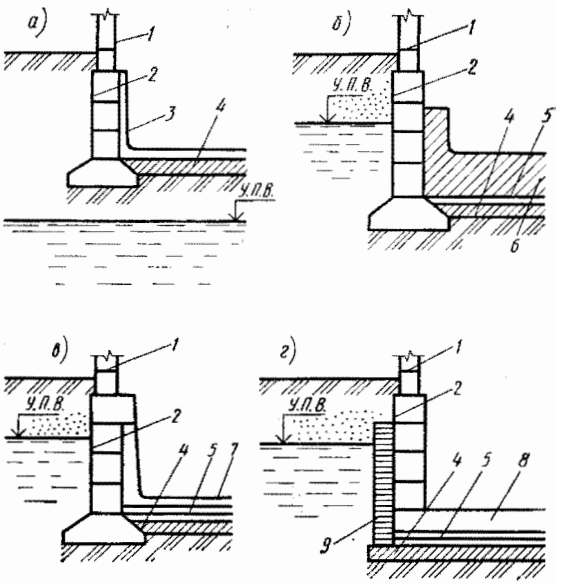


Рис. 13.6. Устройство гидроизоляции подвальных помещений:

а — цементным слоем; *б* — внутренняя, пригруженная бетоном; *в* — внутренняя, с кессоном; *г* — наружная, при сплошной плите; *1* — гидроизоляция стен; *2* — обмазка; *3* — цементный слой; *4* — подготовка; *5* — рулонная гидроизоляция; *6* — пригрузочный бетон; *7* — железобетонный кессон; *8* — фундаментная плита; *9* — защитная стенка

рается в зависимости от характера грунтов, типа фундаментов, вида подвальных помещений и уровня грунтовых вод (рис. 13.6). При уровне грунтовых вод ниже пола подвала (рис. 13.6,*а*) наружные стороны фундамента покрывают гидроизоляционной мастикой, а штукатурка пола и стен выполняется с железнением. Если стояние уровня подземных вод не более чем на 0,5 м выше пола подвала, то гидроизоляцию удерживают пригрузочным слоем бетона (рис. 13.6,*б*) весом, превосходящим гидростатическое давление. При уровне подземных вод выше пола подвала более чем на 0,5 м для удержания гидроизоляции в проектном положении выполняется специальная конструкция, работающая на изгиб — внутренняя или наружная. Внутренняя гидроизоляция устраивается после возведения фундаментов и прижимается железобетонной плитой (кессоном), при этом стенки кессона упираются в перекрытие или выступающие части фундамента (рис. 13.6,*в*). Иногда устраивается наружная гидроизоляция, тогда фундамент выполняется в виде монолитной железобетонной плиты. В этом случае несколько упрощается устройство гидроизоляции в связи с уменьшением количества огибаемых углов (рис. 13.6,*г*). Вертикальная гидроизоляция защищается стенками из сборных железобетонных плит или кирпича.

§ 13.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ

При проектировании и устройстве фундаментов из технико-экономических соображений стремятся принимать как можно меньшую глубину заложения их подошвы. Следует отметить, что не всегда представляется такая возможность ввиду низкой прочности верхних слоев грунта и значительного влияния метеорологических факторов, деятельности животного и растительного мира.

При выборе глубины заложения фундаментов необходимо учитывать три основных фактора: 1) инженерно-геологические и гидрологические условия строительной площадки; 2) климатологические особенности местности и их воздействие на верхние слои грунта; 3) конструктивные особенности возводимых зданий и сооружений.

В целях систематизации проф. Б. И. Далматов подразделяет *инженерно-геологические условия* строительной площадки на «слабые» и «надежные». В качестве «слабых» рассматриваются такие грунты, которые не могут обеспечить устойчивость фундаментов и сооружений в целом. И наоборот, «надежными» являются такие грунты, которые вполне обеспечивают устойчивость зданий и сооружений. Понятия «слабый» и «надежный» грунт весьма относительны. При проектировании сравнительно

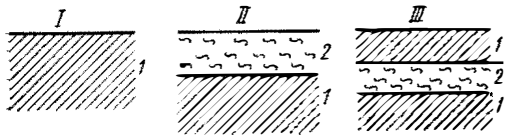


Рис. 13.7. Схема напластований грунтов (по Б. И. Далматову):
1 — «надежный» грунт; *2* — «слабый» грунт

легких и тем более гибких сооружений даже сильносжимаемые грунты можно отнести к категории «надежных». В то же время при возведении тяжелых зданий и сооружений, не допускающих появления неравномерных деформаций, грунты со средней сжимаемостью могут оказаться «слабыми», поэтому грунтовые напластования подразделяются на три схемы (рис. 13.7).

При залегании с поверхности «надежных» грунтов (схема I) глубина заложения фундаментов принимается минимальной (с учетом климатических условий и особенностей сооружения). Если с поверхности залегают «слабые» грунты, подстилаемые «надежными» грунтами, то наиболее рациональным решением будет прорезка «слабых» грунтов и передача нагрузки на «надежные» грунты с помощью свай, столбов, уплотненной песчаной подушки и т. д. (схема II). При грунтовых напластованиях по схеме III можно рекомендовать прорезку «слабых» грунтов с опиранием фундаментов на «надежный» грунт (как по схеме II) или использовать верхний слой «надежного» грунта в качестве распределительной подушки. Возможно также закрепление слоя «слабого» грунта одним из существующих способов.

Климатические факторы сказываются прежде всего на промерзании грунтов и связанном с ним морозном пучении. Пучиноопасными грунтами считаются все глинистые грунты, пылеватые и мелкие пески. Пески средней крупности, крупные и гравелистые относятся к непучинистым грунтам, и поэтому глубина заложения фундаментов на таких грунтах не зависит от глубины промерзания.

Во всех остальных случаях глубина заложения фундаментов должна быть не меньше расчетной глубины промерзания грунтов:

$$d_f = K_h d_{fn}, \qquad (13.1)$$

где d_{fn} — нормативная глубина промерзания, которая принимается как средняя из ежегодных максимальных глубин промерзания грунтов по данным наблюдений в течение 10 лет и определяется по карте или по формуле (СНиП 2.02.01—83); K_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен (принимается по СНиПу в зависимости от конструкции пола первого этажа и расчетной температуры воздуха в помещениях).

Для наружных стен и колонн назначение глубины заложения подошвы фундаментов производится по СНиП 2.02.01—83 в зависимости от расчетной глубины промерзания грунтов и глубины стояния уровня грунтовых вод. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается независимо от глубины промерзания грунтов при условии исключения промерзания их в процессе строительства. В неотапливаемых зданиях на пучинистых грунтах фундаменты закладываются на глубину не менее расчетной глубины промерзания, которая определяется с коэффициентом $K_h=1{,}1$. *Особенности возводимых зданий и сооружений* следует учитывать при назначении глубины заложения подошвы фундаментов. Имеется в виду наличие в зданиях подвальных помещений, фундаментов под оборудование, примыкание к фундаментам существующих зданий и сооружений, наличие подземного хозяйства и т. д. Во всех случаях стремятся к сохранению природной структуры грунтов основания. В связи с этим переход от глубоких котлованов к подошве фундаментов выполняется с сохранением откоса $h:L=1:2$ (рис. 13.8,*а*). При ленточных фундаментах уступы устраиваются по длине, при этом высота уступов принимается 0,5 ... 0,6 м (рис. 13.8,*б*).

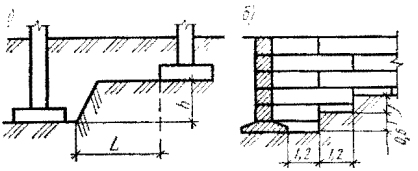


Рис. 13.8. Переход при различных заглублениях фундамента:
а — при отдельных фундаментах; *б* — при ленточных фундаментах под стены

§ 13.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО ЗАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Для расчета осадок оснований фундаментов необходимо иметь размеры подошвы и передаваемое на грунт давление. В связи с этим предварительно рассчитывают размеры подошвы фундаментов исходя из расчетного сопротивления грунта основания, т. е. в соответствии с расчетом основания фундаментов по второй группе предельных состояний.

Центрально нагруженным называется такой фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок проходит через центр тяжести его подошвы. При проектировании центрально нагруженных фундаментов необходимо, чтобы в комплексе выполнялись следующие проверки:

$$p \leqslant R;\ s \leqslant s_{\text{пр}};\ s_{\text{абс}} \leqslant s_{\text{пр.абс}};\ \Delta s \leqslant \Delta s_{\text{пр}}, \qquad (13.2)$$

где p — среднее давление на основание под подошвой фундаментов от внешних нагрузок, собственного веса фундамента и грунта на его обрезах; R — расчетное сопротивление грунта

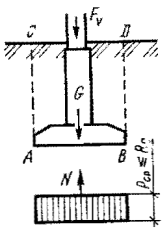


Рис. 13.9. Схема нагрузок, действующих на центрально нагруженный фундамент

основания, определяемое по СНиП 2.02.01—83 (сведения об остальных буквенных обозначениях см. в гл. 12).

После назначения глубины заложения фундаментов их размеры определяют с использованием расчетного сопротивления грунта. Поскольку в формуле для определения R два неизвестных — ширина подошвы фундамента и расчетное сопротивление грунта, воспользуемся условием равновесия:

$$N=F+G, \tag{13.3}$$

где N — реакция грунта; F, G — соответственно величина внешней нагрузки, собственного веса фундамента и грунта на его уступах.

Реакцию грунта можно определить по формуле (рис. 13.9):

$$N=AR_0, \tag{13.4}$$

где A — площадь подошвы фундамента; R_0 — расчетное сопротивление грунтов основания, принимаемое по СНиП 2.02.01—83 для предварительного определения размеров фундаментов.

Вес фундамента с грунтом, лежащим на его уступах,

$$G=Ad\gamma_\Phi\beta, \tag{13.5}$$

где d — глубина заложения фундамента; γ_Φ — удельный вес кладки фундамента; β — коэффициент, учитывающий различные значения удельных весов кладки фундамента и грунта; для железобетонных фундаментов $\gamma_\Phi\beta=2$ т/м^3. Подставив полученные выражения в исходную формулу, получим зависимость для определения ориентировочных размеров подошвы железобетонных фундаментов:

$$A=\frac{p}{R_0-2h}. \tag{13.6}$$

Зная площадь подошвы фундамента, определим размер его подошвы

$$b=\sqrt{A}. \tag{13.7}$$

Размеры подошвы фундамента определяют по результатам уточнения расчетного сопротивления грунта основания, которое вычисляют после подстановки в формулу размера подошвы. Этот метод носит название метода последовательных приближений.

Конструирование тела фундамента производят в соответствии с нормами на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Высоту фундамента определяют с учетом следующих факторов: 1) из условия производства работ (как пра-

вило, верхняя грань фундамента выводится на относительную отметку —0,15); 2) из конструктивных соображений — размещения колонны в фундаменте, минимальной толщины дна стакана и т. д.; 3) прочности материала фундамента (высота фундамента определяется из условия действия расчетных нагрузок). Толщину защитного слоя назначают в сухих грунтах не менее 3,5 см, в водонасыщенных — 7,5 см.

После уточнения всех размеров определяется среднее давление по подошве фундамента и проверяется первая зависимость условия (13.2):

$$p \leqslant \frac{F+G}{A}. \qquad (13.8)$$

Окончательно размеры фундамента определяют на основе расчета его по деформациям, т. е. по второй группе предельных состояний. Расчет внецентренно загруженных фундаментов производят из следующих условий:

$$p \leqslant R;\ p_{max} \leqslant 1{,}2R;\ s_{абс} \leqslant s_{пр.абс};\ \Delta s \leqslant \Delta s_{пр};\ s \leqslant s_{пр}. \qquad (13.9)$$

По сравнению с центрально нагруженными фундаментами (13.2) добавляется еще одно условие — $p_{max} \leqslant 1{,}2R$, где p_{max} — максимальное краевое давление под подошвой фундамента. В общем случае внецентренно загруженный фундамент может испытывать нагрузку от вертикальных и горизонтальных сил и моментов, действующих в различных плоскостях. Поэтому *внецентренно загруженным* называется такой фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести его подошвы (рис. 13.10).

При проектировании условно принимают, что реактивное давление распределяется по подошве жестких фундаментов по линейному закону, а его максимальная и минимальная величины рассчитываются по формуле

$$p_{\substack{max\\min}} = \frac{F_v+G}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \qquad (13.10)$$

где M_x, M_y — моменты относительно главных осей подошвы фундамента от действующих нагрузок; W_x, W_y — моменты сопротивлений площади подошвы фундамента относительно его главных осей.

При действии момента в одной плоскости формула (13.10) принимает вид

$$p_{\substack{max\\min}} = \frac{F_v+G}{A} \pm \frac{M}{W}. \qquad (13.11)$$

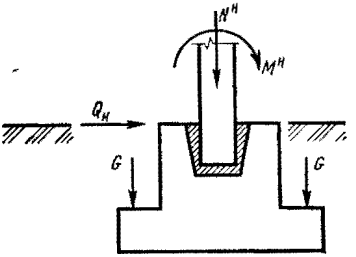


Рис. 13.10. Схема внецентренно загруженного фундамента

Для фундаментов с прямоугольной подошвой в плане

$$A = bl; \quad W = \frac{bl^2}{6}; \quad M = (F_v + G)e.$$

Тогда

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{F_v + G}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{l}\right), \qquad (13.12)$$

где l и b — соответственно большая и меньшая стороны прямоугольной подошвы фундамента; e — эксцентриситет равнодействующей внешней нагрузки.

На рис. 13.11 показаны эпюры напряжений под подошвой фундамента в зависимости от величины эксцентриситета.

При проектировании внецентренно загруженных фундаментов необходимо добиваться относительно равномерного распределения давлений по подошве, но достичь этого не всегда представляется возможным. Поэтому при трапециевидной эпюре реактивного давления отношение p_{min}/p_{max} ограничивают. Для колонн с тяжелыми мостовыми кранами применяют $p_{min}/p_{max} = 0{,}25$, для остальных фундаментов $p_{min} = 0$ (тем самым не допускают отрыв подошвы от фундамента). Влияние внецентренной нагрузки можно уменьшить путем вытягивания фундамента в сторону действия момента. Другим путем выравнивания напряжений по подошве фундамента является смещение центра тяжести подошвы фундамента в сторону эксцентриситета (рис. 13.12). В практике проектирования внецентренно загруженных фундаментов нередки случаи, когда равнодействующая внешних сил смещена по отношению к обеим главным осям подошвы фундамента (рис. 13.13, точка A). В этом случае давле-

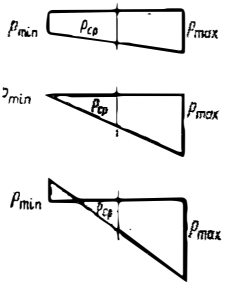


Рис. 13.11. Эпюры давлений по подошве внецентренно загруженного фундамента

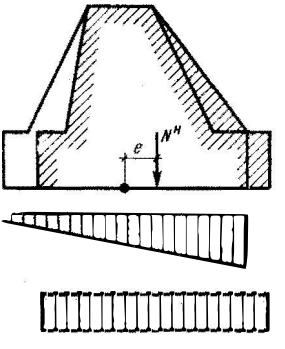


Рис. 13.12. Схема несимметричного фундамента

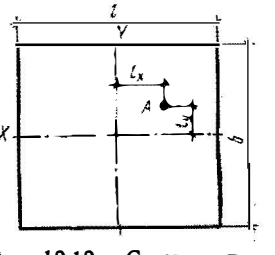


Рис. 13.13. Схема внецентренной загрузки фундамента относительно двух главных осей

ние под угловыми точками

$$p_{\substack{\max\\\min}} = \frac{F_v + G}{A}\left(1 \pm \frac{6e_z}{l} \pm \frac{6e_y}{l}\right). \qquad (13.13)$$

Поскольку максимально давление действует в одной точке, необходимо соблюдать условие

$$p_{\max} \leqslant 1{,}5R. \qquad (3.14)$$

Выравнивание давлений в этом случае можно достичь путем смещения центра тяжести подошвы фундамента к точкам приложений равнодействующих нагрузок.

В последние годы для проектирования оснований и фундаментов шире применяются методы *теории надежности*. Эффективность практического применения любых устройств невозможно оценить без знания их надежности, при этом надежность рассматривается как важнейший показатель качества любой продукции. Применительно к строительству понятие надежности включает в себя единый процесс, обеспечивающий надежность проектирования, возведения и эксплуатации зданий и сооружений. Основным критерием этого процесса является получение наилучших эксплуатационных характеристик при наименьших затратах и большем времени эксплуатации инженерных сооружений.

Под надежностью системы «основание — фундамент — надземная часть сооружения» следует понимать свойство системы сохранять качество в процессе эксплуатации и способность воспринимать все внешние возмущения как при изготовлении и возведении, так и при полезном функционировании.

На эксплуатацию зданий и сооружений большое влияние оказывают природно-климатические условия и воздействия внешней среды, что в значительной степени осложняет применение теории надежности к расчету сооружений. Это особенно характерно для грунтовых оснований сооружений, так как они являются одним из наиболее ответственных элементов системы «основание — фундамент — сооружение».

Под *надежностью фундамента* понимается его способность воспринимать внешние воздействия и передавать их основанию при обеспечении нормальной эксплуатации сооружений. Под *надежностью основания* следует понимать его способность воспринимать всю совокупность внешних воздействий (нагрузки, природно-климатические и технологические факторы) в течение заданного срока с обеспечением нормальной эксплуатации сооружения в целом и размещенного в нем оборудования. Количественное описание характеристик надежности элементов системы «основание — фундамент» производится с учетом изменчивости как строительных свойств грунтов оснований, так

и нагрузок и воздействий. Выявление этих закономерностей производится двумя путями. Первый путь основывается на изучении и исследовании развития во времени природных физических процессов, которые обусловливают изменение свойств грунтов, нагрузок и воздействий, второй базируется на обобщении опытных данных методами математической статистики и теории вероятностей. В этом случае исследование физических процессов имеет вспомогательный характер и используется в основном для уяснения качественной стороны происходящих процессов. Этот путь является основой физико-математической параметрической теории надежности.

§ 13.4. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ

Кроме жестких широко применяются гибкие фундаменты, которые работают совместно со сжимаемым основанием и рассчитываются на прочность при изгибе с учетом деформаций основания. При отношении высоты фундаментов к их длине более 1/3 можно рассматривать как абсолютно жесткие, при меньшем отношении следует считать их гибкими (ленточные железобетонные фундаменты, сплошные железобетонные плиты, фундаменты под группу опор и т. д.).

В настоящее время расчет гибких фундаментов производится в основном, двумя методами: 1) местных упругих деформаций, учитывающих осадки только под фундаментом здания или сооружения, 2) общих упругих деформаций, учитывающих осадки не только под загруженной площадью, но и за ее пределами. Первый метод получил широкое распространение при устройстве фундаментов на сильносжимаемых и малой мощности сжимаемых грунтах, второй используется при наличии достаточно плотных грунтов и не слишком больших по размерам площадок. При значительных размерах фундаментов и залегании на небольшой глубине несжимаемых пород лучшие результаты дает теория упругого слоя конечной толщины ($H=4l$, где H — мощность сжимаемого слоя, l — полупролет ленточного фундамента). Теория местных упругих деформаций, предложенная Винклером, базируется на положении о прямой пропорциональности между давлением (реакцией грунта основания) и местной осадкой z:

$$p_y=c_z z, \tag{13.15}$$

где c_z — коэффициент упругого сжатия основания (коэффициент постели).

1. Расчет фундаментных балок. Из условий совместной работы фундаментной балки и упругого основания выводится

уравнение изгиба фундаментных балок. Оно имеет следующий вид:

$$EI\frac{d_2z}{dy^2}=-M_y, \tag{13.16}$$

где EI — жесткость фундаментной балки; M_y — изгибающий момент от действия внешних сил.

Для поперечной силы Q_y это выражение выглядит так:

$$EI\frac{d_3z}{dy^3}=-Q_y. \tag{13.17}$$

Учитывая, что $dQ_y/dy=-p_y$; $p_y=c_zz$, получим

$$EI\frac{d_4z}{dy^4}=-c_zz. \tag{13.18}$$

Это и есть дифференциальное уравнение изгиба балок по теории местных упругих деформаций, решение которого может быть представлено в виде

$$z=e^{\alpha y}(c_1\cos\alpha y+c_2\sin\alpha y)+e^{-\alpha y}(c_3\cos\alpha y+c_4\sin\alpha y), \tag{13.19}$$

где y — координата длины балки; z — прогиб балки; c_1, c_2, c_3, c_4 — постоянные интегрирования, определяются из начальных условий изгиба:

$$\alpha=\sqrt[4]{c_zb/4EI} \tag{13.20}$$

(b — ширина балки).

Метод расчета балок на упругом основании чаще всего применяется при проектировании достаточно протяженных элементов, поэтому более подробно рассмотрим изгиб бесконечной балки на сплошном упругом основании, нагруженной сосредоточенной силой P (рис. 13.14).

Постоянные интегрирования c_1, c_2, c_3 и c_4 определяются из рассмотрения начальных условий изгиба при $y=0$ и $y=\infty$.

В результате получим $c_1=c_2=0$, $c_3=c_4$. Тогда уравнение изгиба будет иметь вид

$$z=e^{-\alpha y}c(\cos\alpha y+\sin\alpha y). \tag{13.21}$$

Как известно, $EI'''=-Q_y$. Беря последовательно производные уравнения (13.21), при $y=0$ определим постоянную интегрирования

$$c=\frac{P}{8EI\alpha^3}. \tag{13.22}$$

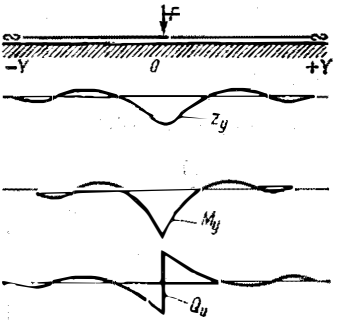


Рис. 13.14. Эпюры прогибов Z_y, моментов M_y, поперечных сил Q_y для бесконечно длинных балок

Подставив это выражение в исходное уравнение и введя соответствующие упрощения, получим зависимости для определения прогибов, моментов и поперечных сил:

$$z_y = \frac{P}{8E\alpha^2}\xi_1;$$
$$M_y = \frac{P}{4\alpha}\xi_2; \qquad (13.23)$$
$$Q_y = \frac{P}{\alpha}\xi_3.$$

Значения функций ξ_1, ξ_2 и ξ_3 даются в табличном виде в зависимости от α. Построенные по этим формулам эпюры z, M и Q представлены на рис. 13.14.

Аналогично можно получить решение при действии нескольких сосредоточенных сил и для равномерно распределенной нагрузки.

2. Расчет балок и плит. Рассмотрим расчет гибкой полосы конечной жесткости на линейно-деформируемом полупространстве (метод общих деформаций), который производится в соответствии с решениями М. И. Горбунова-Посадова, И. А. Симвулиди и Б. Н. Жемочкина. В качестве примера рассмотрим метод М. И. Горбунова-Посадова, основанный на совместном решении дифференциального уравнения изгиба фундаментных балок и уравнения деформации грунтового основания как линейно-деформируемого полупространства для плоской задачи. Возьмем фундаментную полосу большой протяженностью (рис. 13.15) и вырежем в ней балку шириной b и длиной $2l$. Поместим начало координат в середине балки, тогда дифференциальное уравнение изгиба полосы в приведенных абсциссах ($\xi = y/l$) будет иметь вид

$$\frac{EI}{(1-\nu^2)dl^4}\,\frac{d^4z}{d\xi^4} = q(\xi) - p(\xi), \qquad (13.24)$$

где $EI/(1-\nu^2)b = Eh^3/12(1-\nu^2)$ — цилиндрическая жесткость полосы; z — прогиб балки; $p(\xi)$ — реактивное давление грунта; $q(\xi)$ — равномерно распределенная внешняя нагрузка.

Вторым уравнением является зависимость для осадок линейно-деформируемого полупространства от равномерно рас-

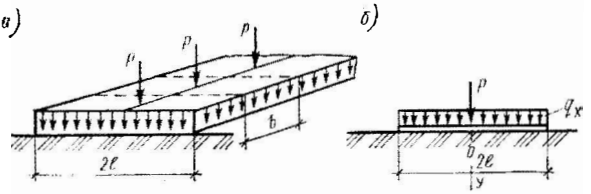


Рис. 13.15. Схема фундаментной балки:
а — схема загрузки по длине балки; *б* — поперечное сечение балки и схема нагрузок

пределенной нагрузки $q(\xi)$, которая согласно формуле Фламана имеет вид

$$s(\xi) = \frac{2(1-\nu^2)}{\pi E} \int_{(1+\xi)}^{(1-\xi)} q(\xi) \ln(\xi - \xi_0)\, d\xi_0 + D. \qquad (13.25)$$

М. И. Горбунов-Посадов принимает распределение реактивных давлений по подошве упругой фундаментной балки $p(\xi)$ по закону бесконечного степенного ряда и заменяет его полиномом n-й степени:

$$p(\xi) a_0 + a_1(\xi) + a_2(\xi^2) + a_3(\xi^3) + \ \ldots\ + a_n(\xi^n), \qquad (13.26)$$

где a_0, a_1, ..., a_n — коэффициенты, определяемые из условий равновесия и равенства прогибов полосы осадкам загруженной поверхности.

Подставляя значение $p(\xi)$ в уравнения (13.24) и (13.25), путем интегрирования определяют значения $y(\xi)$ и $s(\xi)$ и выражают их также через бесконечные степенные ряды:

$$z(\xi) = A_0 + A_1\xi + A_2\xi^2 + \ \ldots\ + A_n\xi^n; \qquad (13.27)$$

$$s(\xi) = B_0 + B_1\xi + B_2\xi^2 + \ \ldots\ + B_n\xi^n. \qquad (13.28)$$

Коэффициенты A_i, B_i определяются функциями от величины ξ. Для удовлетворения условия равенства прогиба фундаментной полосы в любой точке и осадке грунта необходимо приравнять коэффициенты в уравнениях (13.27) и (13.28), т. е. $A_0 = B_0$, $A_1 = B_1$, $A_n = B_n$.

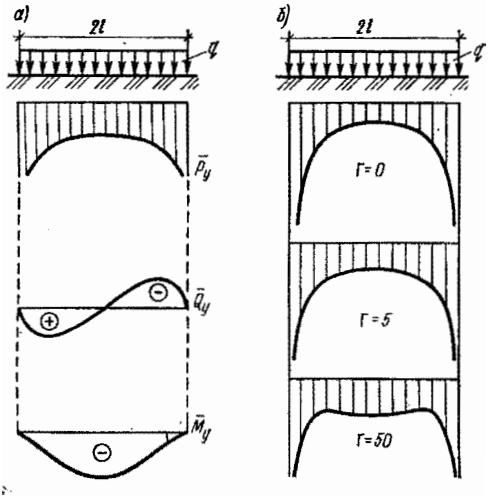


Рис. 13.16. Характер распределения усилий (*а*) на фундаментную балку и эпюры реактивных давлений (*б*) по ее подошве

Дополнив эти уравнения двумя уравнениями равновесия и решая полученную систему уравнений относительно a_i, находят по зависимости (13.26) реактивные давления $p(\xi)$. А раз распределение и значения реактивных давлений известны, находят значения M_y и Q_y путем суммирования всех моментов и всех сил с одной стороны искомого сечения.

Реактивные давления p_y, поперечные силы Q_y и изгибающие моменты M_y по М. И. Горбунову-Посадову определяют с помощью таблиц. При вычислении принят полином десятой степени, сечения рассматриваются на расстоянии 0,1 от полупролета для различных значений гибкостей полосы.

На рис. 13.16 приведено распределение реактивных давлений p_y, поперечных сил Q_y, моментов M_y и эпюры реактивных давлений для полос различной гибкости ($\Gamma=0$, $\Gamma=5$, $\Gamma=50$).

Вопросы для самопроверки

1. Какие существуют виды фундаментов на естественном основании?
2. От каких основных факторов зависит глубина заложения фундаментов?
3. Что такое расчетная глубина промерзания грунтов и как она определяется?
4. Из каких условий определяются размеры подошвы центрально нагруженных фундаментов?
5. От каких факторов зависит высота фундаментов?
6. Какой вид имеют эпюры давлений грунта под подошвой внецентренно загруженных фундаментов?
7. Какие условия должны соблюдаться при проектировании внецентренно загруженных фундаментов?
8. Какие мероприятия применяются для выравнивания напряжений под подошвой внецентренно загруженных фундаментов?
9. Какими методами производится расчет гибких фундаментов?
10. Каковы особенности проектирования гибких фундаментов?

§ 13.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать, рассматривая защиту фундаментов от действия агрессивных вод. Действительно, агрессивность грунтовой воды может оказать весьма вредное влияние на фундамент, разрушить бетон и обусловить коррозию арматуры. Следовательно, без принятия специальных мер фундамент может выйти из строя. Какие можно принять меры? Создается проблемная ситуация. Надо вспомнить с участием обучающихся из курса строительных материалов о способах защиты бетона и железобетона от действия агрессивных вод и прийти к решению, изображенному на рис. 13.5.

Следующую проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении глубины заложения подошвы фундаментов в пучинистых грунтах. Дело в том, что если подошву фундамента в таких грунтах разместить в зоне сезонного промерзания, то подошва будет испытывать не только давление от сил моро-

ного пучения, направленное снизу, но и будет происходить нарушение структуры грунта в процессе миграции влаги. А это может привести к дополнительным и неравномерным деформациям основания. Что можно предложить для исключения этого явления? Этот вопрос надо задать обучающимся и попытаться с их участием найти ответ на него. Необходимо подошву фундамента разместить в те слои грунта, которые не подвержены явлениям морозного пучения. Именно подошву фундамента, так как соприкосновение боковой поверхности, хотя и нежелательно, но менее опасно для устойчивости зданий.

Такими рассуждениями можно прийти к выводу о применении глубины заложения фундаментов наружных стен, равной не менее расчетной глубины промерзания пучинистых грунтов. Это и будет ответом на поставленный вопрос.

Аналогично проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении влияния других факторов на выбор глубины заложения фундаментов (конструктивные особенности зданий, инженерно-геологические условия), а также при определении высоты фундаментов с учетом влияния всех факторов, при рассмотрении способов уменьшения неравномерности эпюры давлений под подошвой внецентренно загруженных фундаментов и т. д.

Объем учебного материала настоящей главы достаточно большой, насыщен рисунками и формулами, поэтому для сокращения времени на вычерчивание можно рекомендовать применение **технических средств обучения и контроля**, например, кодоскопа. В этом случае обучающиеся вместе с преподавателем активно участвуют в самом процессе обучения, что активизирует их мышление и обусловливает лучшее запоминание учебного материала. Кодоскоп можно использовать при вычерчивании рис. 13.3 (ленточный сборный фундамент), рис. 13.6 (гидроизоляция подвальных помещений), рис. 13.5 (схема фундаментной балки), рис. 13.16 (характер распределения усилий на фундаментную балку и эпюры реактивных давлений).

С точки зрения понимания и усвоения учебного материала наиболее сложным является § 5. «Основы проектирования гибких фундаментов». Для проверки усвоения его обучающимися можно рекомендовать технические средства обучения, работающие в контрольном и обучающем режимах.

В качестве примера можно привести один из возможных вопросов для проверки знаний обучающихся: «Каким методом рассчитываются фундаментные балки большой протяженности на упругом основании?» Приведем возможные варианты ответов: 1) как фундаменты, имеющие конечную жесткость; 2) как гибкие конструкции методом общих деформаций; 3) методом,

учитывающим деформации только под самой гибкой конструкцией.

Аналогично можно подобрать варианты ответов и по другим вопросам главы.

Можно рекомендовать использование следующих **межпредметных и внутрипредметных связей.** Рассматривая виды фундаментов мелкого заложения, с участием обучающихся можно вспомнить некоторые конструктивные особенности железобетонных фундаментов (армирование подошвы, боковых граней фундаментов, основные конструктивные размеры и т. д.) из курса железобетонных конструкций, технологии строительного производства. Излагая защиту фундаментов от действия агрессивных грунтовых вод, можно освежить знания обучающихся из курса строительных материалов по методам защиты бетона и железобетона в условиях агрессивной среды. При оценке влияния инженерно-геологических условий на глубину заложения подошвы фундаментов и рассматривая по проф. Б. И. Далматову «надежные» и «слабые» грунты, можно вспомнить вместе с обучающимися сведения из инженерной геологии по напластованию грунтов. Рассматривая определение осадок при расчете центрально и внецентренно загруженных фундаментов, полезно вспомнить кратко методы расчета осадок по СНиП 2.02.01—83. Следует напомнить обучающимся сведения о распределении напряжений по подошве фундамента на различном расстоянии от центра тяжести его подошвы и этим объяснить увеличение расчетного сопротивления грунта на 20 и 50%. При расчете гибких фундаментов на упругом основании широко применяются дифференциальные уравнения, дифференцирование, интегрирование, используются закон бесконечности степенного ряда и выражение зависимости в виде полинома n-й степени, через бесконечные степенные ряды, т. е. сведения из высшей математики. Не имея возможности остановиться на этом более подробно, полезно кратко напомнить обучающимся о сущности применяемых математических методов и использовании их в рассматриваемых расчетах.

Учебный материал следует излагать с учетом **следующих рекомендаций.** Фундаменты в открытых котлованах очень широко применяются при проектировании, строительстве зданий и сооружений. Этот способ устройства фундаментов можно отнести к наиболее традиционным способам в практике отечественного фундаментостроения, поэтому знание основ проектирования и устройства фундаментов в открытых котлованах является необходимой в профессиональной подготовке инженера-строителя.

Расчет и проектирование фундаментов в открытых котлованах является отображением в полной мере диалектического развития процесса, сформулированного В. И. Лениным: «...от

живого созерцания к абстрактному мышлению и от него к практике». Подтверждением этого может служить устойчивая работа абсолютного большинства зданий и сооружений, построенных на фундаментах в открытых котлованах. Рассматривая и обобщая практику устройства фундаментов в открытых котлованах, теоретически анализируя вопросы напряженного состояния грунтов и их деформируемости, отечественная практика проектирования и устройства фундаментов базируется на расчете по первой и второй группам предельных состояний. Практика подтверждает правильность этого метода расчета. При этом методика расчета не является неизменной и застывшей, а развивается с ростом научно-технического прогресса, внедрением новейших достижений науки и техники в строительство.

Велика роль отечественных и советских ученых в развитии методов проектирования и строительства фундаментов в открытых котлованах — Б. И. Далматова, П. А. Коновалова, М. И. Смородинова, Н. А. Цытовича, а также в развитии теории расчета фундаментных балок и плит на упругом основании — М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, А. П. Синвулиди, А. П. Синицына, П. Л. Пастернака, Г. К. Клейна.

Глава 14

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Массовое строительство промышленных и гражданских зданий вызвало необходимость поиска новых рациональных решений по устройству фундаментов. При определенных инженерно-геологических условиях таковыми оказываются свайные фундаменты.

В районах с большой мощностью слабых, водонасыщенных грунтов, подстилаемых плотными грунтами, и особенно при высоком стоянии подземных вод фундаменты мелкого заложения оказываются нерациональными, а применение свайных фундаментов, как правило, дает значительный экономический эффект.

§ 14.1. ВИДЫ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сваями называются погруженные в грунт или изготовленные в нем жесткие стержни, предназначенные для передачи давления от сооружения на основание.

По условиям работы в грунте сваи подразделяются на сваи-стойки и висячие (сваи трения). К *сваям-стойкам* относятся сваи, которые опираются на практически несжимаемый

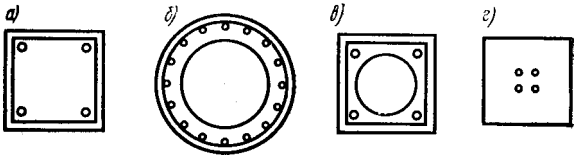


Рис. 14.1. Форма сечения железобетонных свай:
а — квадратная; *б* — круглая пустотелая; *в* — квадратная с круглой полостью; *г* — квадратная без поперечного армирования

грунт. По СНиП 2.02.03—85 к таким грунтам относятся скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем плотным и средней плотности и глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации $E \geqslant 50$ МПа. Сваи-стойки передают давление через пяту, по их боковой поверхности силы трения не возникают. К *висячим* относятся такие сваи, которые окружены сжимаемыми грунтами. Несущая способность таких свай складывается из сопротивления грунта под нижним концом сваи и по ее боковой поверхности.

В зависимости от способа изготовления, погружения и материала сваи подразделяются на забивные (железобетонные и деревянные), набивные, буроопускные и винтовые.

Забивные железобетонные сваи изготовляют самых различных сечений и размеров. По форме поперечного сечения они подразделяются на квадратные, прямоугольные, квадратные с круглой полостью, полые круглые диаметром до 800 мм (рис. 14.1). На каждый вид свай устанавливается стандарт, который приводится в справочной литературе. Например, сваи квадратные имеют размеры сечений от 0,2×0,2 до 0,4×0,4 м и длиной от 3 до 20 м. Полые круглые сваи имеют длину от 4 до 12 м и диаметр 0,4; 0,5; 0,6 и 0,8 м. Они изготовляются с открытым и закрытым нижним концом и в случае необходимости стыкуются по длине. По форме продольного сечения забивные железобетонные сваи подразделяются на призматические и с наклонными боковыми гранями — пирамидальные, трапецеидальные и ромбовидные (рис. 14.2).

Разновидностью забивных железобетонных свай являются: сваи-колонны, надземная часть которых используется в качестве колонны; сваи, погружаемые в лидерные скважины, устраиваемые диаметром несколько меньшим, чем диаметр свай; такой способ устройства свай предусматривается в случае проходки глинистых грунтов твердой, полутвердой консистенции и в других аналогичных случаях; сваи, погружаемые с помощью подмыва грунта (этот способ рекомендуется при проходке больших толщ песчаных грунтов).

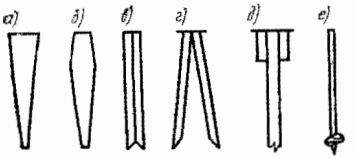


Рис. 14.2. Профили забивных железобетонных свай:
а — пирамидальные; *б* — плоскопрофилированные; *в*, *г* — продольно-расчлененные; *д* — сваи с забивными оголовками; *е* — ввинчиваемые

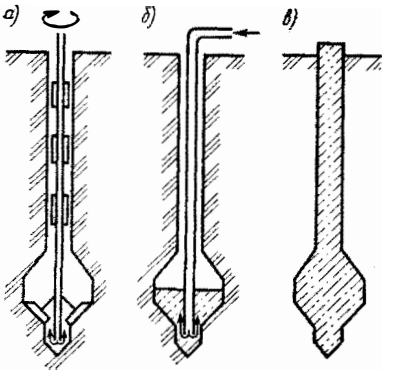


Рис. 14.3. Изготовление буронабивных свай с уширенным нижним концом (по Б. И. Далматову):
а — бурение скважины под защитой глинистого раствора; *б* — бетонирование ствола сваи; *в* — изготовленная свая

По способу армирования забивные железобетонные сваи изготовляют с ненапрягаемой продольной арматурой и поперечным армированием; предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой и поперечным армированием или без него (сваи небольшой длины).

Деревянные сваи применяются в настоящее время очень редко в связи с трудностями обеспечения строительства древесиной и ввиду загнивания голов свай, расположенных выше уровня подземных вод. Изготовляются деревянные сваи из бревен хвойной породы (сосна, ель, лиственница, пихта) диаметром 22 ... 34 см, длиной 6,5 и 8,0 м. В случаях применения деревянных свай большей длины их стыкуют из двух-трех бревен.

Набивные сваи в отличие от забивных изготовляются непосредственно на строительной площадке. В строительной практике применяются следующие разновидности набивных свай (по Б. И. Далматову):

1) безоболочковые — изготовляются в скважинах без крепления ее стенок. Скважины заполняются бетонной смесью с тщательным трамбованием или вибрированием, что позволяет получить сваю со значительной несущей способностью. Для ее увеличения устраивают уширенную часть путем разбуривания. Так, например, изготовляют буронабивные сваи диаметром ствола 40 ... 170 см и длиной 40 ... 50 м. При залегании подземных вод в пределах ствола сваи изготовление таких свай производится с предварительным заполнением тик-

сотропным раствором тонкодисперсной глины (рис. 14.3). Этот раствор создает повышенное гидростатическое давление на стенки траншей и обусловливает образование на них глинистой корки, являющейся наружной частью слоя с толщиной, зависящей от характеристик грунтового массива. Само свойство тиксотропии проявляется в способности глинистого раствора загустевать в спокойном состоянии (превращаться в гель) и становиться жидким при перемешивании. К тиксотропному раствору предъявляются весьма высокие требования: он должен быть такого состава и иметь такие свойства, чтобы была обеспечена постоянная подача механизмами в траншею, поддерживать устойчивость откосов и исключалось вредное влияние на материал строительных конструкций. Указанным требованиям в большей степени отвечают бентонитовые глины, широко распространенные в Грузии, Азербайджане, Армении, Узбекистане и на Украине. Учитывая ограниченность месторождений и в связи с этим высокую стоимость бентонитовых глин, применяют глинистые растворы из обычных грубодисперсных глин с дополнительной механической или химической обработкой. К методам механической обработки относится длительное перемешивание растворов в растворомешалке, перекачка через диспергаторы и вибропомол.

Химическая обработка производится на основе превращения кальциевых глин в натриевые путем замены ионов кальция в обменном комплексе на ионы натрия. При этом характер меняемого реагента определяется для каждого вида глины индивидуально. Химические реагенты вводятся в глинистую массу в виде водных растворов, что обеспечивает более равномерное смешивание с глинистыми частицами. Механизмы и оборудование для устройства траншей выбираются в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки; 2) с извлекаемой оболочкой — изготовляются путем погружения в грунт оболочки с наконечником на нижнем конце. Выполняются забивкой, вибрированием или реже бурением с последующим заполнением бетонной смесью и тщательным уплотнением. Изготовленные таким образом набивные сваи с теряемым в грунте наконечником по несущей способности и качеству изготовления приближаются к забивным сваям. Разновидностью этих свай являются частотрамбованные набивные сваи, виброштампованные набивные сваи (уплотнение бетонной смеси производится виброштампом), набивные сваи в выштампованном ложе (пробиваются скважины пирамидальной или конусной формы); 3) с неизвлекаемой оболочкой — устраиваются в условиях напорных грунтовых вод, так как в этих условиях бетонная пробка в нижней части оболочки может быть нарушена и поэтому трудно обеспечить сплошность ствола сваи. Сваи с металлическими оболочками весьма до-

роги, поэтому их устраивают с повышенной несущей способностью, для чего в нижней части выполняется уширение с помощью камуфлетного взрыва (рис. 14.4).

Буронабивные сваи формируются из готовых железобетонных элементов, опускаемых в заранее пробуренные скважины с заполнением раствором зазора толщиной 5 ... 10 см между стеной скважины и железобетонным элементом.

Винтовые сваи представляют собой ствол в виде стальной или железобетонной оболочки с уширенной пятой, который служит как винтовая лопасть и наконечник. Погружаются в грунт с помощью специальных механизмов (кабестанов) очень плавно и без сотрясений. Такие сваи применяются в мостостроении, а также в качестве анкерных свай.

В последнее время все большее применение находит так называемая струйная технология для изготовления несущих конструкций в грунте и противофильтрационных завес. Основой этой технологии является использование энергии водяной струи для прорезания в грунте полостей с последующим заполнением их твердеющим или противофильтрационным материалом. В НИИ оснований разработана струйная технология для устройства свай круглого сечения, трех- и четырехлопастных, винтовых, корневидных и др. Полость свай заполняется грунтобетоном или бетоном. За счет развитой боковой поверхности удельная несущая способность таких свай (к единице расхода материалов) в 1,5 ... 1,8 раза больше, чем у свай круглого сечения.

Свайные фундаменты устраиваются, как правило, из нескольких свай в связи с тем, что несущая способность одиночной сваи обычно значительно меньше передаваемой внешней нагрузки. В зависимости от условий работы конструкции и направления действующих нагрузок сваи располагаются вер-

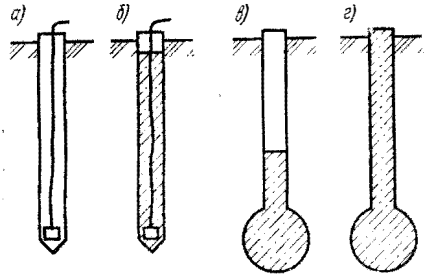


Рис. 14.4. Изготовление камуфлетных свай в неизвлекаемой оболочке:
а — установка заряда взрывчатого вещества; *б* — заполнение бетонной смесью; *в* — образование после взрыва камуфлетной полости и заполнение ее бетоном; *г* — изготовленная свая

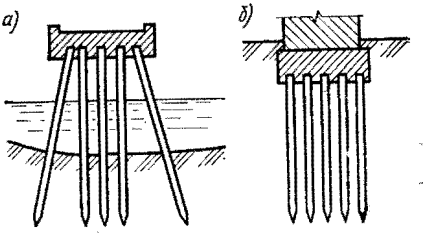


Рис. 14.5. Типы свайных ростверков:
а — высокий; *б* — низкий

тикально, наклонно или комбинированным способом. Они объединяются *ростверком,* который распределяет нагрузку на сваи, обеспечивает их одновременную работу и равномерность осадки или осадки с креном без изгиба. Различают свайные фундаменты с высоким и низким свайным ростверком. *У низкого свайного ростверка* подошва располагается ниже отметки спланированного грунта (рис. 14.5). В пучинистых грунтах на него могут воздействовать силы морозного пучения. *Высокий свайный ростверк* располагается выше поверхности грунта и применяется в основном при строительстве мостов и гидротехнических сооружений.

В зависимости от характера расположения свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: *ленточные свайные фундаменты* — для зданий и сооружений, передающих погонную нагрузку. Размещение свай в плане может быть однорядным и многорядным (в два ряда и более); *свайные кусты* — группа свай, воспринимающих от конструкции сосредоточенные нагрузки (колонны, столбы и т. д.); *сплошное свайное поле* — устраивают под сооружения, передающие нагрузки значительной величины (башни, трубы и т. д.).

§ 14.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

Расчетная схема работы висячей сваи в грунте представляется следующим образом. Силы трения по боковой поверхности суммируются по длине сваи и передаются на нижележащие грунты (рис. 14.6). В этой же плоскости создается напряжение в грунте за счет передачи продольного усилия на торец сваи. Таким образом, вокруг сваи образуется напряженный массив грунта, ограниченный с боков пирамидой, а по торцу — выпуклой криволинейной поверхностью. При этом $\alpha_{ср}$ — осредненное значение из величин углов внутреннего трения, который проходит свая.

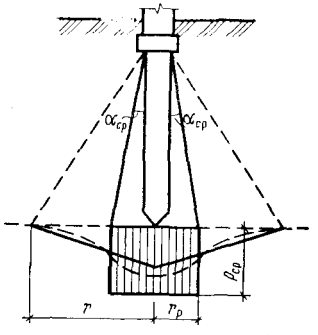


Рис. 14.6. Схема работы одиночной сваи (по В. А. Веселову)

Несущая способность одиночной сваи и сваи, входящей в свайный фундамент, различна. Это обусловлено тем, что при забивке свай в грунт вокруг нее образуется деформированная зона в размере 5 ... 6 ее диаметров, поэтому при расстоянии между сваями $c \geqslant 2r$ эпюры давлений не пересекаются и свая работает как одиночная (рис. 14.7). С уменьшением c до $2r$ и менее работу каждой сваи следует рассматривать с учетом работы всех свай.

Опытами проф. В. Н. Голубкова установлено, что несущая

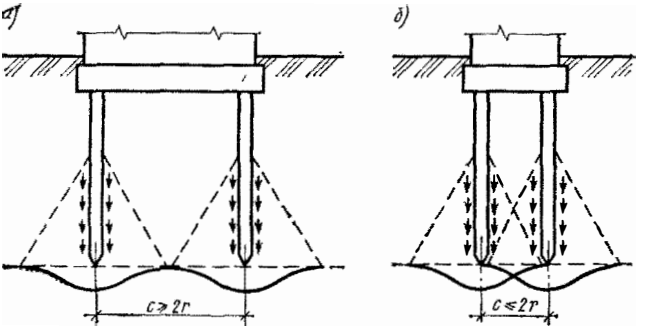


Рис. 14.7. Схема передачи давления на грунт сваями при различном расстоянии между ними:
а — эпюры давлений не пересекаются; *б* — эпюры давлений накладываются

способность сваи в кусте больше, чем одиночной, за счет уплотнения грунта в межсвайном пространстве. В свайном фундаменте ростверк, сваи, межсвайный грунт работают и дают осадку как единое целое. При этом осадка свайного куста больше осадки одиночной сваи вследствие большей площадки загружения в плоскости нижних концов свай. С учетом этого, а также необходимости проектирования компактного ростверка и технико-экономических соображений расстояние между осями висячих свай принимается не менее $3d$ (d — диаметр или сторона поперечного сечения сваи).

Расчетная нагрузка на сваю по СНиП 2.02.03—85

$$N \leqslant \frac{F_d}{\gamma_k}, \qquad (14.1)$$

где F_d — расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи; γ_k — коэффициент надежности.

Расчетную несущую способность забивных свай всех видов, свай-оболочек и свай-столбов следует определить как наименьшее из значений, полученных из следующих условий: а) сопротивление сваи по грунту; б) сопротивление сваи по материалу.

Рассмотрим методы определения расчетной несущей способности для свай-стоек и висячих свай.

1. Сваи-стойки. Несущая способность забивных свай, свай-оболочек, набивных и буровых свай и свай-столбов, опирающихся на скальный грунт, а также забивных свай, опирающихся на малосжимаемый грунт, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c R A, \qquad (14.2)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте; A — площадь опирания сваи на грунт; R — расчетное сопротивление

под нижним концом сваи; для всех видов забивных свай $R=$ $=20$ МПа; для набивных свай, свай-оболочек, заполняемых бетоном, и свай-столбов, заделанных в невыветрелый скальный грунт не менее чем на 0,5 м.

$$R=\frac{R_{\text{с.п}}}{\gamma_q}\left(\frac{l_d}{d_f}+1{,}5\right), \tag{14.3}$$

где $R_{\text{с.п}}$ — нормативное временное сопротивление скальной породы одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии; γ_q — коэффициент безопасности по грунту; l_d — расчетная глубина заделки сваи в скалу; d_f — наружный диаметр части сваи, заделанный в скалу; для свай-оболочек, опирающихся на поверхность скального грунта и прикрытых слоем нескальных грунтов толщиной не менее трех диаметров оболочки,

$$R=\frac{R_{\text{с.п}}}{\gamma_q}. \tag{14.4}$$

2. Забивные висячие сваи. Несущая способность всех видов забивных висячих свай рассчитывается по формуле

$$F_d=\gamma_c(\gamma_{cR}RA+u\Sigma\gamma_{cf}f_ih_i), \tag{14.5}$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по СНиПу в зависимости от вида грунта, его состояния и глубины погружения сваи; A — площадь поперечного сечения сваи; u — периметр поперечного сечения сваи; f_i — расчетное сопротивление i-го слоя грунта по боковой поверхности сваи, определяется по таблицам СНиПа в зависимости от вида грунта, его состояния и средней глубины расположения слоя; γ_{cR} и γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и по ее боковой поверхности, принимаемые по СНиПу в зависимости от способа погружения сваи; h_i — толщина i-го слоя грунта, проходимого сваей. Из формулы (14.5) видно, что несущая способность висячей сваи определяется как сумма сопротивлений грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи.

Несущая способность набивных свай в общем случае определяется по формуле (14.5). Разница лишь в определении коэффициентов условий работы γ_c, γ_{cR}, γ_{cf} и расчетного сопротивления грунта под нижним концом сваи. Значения коэффициентов принимаются по СНиПу в зависимости от способа устройства набивной сваи и вида грунта.

Для пылевато-глинистых грунтов R принимается по таблице СНиПа, для песчаных и крупнообломочных грунтов — по фор-

мулам СНиПа исходя из предельного равновесия массива грунта под сваей перед потерей устойчивости.

3. Определение несущей способности свай экспериментальными способами. Для уточнения несущей способности свай, определенной по формуле, на строительной площадке производят опытные испытания. В настоящее время применяют в основном следующие методы испытания свай: динамический, статическое зондирование и испытание статической нагрузкой.

Динамический метод основан на равенстве работ, совершаемых при ударе свайного молота о голову сваи и по преодолению сопротивления грунта при погружении сваи. Динамические испытания проводятся после забивки испытуемых свай до проектного отказа и ее «отдыха», необходимого для восстановления структуры грунта вокруг сваи и получения действительного отказа. По СНиПу величина «отдыха» для свай, забитых в песчаные грунты, составляет трое суток, в глинистых грунтах — шесть суток.

Исходя из равенства работ проф. Н. М. Герсевановым получена формула для определения предельного сопротивления сваи

$$F_u = \frac{\eta AM}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a}\frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1\right], \qquad (14.6)$$

где η — коэффициент, зависящий от упругих свойств материала сваи; A — площадь поперечного сечения ствола сваи; M — коэффициент, принимаемый в зависимости от способа погружения сваи; E_d — расчетная энергия удара молота или вибропогружателей; s_a — фактический отказ после «отдыха» (определяется как средняя величина из залога — десять ударов); m_1 — полный вес молота или вибропогружателя; ε — коэффициент восстановления удара; m_2 — вес сваи и наголовника; m_3 — вес подбабка.

При малых значениях отказа ($<0{,}002$ м) учитывают упругие деформации системы «свая — грунт». Для этого с помощью отказомера замеряют упругий и остаточный отказ и по соответствующей формуле определяют F_u. Динамические испытания по трудоемкости и времени проведения являются более приемлемыми по сравнению с другими методами испытаний. Однако достоверность результатов, как правило, оценивается ниже метода испытаний статической нагрузкой.

Метод статического зондирования позволяет оценить сопротивление грунта погружению сваи под ее нижним концом и по боковой поверхности. Результаты статического зондирования позволяют наиболее точно определить несущую способность сваи в песчаных грунтах и супесях и менее точно — в водонасыщенных глинистых грунтах. В последнем случае необходимо установить корреляционную зависимость между ста-

тической нагрузкой, требуемой для погружения зонда, и несущей способностью сваи, определенной методом испытания статической нагрузкой. По результатам статического зондирования сопротивление грунта под нижним концом сваи

$$R_s = \beta_1 q_s, \tag{14.7}$$

где β_1 — переходный коэффициент от сопротивления грунта под зондом при погружении к сопротивлению грунта под сваей; q_s — среднее значение сопротивления грунта погружению зонда на участке, расположенном на $1d$ выше и $3d$ ниже острия сваи (d — сторона или диаметр сваи).

Среднее сопротивление грунта по боковой поверхности f определяется по формуле (14.8) для установки типа С-979:

$$f = \beta_2 f_s, \tag{14.8}$$

где β_2 — переходный коэффициент (принимается по СНиПу); f_s — среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда при погружении его на глубину забивки сваи (принимается по результатам испытания).

Несущая способность сваи

$$F_u = R_s A + f h u, \tag{14.9}$$

где A — площадь поперечного сечения сваи; h — длина сваи; u — периметр поперечного сечения.

Следует отметить, что достоверность результатов статического зондирования не отличается высокой точностью, поэтому при применении этого метода необходимо учитывать класс сооружения, оборудования для проведения опытов, вид грунта, его состояние и т. д.

Испытание свай статической нагрузкой выполняется по следующей схеме (рис. 14.8). С помощью гидравлического домкрата ступенями прикладывается статическая нагрузка с доведением осадки до условной стабилизации и замеряется ее ве-

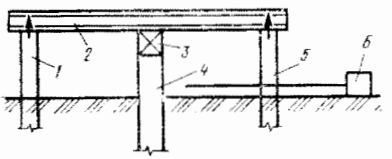


Рис. 14.8. Схема испытания свай статической нагрузкой:
1, 6 — анкерная свая; *2* — упорная балка; *3* — домкрат; *4* — испытуемая свая; *6* — насос

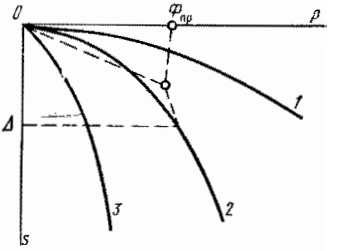


Рис. 14.9. График зависимости осадки s от нагрузки P

личина. По результатам испытаний строится график в осях «осадка — нагрузка» (рис. 14.9). В общем случае этот график имеет вид плавной кривой. Кривая *3* характерна для слабых грунтов, *1* — для плотных грунтов. Резкое увеличение кривизны графика $s=f(p)$ свидетельствует о «срыве» сил трения, при этом несущая способность сваи практически исчерпывается. По графику $s=f(p)$ определяют нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u.n}$. По СНиПу его находят следующим образом: на графике $s=f(p)$ определяют нагрузку, под воздействием которой свая получает осадку s. Значение s определяют по формуле

$$s=\xi s_{u.mt}, \tag{14.10}$$

где $s_{u.mt}$ — предельная величина осадки возводимого здания или сооружения; ξ — коэффициент перехода от предельной величины осадки здания к осадке сваи с учетом условной стабилизации ее осадки. При условной стабилизации осадки, равной 0,1 мм за 1 ч наблюдения и опирании сваи на песчаные или глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции, $\xi=0{,}2$.

Несущая способность сваи по результатам статических и динамических испытаний

$$F_d=\gamma_c\frac{F_{u.n}}{\gamma_q}, \tag{14.11}$$

где γ_c — коэффициент условий работы; γ_q — коэффициент надежности по грунту.

Результаты испытаний сваи статической нагрузкой имеют наибольшую достоверность из всех рассмотренных методов, поэтому чаще всего применяется при оценке несущей способности сваи, несмотря на значительную трудоемкость. Изложенные способы нашли широкое применение для оценки несущей способности забивных свай. В связи с этим особое значение приобретают методы исследований основания набивных свай.

В НИИ оснований созданы комплекты ПИКА (полевой измерительный комплект аппаратуры), которые позволяют увеличить глубину зондирования до 30 м и могут быть использованы на любой установке статического зондирования или на погружающем устройстве с постоянной скоростью вдавливания. Использование комплектов позволяет исследовать свойства грунтов и проконтролировать качество скважин, выполненных под набивные сваи. Одновременно представляется возможность проверить результаты статического зондирования, выполненные на первом этапе для предварительной оценки несущей способности набивных свай.

4. Основные сведения об отрицательном трении и его учете. Если в пределах длины сваи имеется слой слабого сильносжи-

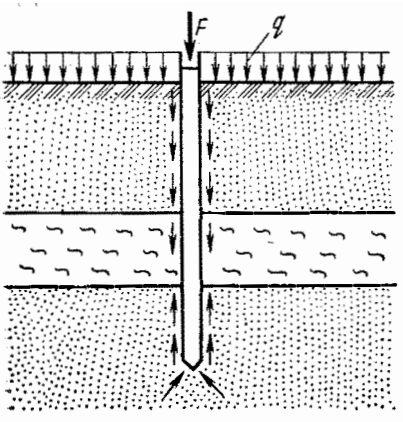


Рис. 14.10. Схема развития отрицательного трения

маемого грунта, то при некоторой интенсивности внешнего давления (рис. 14.10) грунт, лежащий выше слабого грунта, будет давать осадку и перемещаться относительно свай вниз. В результате по боковой поверхности сваи развивается трение, которое направлено вниз и будет догружать сваю. Это трение называется отрицательным (негативным). Оно может иметь место при загрузке территории полезными нагрузками, динамических воздействиях, просадке грунта и т. д. По СНиП 2.02.03—85 в этих случаях уменьшается величина сопротивления грунта по боковой поверхности сваи в зависимости от толщины грунтовой подсыпки и мощности слоя слабого грунта. Имеется и ряд других предложений по учету отрицательного трения.

§ 14.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Работа одиночной сваи и работа сваи в кусте свайного фундамента не являются одинаковыми. Рассмотрим работу сваи в кусте более подробно, поскольку это влияет на проектирование свайных фундаментов.

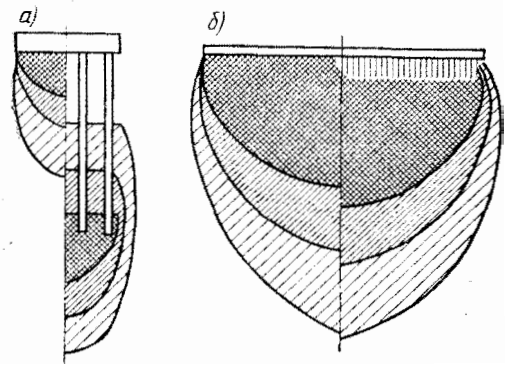


Рис. 14.11. Изобары вертикальных напряжений в основании свайных фундаментов (по Б. И. Далматову):
а — узкого; *б* — широкого

Если сваи в фундаменте расставить как можно чаще, то развитие зон пластических деформаций будет уменьшаться ввиду возникновения напряженного состояния от соседних свай. Поэтому устойчивость грунтов основания свай значительно выше, чем под одиночными сваями. В то же время осадка свайного куста будет больше осадки одиночной сваи вследствие вовлечения большего объема грунта, подвергающегося уплотнению.

Рассмотрим особенности работы основания свайного фундамента в сопоставлении с основанием фундаментов на естественном основании. На рис. 14.11 приведены изобары вертикальных напряжений под узким (*а*) и широким (*б*) свайными фундаментами. В левой части схемы даны аналогичные изобары для обычных фундаментов при равной ширине их со свайными. Из рис. 14.11 следует, что применение свай, особенно длинных, позволяет переместить напряженную зону в более глубокие и плотные слои грунта. Это обусловливает уменьшение осадки свайного фундамента, тем более что при этом исключаются осадки разуплотнения и расструктурирования грунта, имеющие место у обычных фундаментов. Все это говорит о том, что целесообразно применять сваи большой длины. В то же время окончательное решение следует принимать на основе технико-экономического сравнения вариантов.

При проектировании центрально и внецентренно загруженных свайных фундаментов проф. Б. И. Далматов рекомендует выполнение следующих этапов: а) определение глубины заложения подошвы ростверка; б) выбор типа, вида и размера свай; в) определение несущей способности сваи и расчетной нагрузки на нее; г) определение количества свай, размещение их в ростверке, конструирование ростверка; д) расчет фактической нагрузки, приходящейся на каждую сваю; е) определение осадки основания свайного фундамента.

При выборе глубины заложения подошвы ростверка следует стремиться к ее уменьшению, поскольку это обеспечивает более экономичное решение. Необходимо учитывать при этом конструктивные особенности здания (наличие подвала, приямков и т. д.), наличие пучинистых грунтов. Тип, вид свай и их размер выбирают в зависимости от действующих нагрузок на здания или сооружения, инженерно-геологических условий строительной площадки, оборудования и опыта строительных организаций по устройству свайных фундаментов. Чаще всего применяются забивные сваи. В последнее время все большее распространение получают набивные сваи, особенно с уширенной пятой. Длина сваи определяется расположением в грунтовой толще относительно плотного грунта и заглублением сваи в этот грунт. Поперечное сечение сваи принимают в зависимости от ее длины. Следует иметь в виду, что при одном и том же расходе бетона сваи с меньшими размерами поперечного сечения имеют относительно большую площадь на 1 м^3 бетона и поэтому большее сопротивление сдвигу по боковой поверхности сваи.

Определив расчетную нагрузку на сваю, находят необходимое количество свай, размещают их в плане и конструируют ростверк. Сваи располагают в рядовом или шахматном порядках с минимальным расстоянием между осями свай — $3d$

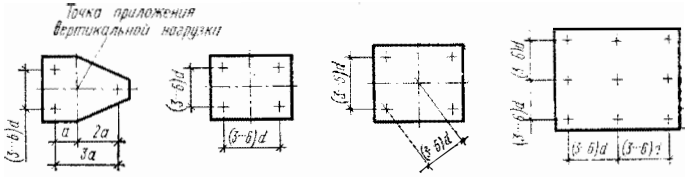


Рис. 14.12. Размещение свай в плане

(рис. 14.12). Размеры железобетонного ростверка проверяют из расчета на продавливание колонной или сваей или на изгиб при значительном развитии в плане — в соответствии с нормами на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Проверку фактической нагрузки, приходящейся на каждую сваю, производят по формуле

$$N_{ср} = \frac{N_d + N_{роств} + N_{гр}}{n}, \qquad (14.12)$$

где N_d — расчетная нагрузка на фундамент; $N_{роств}$, $N_{гр}$ — расчетные нагрузки соответственно от веса ростверка и грунта на его обрезах; n — количество свай. При этом должно соблюдаться условие

$$N_{ср} < N \qquad (14.13)$$

(N — расчетная нагрузка на сваю).

Вследствие передачи напряжений от свай грунты будут испытывать деформации пластические, уплотнения и упругие; уплотнения — в пределах активной зоны, упругие — вне ее; они развиваются аналогично деформациям основания обычных фундаментов. При работе в грунте забивных и набивных свай напряженные зоны от них сливаются на некоторой глубине, поэтому осадку определяют исходя из осадки условного фундамента.

По СНиП 2.02.03—85 контуры условного свайного фундамента определяют следующим образом: внизу — плоскостью $АБ$, проходящей через нижние концы свай (рис. 14.13), с боков — вертикальными плоскостями $АВ$ и $БГ$, проходящими при вертикальных сваях от их граней на расстоянии $h \operatorname{tg} \varphi_{ср}/4$, где $\varphi_{ср}$ — средневзвешенное расчетное (по деформациям) значение угла внутреннего трения толщи грунтов в пределах длины сваи. Задача сводится к определению среднего давления в плоскости острия свай (подошвы условного фундамента) и определению осадки одним из методов расчета осадок. Порядок расчета осадок свайного фундамента практически ничем не отличается от расчета осадок обычных фундаментов.

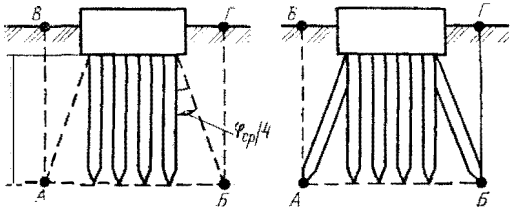


Рис. 14.13. Схема условного свайного фундамента

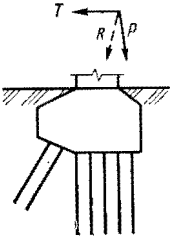


Рис. 14.14. Расположение свай при наличии горизонтальных сил

При проектировании внецентренно загруженных фундаментов расчетная нагрузка на сваю

$$N_{ср} = \frac{N_d + N_{роств} + N_{гр}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2}, \qquad (14.14)$$

где M_x, M_y — расчетные моменты относительно главных центральных осей подошвы ростверка; n — число свай в фундаменте; x_i, y_i — расстояние от главных осей до оси каждой сваи; x, y — расстояние от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка. С учетом действия крановых и ветровых нагрузок разрешается принимать расчетную нагрузку на крайние ряды свай на 20% больше, чем определенной по формуле.

При одновременном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов свайные фундаменты проектируют по СНиП 2.02.03—85 исходя из двух стадий напряженно-деформированного состояния системы «свая — грунт». Проектирование свайных фундаментов должно быть обосновано технико-экономическим сравнением с вариантами фундаментов на естественном основании.

При возможности замачивания просадочных грунтов свайные фундаменты можно применять, как правило, при прорезке этих грунтов сваями с заглублением их концов в скальные грунты, песчаные плотные и средней плотности, пылевато-глинистые с показателем текучести, определяемым рекомендациями СНиП 2.02.03—85.

В просадочных грунтах I типа расчет свай производится в соответствии с рекомендациями § 14.2. При этом расчетные сопротивления грунтов под нижними концами R и по боковой поверхности f_i должны определяться по соответствующим таблицам СНиПа с учетом полного водонасыщения грунта (если возможно его замачивание).

Расчетная нагрузка на сваю в просадочных грунтах II типа

$$N \leqslant \frac{F_d}{\gamma_k} \gamma_c P_n, \qquad (14.15)$$

где F_d — несущая способность сваи по рекомендациям § 14.2 в условиях полного водонасыщения грунтов; γ_k, γ_c — соответственно коэффициенты надежности и условий работы; P_n — отрицательная сила трения, определяемая по СНиПу.

Вопросы для самопроверки

1. Что такое свая?
2. Какие существуют виды свай?
3. Как подразделяются свайные фундаменты и их ростверки?
4. Как определяется расчетная нагрузка на сваю?
5. Как определяется несущая способность сваи, в том числе в условиях природного залегания грунтов?
6. Каковы особенности работы одиночной сваи в грунте и в составе свайного фундамента?
7. Каковы основные этапы проектирования свайных фундаментов?
8. Как рассчитывается свайный фундамент на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок?
9. Каковы особенности проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах?

§ 14.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Разработка свайных фундаментов, как рациональной конструкции в определенных инженерно-геологических условиях, является разрешением **проблемной ситуации.** Действительно, какой лучше фундамент применять в тех случаях, когда сравнительно плотные грунты располагаются на глубине 7...8 м, да еще при высоком стоянии грунтовых вод? Фундаменты мелкого заложения здесь просто неприемлемы, поскольку они будут иметь большие размеры в плане или просто сольются, а изготовление их при наличии грунтовых вод вызовет значительное удорожание. Устройство фундаментов глубокого заложения будет также сложным и дорогостоящим решением. Какое решение в данном случае может быть наиболее рациональным? Активизируя участие обучающихся в принятии правильного решения, необходимо прийти к выводу о возможной передаче нагрузки на плотные грунты с помощью свай, т. е. путем устройства свайных фундаментов.

В качестве проблемной ситуации можно использовать применение набивных свай. Несмотря на известные преимущества забивных железобетонных свай (сборность, индустриальность изготовления и т. д.), они имеют значительную стоимость — до 75...85 руб. за 1 м³ в деле. В то же время стоимость 1 м³ бетона, уложенного на месте изготовления монолитной кон-

струкции, составляет 20...25 руб. (несмотря на неудобства мокрого технологического процесса). Каков может быть выход? Его надо искать с участием самих обучающихся, развивая, подталкивая их мысль к тому, что при наличии соответствующего оборудования для производства буровых работ сваю можно изготовлять на месте. Так возник вариант устройства набивных свай как рациональный при соответствующем технико-экономическом обосновании. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

Аналогичным образом можно создавать проблемные ситуации при рассмотрении конструкции набивной сваи с извлекаемой оболочкой (как выход, позволяющий устраивать набивные сваи, близкие по своим свойствам к забивным), расположении свай в шахматном порядке (это позволяет более компактно располагать сваи), определении несущей способности свай экспериментальным способом (уточняется несущая способность, определенная аналитически по формулам СНиП 2.02.03—85) и т. д.

Рекомендуется применение следующих **технических средств обучения.**

Материал § 14.1 имеет описательный характер; более сложен для усвоения обучающимися учебный материал § 14.2 и 14.3.

Для экономии времени рисунки можно вычерчивать с помощью кодоскопа, например 14.3, 14.4, 14.8, 14.11, 14.13, 14.15, остальные — на доске в процессе изложения материала.

Для усиления зрительного представления у обучающихся о процессе забивки свай, конструкции свай и свайных фундаментов можно продемонстрировать учебный кинофильм по свайным фундаментам.

Учитывая особенности § 14.2 и 14.3, можно рекомендовать проверку усвоения обучающимися основных вопросов с помощью одного из рекомендуемых устройств или приборов. В качестве примера по проверке усвоения лекционного материала с помощью устройства ОП-14 можно использовать один из вопросов для самопроверки, приведенных в конце настоящей главы. Возьмем такой: как определяется расчетная нагрузка на сваю? Приведем четыре возможных варианта ответов: а) на основе эксперимента в полевых условиях; б) с помощью формул, выведенных для забивных и набивных свай; в) как частное от деления несущей способности грунта основания одиночной сваи на коэффициент надежности; г) на основе опыта проектирования зданий и сооружений на свайных фундаментах. Устройство ОП-14 позволяет оценить правильность ответа как каждым обучающимся, так и аудитории в целом. Аналогично можно разработать вопросы и по остальным разделам главы.

Можно применить следующие **межпредметные и внутрипредметные связи.**

Полезно кратко вспомнить с участием обучающихся сущность предварительно напряженного железобетона (из курса железобетонных конструкций), когда речь идет о предварительно напряженных железобетонных сваях. Из курса инженерной геологии можно привести несколько наиболее характерных литологических разрезов, для которых свайные фундаменты являются наиболее рациональной конструкцией (со сравнительно близким залеганием плотных грунтов).

Излагая расчет несущей способности сваи (по материалу), можно освежить в памяти обучающихся из курса железобетонных конструкций метод расчета центрально сжатых железобетонных элементов.

Рассказывая о динамическом методе испытания свай, можно сделать небольшой экскурс в механику и вспомнить понятие «работа» как произведение действующей силы на расстояние.

Говоря об «отдыхе» свай при забивке их в песчаные и глинистые грунты, можно вспомнить вместе с обучающимися тикстропные свойства грунтов и их влияние в данном случае на «поведение» сваи.

При определении несущей способности свай методом испытания статической нагрузкой используется термин «стабилизация» осадки. Учитывая, что стабилизация осадок во времени рассматривалась в механике грунтов, полезно вместе с обучающимися кратко вспомнить физическую сущность этого процесса.

Весьма уместно освежить в памяти обучающихся термин «изобары напряжений» при сравнении их в основаниях свайных и обычных фундаментов. Это рассматривалось в механике грунтов и представляет собой кривые, соединяющие точки с равными напряжениями.

Свайные фундаменты являются одним из распространенных способов устройства фундаментов. И это понятно, поскольку инженерно-геологические условия в нашей стране с расположением плотных грунтов на глубине 6 ... 8 м составляют более 50% и особенно в районах Сибири и Дальнего Востока. Поэтому каждый уважающий себя инженер не просто должен, а обязан знать особенности работы, конструирования и устройства свайных фундаментов. Отмечая сугубо **профессиональную направленность** учебного матерала настоящей главы, важно подчеркнуть еще такую деталь. Свайные фундаменты как конструктивный элемент здания имеют очень широкий диапазон применения. Это обусловлено тем, что в настоящее время разработано очень большое количество видов свай, типов свайных фундаментов, их конструкций. Поэтому трудно назвать территорию нашей страны, где свайные фундаменты не могут

применяться. В этом заслуга советских ученых, проектировщиков, строителей, внесших достойный вклад в отечественную и мировую практику свайного фундаментостроения. Следует назвать имена таких советских ученых, как Б. И. Далматов, А. А. Луга, Е. Л. Хлебников, А. А. Бартоломей, Н. М. Дорошкевич, В. Н. Голубков, В. Г. Березанцев.

Отмечая достоинства свайных фундаментов, в то же время нельзя эту конструкцию назвать универсальной, применяемой в любых инженерно-геологических условиях. Тем более, что и конструкция свайных фундаментов не лишена некоторых недостатков (высокая стоимость, трудность устройства в зимних условиях и т. д). Здесь как раз наиболее четко проявляется закон динамического развития, согласно которому любой уровень достижений науки и техники нельзя признать истиной в конечной инстанции. Поэтому получает свое дальнейшее развитие механика грунтов, разрабатываются новые конструкции фундаментов.

Наиболее правильным решением по выявлению рациональной конструкции фундаментов будет технико-экономическое сравнение конкурирующих вариантов с выбором рационального варианта. Это в полной мере соответствует решениям партии и правительства по развитию строительства в нашей стране.

Глава 15

УПЛОТНЕНИЕ И УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

Часто слабые грунты используются в качестве оснований зданий и сооружений. Тем более, что в соответствии с решением партии и правительства ограничивается применение для строительства территорий, пригодных для сельского хозяйства.

К слабым грунтам относятся грунты, несущая способность которых настолько мала, что увеличение размеров подошвы фундаментов невозможно или нецелесообразно, физико-механические характеристики грунтов основания не соответствуют предъявляемым к ним требованиям (особенно это относится к модулю общей деформации грунта, значение которого $E<5{,}0$ МПа).

Существуют методы искусственного изменения свойств грунтов основания: конструктивные; уплотнения; закрепления грунтов.

§ 15.1. УЛУЧШЕНИЕ УСЛОВИЙ РАБОТЫ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ КОНСТРУКТИВНЫМИ МЕТОДАМИ

К основным конструктивным методам относятся: устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, создание боковых пригрузок.

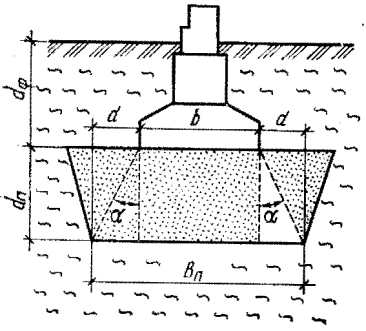


Рис. 15.1. Расчетная схема песчаной подушки:
α — угол распределения давления, равный 30 ... 40°

Грунтовые подушки применяются для частичной замены сильносжимаемых грунтов в основании зданий и сооружений и выполняются из гравия, песков крупных и средних, щебня, шлака, минеральных отходов различных производств. С помощью грунтовых подушек представляется возможность наибольшие нормальные напряжения и зоны сдвигов расположить в прочном грунте и тем самым компенсировать недостатки слабого грунта (рис. 15.1).

Размеры грунтовой подушки определяются по результатам расчета. Толщина подушки определяется из условий: 1) осадка подушки и нижележащих слоев слабого грунта под воздействием фундаментов не должна превосходить предельных значений, устанавливаемых СНиП 2.02.01 — 83; 2) по подошве подушки должно выполняться условие

$$\sigma_{zq}+\sigma_{zp}\leqslant R_z, \tag{15.1}$$

где σ_{zq} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта; σ_{zp} — дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки; R_z — расчетное сопротивление слабого слоя грунта, определяемое по СНиПу как для условного фундамента.

Размеры грунтовой подушки в плане рассчитываются из условия обеспечения устойчивости слабого грунта от действия горизонтальных сил. При этом должно выдерживаться условие

$$E_п > E_a, \tag{15.2}$$

где $E_п$ — пассивное давление слабого грунта; E_a — активное давление грунта подушки, состоящее из двух сил:

$$E_a = E_a' + E_a'', \tag{15.3}$$

где E_a' — распор грунтовой подушки с учетом действия равномерно распределенной нагрузки от грунта, лежащего выше подушки; E_a'' — распор грунтовой подушки от нагрузки, передаваемой фундаментом.

Для обеспечения устойчивости грунтовой подушки необходимо:

$$\frac{E_п}{E_a' + E_a''} \geqslant 1{,}2 \ldots 1{,}5. \tag{15.4}$$

Шпунтовое ограждение основания применяется в том случае, когда есть опасность выпирания слабого грунта из-под

фундамента в стороны (рис. 15.2). Чтобы избежать этого, в плотный грунт забивают шпунтовое ограждение с заделкой его в фундаментную плиту и с укладкой дренирующей прослойки. Следует иметь в виду, что в этом случае возможна большая осадка основания фундаментов. Поэтому такое решение приемлемо для зданий, допускающих развитие значительных осадок.

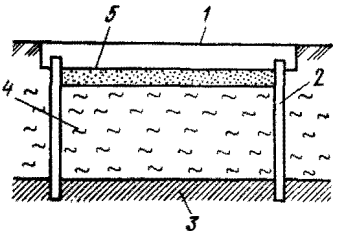


Рис. 15.2. Схема устройства шпунтового ограждения:
1 — фундаментная плита; *2* — шпунтовое ограждение; *3* — плотный грунт; *4* — слабый грунт; *5* — дренирующая прослойка

Пригрузка насыпей в виде отсыпок банкеток у ее боковых частей производится в зонах возможного выпирания грунта и выполняется для обеспечения устойчивости зданий и сооружений, построенных на поверхности таких насыпей. Отсыпка грунта производится слоями, высота ее определяется специальным расчетом. Такие пригрузки позволяют существенно повысить устойчивость основания.

§ 15.2. МЕТОДЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Применяются следующие виды уплотнения грунтов: поверхностное, глубинное виброуплотнение, с помощью взрывов (камуфлетное), с помощью статической нагрузки и устройства песчаных дрен, водопонижение и устройство фундаментных свай.

Поверхностное уплотнение глинистых и песчаных грунтов производится чаще всего тяжелыми трамбовками до плотности сложения, при которой они обладают требуемой прочностью и деформативностью. Глубина уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками зависит от плотности и влажности уплотняемых грунтов, диаметра, веса трамбовки и приближенно определяется по формуле

$$h_{\text{упл}} = k_y d, \qquad (15.5)$$

где d — диаметр трамбовки; k_y — коэффициент пропорциональности, принимаемый для песков — 1,55, суглинков — 1,45, глин — 1,0.

Вес трамбовки назначают из условия обеспечения давления на грунт не менее 0,015...0,20 МПа (обычно он равен 20...50 кН). Известны случаи применения сверхтяжелых трамбовок весом 400 кН, позволявших при сбрасывании с высоты 40 м уплотнить щебенисто-каменную насыпь на глубину до 40 м.

Уплотнение глинистых грунтов производится при оптимальной влажности

$$w_{\text{опт}} = w_{\text{р}} - (1 \ldots 3\ \%), \qquad (15.6)$$

где $w_{\text{р}}$ — влажность на границе раскатывания.

Если влажность грунта меньше оптимальной, то его доувлажняют путем заливки воды на дно трамбуемого котлована (особенно у просадочных грунтов). Вес воды, требуемый для доувлажнения грунтов,

$$G = \gamma_d (w_{опт} - w) h_{упл} A, \qquad (15.7)$$

где w — естественная влажность грунта; А — площадь замачиваемого дна котлована.

Что касается гравелистых и песчаных грунтов, то их уплотнение можно производить независимо от степени водонасыщения.

Понижение трамбуемой поверхности (или недобор грунта до проектной отметки заложения фундаментов) определяют по формуле

$$\Delta h = 1{,}2 h_{упл} \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\,упл}}\right), \qquad (15.8)$$

где γ_d — удельный вес сухого грунта; $\gamma_{dупл}$ — среднее значение удельного веса сухого грунта в пределах уплотненного слоя (принимается в среднем 1600 кг/м³ для всех видов грунтов).

Ширина уплотненной полосы за пределами фундамента должна быть не менее 0,2 м с каждой стороны и не менее диаметра трамбовки.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками сопровождается динамическим воздействием на грунт и может вызвать сотрясение близко расположенных зданий или сооружений. В связи с этим при уплотнении трамбовками весом до 50 кН расстояние до зданий, находящихся в удовлетворительном состоянии, должно быть не менее 10 м. При наличии близкорасположенных зданий, имеющих трещины в стенах или вообще находящихся в ветхом состоянии, это расстояние увеличивается до 15 м. Если инженерные сети выполняются из асбестоцементных, керамических труб, то расстояние до зданий принимается более 15 м.

До начала работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками проводят опытные работы на опытном участке котлована: уточняется величина недобора грунта, отказа при трамбовании (осадка от одного удара), количество ударов, глубина уплотняемой зоны и т. д. Полученные данные используют при составлении проекта работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками.

Рыхлые песчаные грунты на глубину 0,5 ... 1,5 м уплотняются различными вибрационными машинами: виброплитами, пневматическими трамбовками, виброкатками, молотами двойного действия и др. Уплотнение грунтов может быть достигнуто многократной проходкой катков. Основные сведения о толщине уплотняемого слоя указанными машинами приведены в табл. 15.1.

Таблица 15.1. **Глубина уплотнения грунта**

Уплотняющие машины	Толщина уплотняемого слоя, м
Пневматические трамбовки	0,1...0,2
Катки:	
гладкие	0,1...0,25
кулачковые	0,2...0,35
Виброкатки	0,4...1,2
Катки с падающими грузами весом 0,8...17 кН	1,0...1,5
Виброплиты	0,2...0,6
Молот двойного действия весом 22 кН на металлической плите (поддоне)	1,2...1,4
Тяжелые трамбовки весом, кН:	
20...30	1,5...2,0
45...50	2,5...3,0
100	5,5...6,0

Глубинное уплотнение песчаных грунтов в состоянии водонасыщения производится специальными глубинными вибраторами двумя способами: опусканием вибратора (вибробулавы) в песок или погружением стержня совместно с расположенным в его верхней части вибратором. Виброуплотнение позволяет уплотнять водонасыщенные пески на глубину 1...10 м, реже на глубину 20 м. При уплотнении песков толщиной до 20 м применяется вибропогружатель, который крепится к трубчатому стержню, снабженному приваренными поперечными планками.

Уплотнение пылеватых песков и просадочных лёссовых грунтов производится с помощью *камуфлетных взрывов*. Пылеватые пески уплотняются путем погружения в грунт зарядов на расчетную глубину с последующим устройством камуфлета. После взрыва происходит оседание поверхности песка, что свидетельствует о его уплотнении. Для уплотнения лёссовых грунтов производится их замачивание через фильтрующие или совмещенные скважины, в которые помещают заряды в трубках. Взрывы производят один за другим с разрывом в несколько секунд. В результате уплотненный лёссовый грунт теряет свои просадочные свойства и может быть использован для передачи значительных нагрузок. Верхняя часть этого грунта уплотняется тяжелыми трамбовками.

Устройство песчаных и грунтовых свай применяется для уплотнения водонасыщенных песков, содержащих органические примеси, и лёссовых просадочных грунтов на значительную глубину. Работы по устройству песчаных свай начинаются с погружения в грунт вибратором или молотом пустотелой металлической трубы с самораскрывающимся наконечником (в лёссовых грунтах, способных держать вертикальную стенку, забивают инвентарный сердечник). Это приводит к уплотнению

грунта вокруг скважин. По мере заполнения скважины песком труба извлекается с выключенным вибратором, благодаря чему происходит уплотнение песка. В результате образуется уплотненный массив грунта со средним модулем общей деформации, значительно превышающим модуль деформации неуплотненного грунта. Песчаные (грунтовые) сваи размещают в шахматном порядке (рис. 15.3). С помощью специального расчета определяется площадь уплотняемого основания, количество песчаных свай, расстояние между ними, объем песка и т. д. Применение песчаных свай вместо забивных железобетонных позволяет снизить стоимость устройства фундаментов в 2...2,5 раза, при этом экономится значительное количество металла и цемента.

Уплотнение грунта статической нагрузкой рекомендуется для слабых водонасыщенных глинистых грунтов и торфов. В качестве статической нагрузки используется земляная насыпь, а для ускорения процесса уплотнения устраиваются вертикальные дрены (рис. 15.4). Песчаные дрены выполняют диаметром 30...50 см на расстоянии 2...4 м друг от друга. Вместо песчаных дрен могут устраиваться дрены из специального пористого картона или пластмассовой ленты в бумажном кожухе. Насыпь отсыпается слоями, давление по ее подошве должно быть несколько выше, чем давление от сооружения.

Уплотнение грунта водопонижением основано на снижении уровня подземных вод. Это приводит к повышению напряжения на скелет грунта и вызывает его уплотнение. Таким образом уплотняются слабые глинистые грунты (способные отдавать из пор воду), заторфованные супеси, ленточные глины, илы и др. Отжатие воды производится чаще всего с помощью иглофильтровых установок. Однако некоторые слабофильтрующие глинистые грунты отдают воду с большим трудом, поэтому для усиления оттока воды применяют *электроосмос*. Откачивая

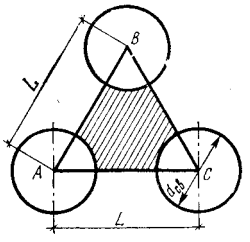


Рис. 15.3. Размещение песчаных свай в плане

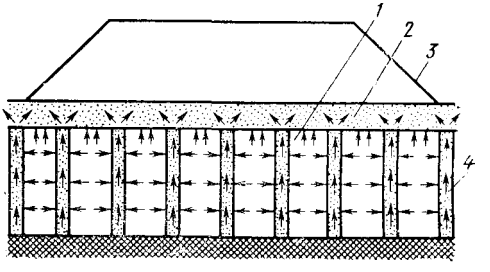


Рис. 15.4. Уплотнение слабых грунтов статической нагрузкой:
1 — слабый грунт; *2* — пластовый дренаж; *3* — нагрузка в виде насыпи; *4* — вертикальные дрены

воду, собирающуюся у катода, производят обезвоживание грунта и его уплотнение. Одновременно происходит упрочнение грунта в сравнительно короткое время и в пределах необходимой площади (см. гл. 20).

§ 15.3. МЕТОДЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Методы закрепления грунтов позволяют повысить прочность и уменьшить сжимаемость за счет увеличения сцепления между его частицами. Следует отметить, что наиболее интенсивному закреплению подвергаются грунты, которые относительно хорошо фильтруют воду и являются водопроницаемыми. К методам закрепления грунтов относится цементация, силикатизация, электрохимическое закрепление и термический обжиг.

Цементация (нагнетание цементного раствора под давлением 0,3...0,6 МПа) применяется для закрепления грунтов с крупными порами: трещиноватых скальных пород, гальки, крупных и гравелистых песков. Чаще всего применяют чистый цементный раствор (1 ч. цемента и 10...50 ч. по массе воды). Цементация применяется также для повышения прочности тела фундаментов при их ремонте.

Силикатизация заключается в нагнетании химических растворов (силикатов натрия) в грунт. Применяется два метода силикатизации грунтов — двух- и однорастворный. Закрепление грунтов двухрастворным методом силикатизации производится путем последовательного нагнетания в грунт растворов силиката натрия и хлористого кальция. Это приводит к взаимодействию этих растворов и выделению геля кремниевой кислоты, которая является вяжущим веществом. Этим методом закрепляются пески крупные и средней крупности с коэффициентом фильтрации от 80 до 2 м/сут, что осуществляется путем забивки в грунт перфорированной трубы-инъектора, через который с разрывом в 1 м по глубине нагнетают раствор силиката натрия. При извлечении инъектора из грунта подается раствор хлористого кальция также через 1 м. В итоге закрепляется столб грунта диаметром 30...100 см. При однорастворном методе силикатизации в грунт с помощью инъектора нагнетается сложный раствор, состоящий из силиката натрия и фосфорной кислоты или еще более сложного раствора — силиката натрия, серной кислоты и сернокислого алюминия. Таким методом закрепляют пески мелкие и пылеватые, лёссовые просадочные грунты с коэффициентами фильтрации 5...0,3 м/сут.

Следует отметить, что силикатизация не может решить проблему закрепления грунтов ввиду больших расходов раствора дефицитного силиката натрия. Особенно осложняется эта задача при силикатизации грунтов на большую глубину — до 15...20 м. Исследованиями лёссовых грунтов под руковод-

ством проф. В. Е. Соколовича установлено, что несущая способность этих грунтов может быть повышена с помощью химической стабилизации путем введения вместе с замачиваемой водой дешевых щелочных реагентов. Они способны активизировать имеющиеся в лёссовых грунтах резервы коллоидной кремниевой кислоты, извести и гидрооксида алюминия с образованием новых цементирующих составов.

Электрохимическое закрепление применяется для грунтов, имеющих коэффициент фильтрации менее 0,1...0,2 м/сут (суглинки и глины в текучепластичном состоянии, илы и т. д.). Для введения в такие грунты растворов силиката натрия и хлористого кальция пропускается постоянный электрический ток, что обусловливает развитие электроосмоса и движение воды от анода к катоду. Через перфорированный анод вводят последовательно в грунты ростверк силиката натрия и хлористого кальция. Это позволяет закреплять грунт с коэффициентом фильтрации 0,1...0,005 м/сут. Для грунтов, имеющих коэффициенты фильтрации менее 0,01 м/сут, закрепление производится с помощью электролитов (раствор хлористого кальция). В этом случае в грунт внедряются ионы электролита, что способствует закреплению грунта и улучшению строительных свойств.

Смолизация осуществляется нагнетанием в грунт карбамидной смолы с отвердителями. Карбамидная смола — синтетическое вещество, способное отвердевать под действием кислых отвердителей (щавелевая кислота и др.). Ее используют для закрепления мелких и пылеватых песков с коэффициентом фильтрации 0,5...5,0 м/сут, лёссовых просадочных грунтов. Перед инъецированием карбамидную смолу соединяют с отвердителем (раствор соляной кислоты) и после этого производят нагнетание в грунт. После затвердения раствора грунт закрепляется и превращается в прочное тело.

Термический метод применяется для закрепления лёссовых просадочных, крупнопористых газопроницаемых грунтов, при этом увеличивается их водостойкость и прочность. Термический метод закрепления грунтов осуществляется путем сжигания топлива (газообразного, жидкого или твердого) в заранее пробуренных скважинах при температуре 800 °С. В результате обжига увеличивается прочность структурных связей грунтов, устраняются просадочные свойства.

Термическая обработка грунта осуществляется следующим образом (рис. 15.5). Вначале пробуриваются скважины диаметром 200 мм. Затем подается топливо и воздух таким образом, чтобы сжигание происходило при температуре 800 °С и проникающие в грунт газы имели температуру не ниже 300... ...400 °С. При расходе жидкого топлива на 1 м длины скважины

в пределах 80 ... 150 кг диаметр закрепленного столба составляет 1,5 ... 3,0 м с кубиковой прочностью 1 ... ... 3 МПа.

Для уменьшения водопроницаемости грунтов применяется *битумизация и глинизация*. Битумизация осуществляется нагнетанием в трещиноватую скальную породу расплавленного битума или битумной эмульсии с коагулянтом. Глинизация песчаных грунтов проводится путем нагнетания глинистой суспензии в тонкие поры песков, что приводит к их заиливанию и уменьшению коэффициента фильтрации.

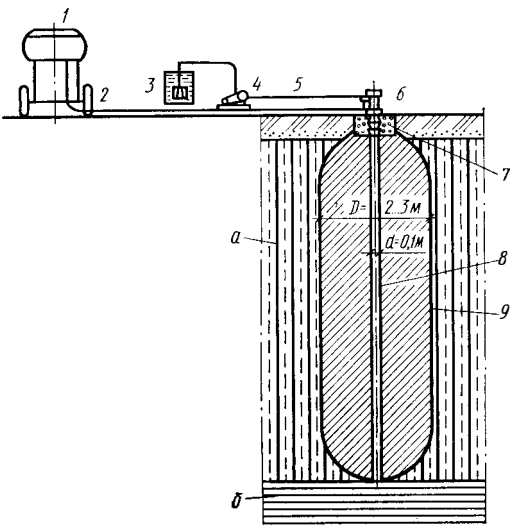


Рис. 15.5. Схема установки для термического обжига грунтов:

1 — компрессор; *2* — трубопровод холодного воздуха; *3* — емкость для горючего; *4* — насос; *5* — трубопровод; *6* — форсунка; *7* — затвор; *8* — скважина; *9* — зоиа термического укрепления грунта; *а* — просадочный лёссовый грунт; *б* — непросадочный

Вопросы для самопроверки

1. Какие существуют методы улучшения работы и свойств грунтов основания?
2. Перечислите основные конструктивные методы улучшения условий работы грунтов.
3. Какие существуют методы уплотнения грунтов?
4. При какой влажности возможно уплотнение песчаных и глинистых грунтов?
5. Из каких условий определяются размеры грунтовой подушки?
6. Назовите основные методы закрепления грунтов.

§ 15.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать в самом начале настоящей главы. В самом деле, какой выход может быть из создавшегося положения? С одной стороны, грунты настолько слабые, что их практически нельзя использовать в качестве оснований, а с другой — необходимо строить на таких грунтах и это надо рассматривать как неизбежность. Выход из этой ситуации надо искать с помощью обучающихся, задавая им настоящие вопросы и развивая их мысль в сторону возможного ответа. А ответ на этот вопрос может быть таким: раз на-

до строить на слабых грунтах, значит следует искусственно улучшать их физико-механические свойства.

Следующий вопрос: каким образом можно искусственно улучшить свойства слабого грунта? Вопрос поставлен непростой, тем более что у обучающихся нет большого опыта по принятию подобных решений. Тем не менее, используя их опыт работы в студенческих строительных отрядах, наблюдения из жизни, задавая наводящие вопросы, можно прийти к существующим методам улучшения работы и свойств грунтов основания. Аналогично можно создать проблемные ситуации при рассмотрении методов уплотнения и закрепления грунтов.

Технические средства обучения к данной главе можно рекомендовать для повышения уровня наглядности рекомендуемых методов улучшения работы и свойств грунтов в основании, поскольку материал имеет больше всего описательный характер. С этой целью можно дать с помощью слайдов в сочетании с раздаточным материалом схему производства работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками, схему установки для устройств песчаных свай.

В связи с ограничением времени можно рекомендовать применение кодоскопа при вычерчивании рис. 15.1, 15.4, 15.5 и 15.6.

Межпредметные и внутрипредметные связи можно использовать при изложении следующих вопросов. Излагая расчет песчаной подушки и, в частности, проверку ее высоты, можно вспомнить с участием обучающихся существующие методы расчета осадок оснований фундаментов (кратко, только название методов), методику проверки напряжений по кровле слабого слоя. И вообще надо отметить, что эта методика близка к проверке размеров фундамента при наличии слабого слоя.

Рассматривая размеры подушки в плане, можно освежить в памяти обучающихся понятие о пассивном и активном давлении грунтов, рассматриваемом в курсе механики грунтов.

Говоря об оптимальной влажности, полезно вспомнить понятие о влажности вообще и какой это показатель —основной или расчетный. Надо стремиться к тому, чтобы это вспомнили сами обучающиеся, а преподаватель должен помочь им в этом.

Рассказывая о глубинном уплотнении песчаных грунтов, можно вспомнить вместе с обучающимися уплотнение бетонной смеси вибробулавой, что позволит более наглядно представить существо излагаемого вопроса.

При изложении сущности электроосмоса можно напомнить обучающимся явление электрофореза (т. е. перенос глинистых коллоидных частиц в направлении, противоположном движению воды), рассматриваемое ранее в курсе физической химии. Кстати, явление электрофореза препятствует кольматации сетки иглофильтра (катода).

Излагая методы силикатизации грунтов (из курса общей химии), можно кратко остановиться на вопросе, что из себя представляют растворы силиката натрия, хлористого кальция, фосфорной и серной кислоты.

Основные **рекомендации по изложению материала** настоящей главы заключаются в том, что в настоящее время методы по улучшению работы и свойств грунтов основания приобретают особое значение в связи с постановлением партии и правительства по ограничению использования пахотных земель для строительства. И в этой ситуации важно не только знать эти методы, но и уметь самое главное — выбрать наиболее подходящий, технически возможный и экономически целесообразный. Этот особенно относится к районам Сибири и Дальнего Востока, где структурно-неустойчивые грунты имеют большое распространение и, с другой стороны, перспектива строительства достаточно велика.

В процессе изложения материала следует особо остановиться на роли советских ученых в становлении и развитии методов искусственного улучшения работы и свойств грунтов основания: проф. Б. И. Далматова (расчет песчаных подушек), проф. П. Л. Иванова, В. А. Флорина (уплотнение грунтов взрывами), проф. М. Ю. Абелева (расчет вертикальных дрен), проф. Б. А. Ржаницына, И. И. Черкасова (химическое закрепление грунтов).

Глава 16

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Для обеспечения нормальной эксплуатации тяжелых ответственных сооружений обычно проектируют фундаменты глубокого заложения. Областью их применения являются опоры мостов, портовые сооружения, индустриальные цехи, а также сооружения разных видов. Фундаменты глубокого заложения отличаются следующими особенностями: 1) при устройстве не требуется предварительное вскрытие котлована; 2) вертикальные усилия на сооружения воспринимаются не только плоскостью подошвы фундаментов, но и боковой поверхностью за счет сил трения; 3) с учетом заделки хорошо сопротивляются действию горизонтальных нагрузок; 4) исключается разрушение основания в виде выпирания грунта на земную поверхность.

В настоящее время применяется несколько видов фундаментов глубокого заложения: оболочки, опускные колодцы, кессоны. Близки к ним и фундаменты, устраиваемые способом «стена в грунте».

§ 16.1. ФУНДАМЕНТЫ ИЗ ОБОЛОЧЕК

Фундаменты из оболочек устраиваются следующим образом. Оболочки в виде железобетонных труб диаметром 0,8... ...3,0 м с помощью мощных вибромолотов или низкочастотных вибропогружателей опускаются в грунт на глубину 3... ...6 м. Для дальнейшего погружения оболочки из нее извлекают грунт и снова приводят в действие вибропогружатель. После погружения одного звена оболочку наращивают с помощью болтов. Таким образом оболочки погружаются на глубину 30 м и более. Извлечение грунта при погружении оболочки производят с помощью эрлифта или гидроэлеватора, трубы которых выводят через отверстие в наголовнике под вибропогружателем.

Железобетонные звенья оболочек устраивают длиной 6...10 м (в зависимости от диаметра оболочки). Армируются они продольными стержнями и по спирали. При погружении оболочки в агрессивную среду для повышения их трещиностойкости обязательно предварительное напряжение арматуры. Стенки оболочки бетонируются бетоном марки не ниже М400, толщина стенок 12...20 см. При достижении проектной отметки (скальной породы и др.) производят бурение породы диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки, и скважину заполняют бетоном. В нескальных грунтах при необходимости устраивают уширение оболочки с помощью камуфлетных взрывов или разбуриванием. Образовавшиеся полости заполняют бетонной смесью.

Процесс заполнения оболочки бетоном состоит из следующих этапов. На первом этапе после удаления шлама методом подводного бетонирования укладывают бетонную смесь толщиной 2...5 м. На втором (после набора бетоном требуемой прочности) из оболочки откачивают воду и укладку бетонной смеси выполняют насухо. Оболочки являются составной частью столбчатых фундаментов, опирающихся на прочный грунт (чаще всего на скалу). С ростверком они соединяются с помощью арматуры. Ростверки у фундаментов из оболочек могут быть низкими и высокими. При отсутствии горизонтальных сил или их незначительной величине устраивают низкий ростверк, при больших горизонтальных или наклонных силах — высокий.

В качестве основного недостатка устройства фундаментов из больших оболочек следует отметить возникновение значительных колебаний, которые при забивке распространяются в радиусе иногда сотен метров, поэтому их не рекомендуется устраивать в застроенной части города.

§ 16.2. ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ И КЕССОНЫ

Опускные колодцы устраиваются при строительстве подземных сооружений: насосных станций, водозаборов, скиповых доменных печей, установок непрерывной разливки стали, подземных гаражей, фундаментов опор мостов и т. д.

Устройство опускного колодца заключается в следующем. На поверхности грунта вначале выполняют кладку колодца на определенную высоту, затем внутри его разрабатывают грунт под ножом. Утрачивая опору, колодец под влиянием собственного веса опускается до тех пор, пока не заглубится в незатронутый разработкой грунт. Далее наращивают кладку колодца, и эту работу повторяют вновь. Все это выполняется до тех пор, пока не будет пройдена толща слабых грунтов и колодец не достигнет проектной отметки заложения опоры, после чего нижнюю часть вертикальной полости заполняют бетонной смесью (рис. 16.1).

В настоящее время устраивают опускные колодцы диаметром 6...45 м и глубиной до 40...45 м. Применение метода устройства фундаментов в виде опускных колодцев является весьма целесообразным, так как не требуется крепление стенок котлована, уменьшается объем земляных работ, снижается расход материалов по сравнению с обычными фундаментами. Опускные колодцы подразделяются по: 1) форме колодца в плане — на круглые, прямоугольные, квадратные и с закругленными торцовыми стенками (рис. 16.2). Из приведенных вариантов предпочтение (по возможности) отдается круглой форме, так как в этом случае кладка колодца лучше воспринимает давление от грунта и, следовательно, обеспечивает возможность равномерной подработки под стенками при опускании; 2) материалу — на железобетонные, бетонные, металлические, каменные и кирпичные; 3) продольному сечению —

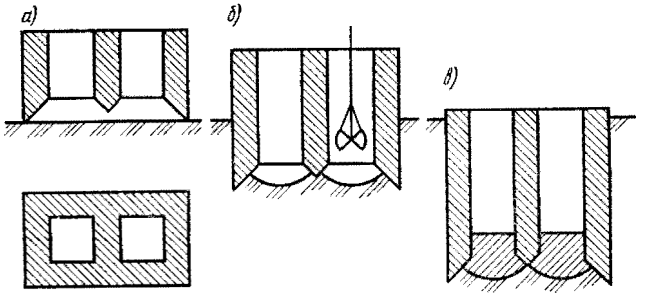


Рис. 16.1. Этапы устройства фундаментов из опускных колодцев:

а — возведение нижней части колодца на поверхности грунта; *б* — выемка грунта с помощью грейфера; *в* — заполнение колодца бетоном

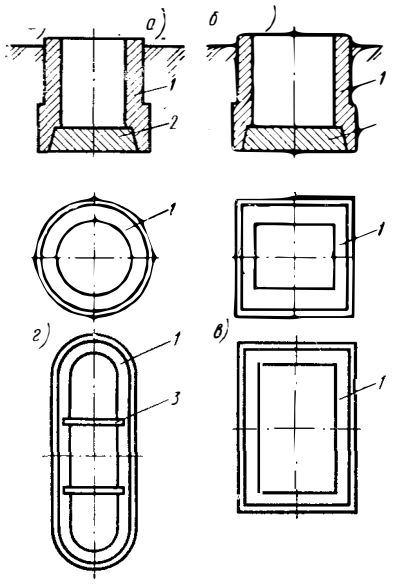


Рис. 16.2. Форма опускных колодцев в плане.

а — круглые; *б* — квадратные; *в* — прямоугольные; *г* — с закругленными боковыми стенками; *1* — стенка; *2* — днище; *3* — поперечная стенка

чаще всего применяется ступенчатая форма колодца, позволяющая уменьшить силы трения при опускании колодца. В нижней части колодца устраивают нож. Его назначение — облегчить разработку грунта под стенками колодца путем выдавливания и защитить кладку при преодолении препятствий. Чаще всего нож опускного колодца выполняется железобетонным, усиленным специальным армированием.

Грунты в колодцах разрабатываются различными способами в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, размеров колодцев в плане. Обычно для этого применяют грейферы или экскаваторы с бульдозерами, эрлифты. При высоком стоянии грунтовых вод разработку грунта производят грейфером или эрлифтом, поддерживая уровень воды в опускном колодце несколько выше уровня грунтовых вод, поскольку это обеспечивает отвод наплывающего грунта.

Наиболее рациональным способом погружения опускного колодца является его опускание в тиксотропной рубашке. Этот способ основан на использовании свойств глинистого тиксотропного раствора удерживать в равновесии вертикальные грунтовые стенки траншей. Сущность этого способа заключается в том, что полость между грунтом и поверхностью колодца заполняется тиксотропным глинистым раствором, уровень которого все время поддерживается несколько выше поверхности земли ($\geqslant$0,5 м). Для этого вокруг колодца устанавливается форшахта из обвалованных досок или металла высотой до 1 м. Полость для подачи тиксотропного раствора образуется за счет выступа ножевой части — его размер равен 100 ... 150 мм (способ предложен Н. З. Озеровым).

За счет применения тиксотропной рубашки резко снижается сопротивление грунта по боковой поверхности колодца. Это позволяет значительно уменьшить толщину стенок опускного колодца, применять сборные и сборно-монолитные конструкции. Опускные колодцы в сборном варианте чаще всего выполняются цилиндрической формы. По конструкции сборных

элементов все колодцы можно разделить на три группы: из тонкостенных криволинейных скорлуп, плоских сплошных панелей и пустотных блоков. Оболочки из скорлуп-панелей применяют для устройства опускных колодцев диаметром 6... ....8 м. Опускные колодцы из плоских панелей устраивают диаметром $D=7...37$ м, глубиной до 30 м и толщиной 0,25...0,7 м. В колодцах с использованием пустотных блоков ножевую часть выполняют из монолитного железобетона, а стены — из тонкостенных блоков. Габаритные размеры таких колодцев: диаметр — 24...42 м, глубина погружения — до 40 м при толщине стен 0,9...2,1 м.

Проектирование опускных колодцев (погружаемых в тиксотропной рубашке) состоит из трех этапов: на первом — задаются геометрическими размерами конструктивных элементов на основании опыта проектирования и ориентировочных расчетов на прочность; на втором — назначают способ погружения колодца в зависимости от геологических и гидрологических условий строительной площадки (намечают способы разработки грунта, водослива в процессе эксплуатации, мероприятия, направленные на обеспечение устойчивости колодца против всплытия); на третьем этапе производится проверка принятых размеров расчетом на погружение и всплытие. В итоге принятые размеры опускного колодца проверяются расчетом на прочность.

Во время погружения колодца на него действуют нагрузки: давление грунта на стенки колодца (активное давление грунта) E_a, реактивное давление грунта на нож колодца p и вес самого колодца G. Кроме того, боковая наружная поверхность колодца в каждой горизонтальной плоскости испытывает всестороннее равномерное давление (при наличии в зазоре между стенками колодца и грунтом тиксотропного раствора глины или однородном грунте вокруг колодца).

По формуле Ляме напряжение сжатия $p_{сж}$ в вертикальных сечениях колодца у внутренней боковой поверхности

$$p_{сж}=\frac{2R_к^2 p_{гр}}{R_к^2-r_к^2}, \qquad (16.1)$$

где $R_к$ — наружный радиус колодца; $p_{гр}$ — давление грунта или раствора тиксотропной глины на рассматриваемой глубине с учетом перегрузки; $r_к$ — внутренний радиус колодца.

Полученное по этой формуле значение $p_{сж}$ сравнивается с расчетным сопротивлением материала стенок колодца на сжатие. По формуле (16.1) можно определить требуемую толщину стенок опускного колодца a, если задаться значением $p_{сж}$:

$$a=r_к\left(\sqrt{\frac{p_{сж}}{p_{сж}-p_{гр}}}-1\right). \qquad (16.2)$$

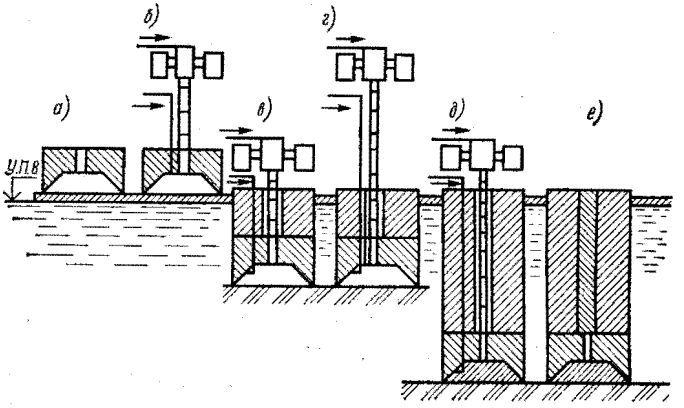


Рис. 16.3. Последовательность возведения кессонного фундамента:

а — изготовление кессонной камеры; *б* — монтаж шахты и шлюзовых аппаратов; *в* — опускание кессона и наращивание кладки; *г* — наращивание шахты; *д, е* — заполнение кессона кладкой и демонтаж оборудования

Если залегание слоев не горизонтальное, то при наличии перекоса колодца в процессе его погружения или одностороннем воздействии сейсмической нагрузки давление грунта на боковую поверхность будет неравномерным и его следует определять с учетом коэффициента неравномерности.

Кессоны также относятся к опускным сооружениям. В отличие от опускного колодца в кессоне отжатие грунтовой воды производится сжатым воздухом. Основной частью кессона является рабочая камера, в которую могут опускаться рабочие и инженерный персонал (рис. 16.3). Давление в рабочей камере повышают по мере погружения кессона в грунт и, таким образом, оно уравновешивает столб грунтовой воды и не пропускает ее в рабочую камеру. Над кессонной рабочей камерой монтируют шахту, сверху которой устанавливают шлюзовой аппарат, предназначенный для постепенного повышения давления до имеющегося в рабочей камере. Пребывание людей в рабочей камере по времени строго лимитировано требованиями техники безопасности, при этом выход из рабочей камеры производится также с постепенным снижением давления. Аварийная ситуация возможна в кессоне при утечке воздуха. Кроме того, длительное пребывание в кессоне способствует развитию так называемой кессонной болезни. Все это значительно усложняет процесс опускания кессона и удорожает работы по устройству кессонных фундаментов. Максимальная глубина погружения кессона равна 35...40 м в связи с ограничением давления в кессонной камере.

С учетом вышеуказанных сложностей кессонные фундаменты применяют при наличии в грунте крупных включений или в случае необходимости опирания фундамента на наклонную поверхность скалы.

§ 16.3. ФУНДАМЕНТЫ ТИПА «СТЕНА В ГРУНТЕ»

Интенсивное освоение подземного пространства больших городов связано с необходимостью внедрения в строительную практику новых прогрессивных способов возведения подземных сооружений. В настоящее время в отечественной практике и за рубежом успешно внедряется новый способ, который условно именуется «стена в грунте». Сущностью этого способа является устройство в грунте траншей, выемок различной в плане конфигурации, устойчивость которых в процессе разработки достигается заполнением глинистыми растворами с тиксотропными свойствами. После разработки в грунте выемок или траншей их заполняют монолитным бетоном, сборными элементами, различного рода смесями глины с цементом, в результате чего формируются несущие, ограждающие конструкции или противофильтрующие завесы. Основные виды конструкций, устраиваемых способом «стена в грунте», приведены на рис. 16.4. По сравнению с обычным возведением фундаментов в открытых котлованах способ «стена в грунте» имеет ряд преимуществ: объем земляных работ уменьшается в 5...6 раз; исключается применение стального шпунта и профильного проката; упрощается выемка грунта между стенками (можно разрабатывать экскаватором, как в карьере).

Стоимость разработки грунта для устройства фундаментов способом «стена в грунте» сокращается более чем на 50% по сравнению со строительством опускного колодца и может вы-

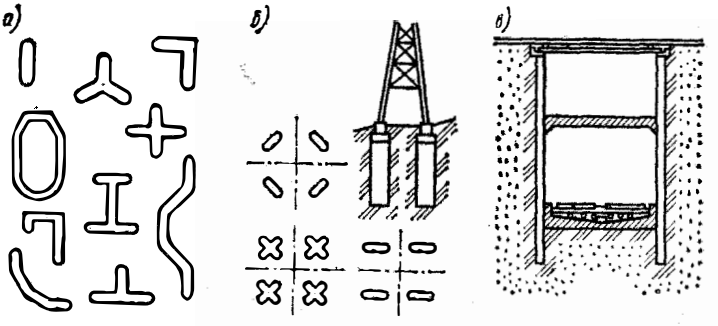


Рис. 16.4. Основные виды конструкций, устраиваемых способом «стена в грунте»:

а — фундаменты под отдельные опоры; *б* — фундаменты опор линий электропередачи; *в* — подземные сооружения

полняться в монолитном, сборно-монолитном и сборном исполнении. При производстве работ по устройству «стены в грунте» в монолитном исполнении в разработанную под глинистым раствором траншею-щель укладывается бетон. При значительных размерах туннелей и больших нагрузках на них все элементы предусматриваются из железобетона. При высоком уровне подземных вод и использовании обмазочных или оклеечных гидроизоляционных покрытий внутри туннеля производится дополнительная отделка. При применении сборных конструкций вместо укладки бетона в траншею устанавливают готовые железобетонные панели сплошного сечения или с пустотами.

Выбор машин и оборудования для устройства траншей диктуется инженерно-геологическими условиями строительства и объемом работ. Широко применяются грейферы с жесткой штангой или их подвешивают к стреле экскаватора. Зачастую используется многоковшовый роторный экскаватор, гидромеханизированные траншеекопатели, установки ударно-штангового бурения. При выполнении больших объемов работ целесообразно применять землеройное оборудование непрерывного действия, отличающееся большой производительностью. Таким оборудованием является машина БМ-0,5/50-2м, оснащенная двумя режущими штангами, она позволяет рыть траншеи глубиной до 50 и шириной 0,5 м. Значительный объем строительных работ выполняется машинами СВД-500Р, позволяющими копать траншеи глубиной 50 и шириной 0,7 м. Эти машины снабжены рабочим органом фрезерного типа и способны разрабатывать слабые и прочные грунты. При выполнении малых объемов земляных работ применяется оборудование циклического действия. К таким машинам относятся двухчелюстной канатный грейфер с цепным устройством и электрогидравлический грейфер с приводом челюстей от гидравлических цилиндров. Они могут копать траншеи глубиной до 30 м и шириной 0,6 ... 0,8 м.

Фундаменты типа «стена в грунте» рассчитывают в большинстве своем как подпорные сооружения. Расчеты выполняют на действие следующих сил: 1) отпорного давления грунта при бетонировании стенок и траншей; 2) бокового давления от веса грунта и временной нагрузки на его поверхность; 3) гидростатического давления грунтовых вод и эксплуатационных нагрузок. При расчете на прочность усилия в ограждающей стене следует определять как для конструкций, взаимодействующих с упругопластическим основанием (по методу Б. Н. Жемочкина).

Вопросы для самопроверки

1. Каковы особенности фундаментов глубокого заложения?
2. Что из себя представляют сваи-оболочки?

3. Как устраивают фундаменты из опускных колодцев?
4. Как подразделяются опускные колодцы по форме в плане, материалу и продольному сечению?
5. Из каких сборных элементов могут изготовляться опускные колодцы?
6. Каковы особенности устройства кессонных фундаментов?
7. Как выполняется фундамент типа «стена в грунте»?

§ 16.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать в самом начале изложения темы. Как можно выйти из положения в том случае, когда нагрузку от сооружения необходимо передать только на несжимаемые грунты (скальные породы, гравелистый грунт и т. д.), а они находятся на глубине 30...40 м? Или, представим себе, необходимо построить насосную станцию диаметром 30...40 м с глубиной заложения 40...50 м? Несмотря на трудности ответа на этот вопрос, нужно с участием обучающихся, с помощью наводящих вопросов прийти к выводу о необходимости проектирования фундаментов с большой глубиной заложения. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

При рассмотрении вопроса погружения опускного колодца в грунт проблемная ситуация вполне очевидна. Ведь если погружать опускной колодец только под действием собственного веса, то придется устраивать стенки колодца очень большой толщины (до 3 м и более), что очень невыгодно. Каков может быть выход? Надо направить мысли обучающихся, увеличивая их активность, к тому, что, видимо, с помощью каких-то смазок можно уменьшить силы трения по боковой поверхности опускного колодца. Так возникла идея о применении тиксотропного раствора, что и будет ответом на поставленный вопрос.

Технические средства обучения можно рекомендовать как способствующие повышению наглядности изложения, так как материал настоящей главы имеет, в основном, описательный характер. Используя раздаточный материал и кодоскоп, для усиления зрительного представления можно показать обучающимся пример конструкции оболочки, конструкцию массивного железобетонного колодца, применение гидромеханизации грунта в кессоне. Ради экономии времени вычерчивание рис. 16.1, 16.2, 16.3, 16.4 можно производить также с помощью кодоскопа. Рекомендуется использование учебных кинофильмов по методам возведения опускных колодцев.

Межпредметные и внутрипредметные связи можно рекомендовать следующие.

Рассказывая об устройстве стыка оболочки со скальным грунтом и заполнении ее бетоном методом подводного бетонирования, надо совместно с обучающимися освежить в памяти этот метод из курса технологии строительного производства.

Рассматривая формы опускных колодцев в плане и отдавая предпочтение круглой форме, уместно остановиться на истоках такого вывода, используя значения обучающихся из курса сопротивления материалов.

Излагая погружение опускного колодца в тиксотропной рубашке, необходимо остановиться на основных свойствах глинистых тиксотропных растворов, используя при этом знания обучающихся из механики грунтов.

При рассмотрении расчета опускного колодца и необходимости проверки его на всплытие полезно наглядно продемонстрировать закон Архимеда в действии.

Учитывая, что для возведения фундаментов глубокого заложения применяются различные машины и механизмы (вибропогружатели, грейферы, гидроэлеваторы, роторные экскаваторы и т. д.), полезно напомнить из курса строительных машин их основные характеристики.

Профессиональная и воспитательная направленность материала, значимость настоящей главы следует подчеркнуть особо. Во-первых, применение свай-оболочек позволило решить ряд проблем в мостостроении и значительно ограничить применение кессонных фундаментов, погружение которых затруднительно в связи с ограничениями по технике безопасности. Во-вторых, применение опускных колодцев во многих случаях является наиболее рациональным и почти единственным решением (например, при устройстве насосных станций, очистных сооружений и т. д.). В-третьих, в условиях интенсивного развития городов вопрос о строительстве подземных помещений (подземных переходов, подземных гаражей и т. д.) стоит очень остро, поэтому применение фундамента «стена в грунте» является весьма перспективным и рациональным решением.

При изложении материала необходимо учесть его воспитательную направленность. Следует особо отметить роль советских ученых — проф. К. С. Силина (внедрение свай-оболочек), Б. П. Татарникова (разработка вибропогружателей сваи и колодцев-оболочек), М. И. Смородинова (фундаменты типа «стена в грунте»). Следует также отметить, что проф. К. С. Силиным при сооружении речных опор мостов в Китайской Народной Республике впервые были применены оболочки больших диаметров (более 5 м). В результате широкого внедрения сборных оболочек-колодцев построены опоры мостов через р. Волгу, Северную Двину, Днепр, Неву и др.

Все эти факты имеют громадное воспитательное значение. Такой стремительный рост науки, интенсивное внедрение прогрессивных технологий являются особенностями и преимуществами социалистического строя. При этом результативность от внедрения новшеств ощущается не только в нашей стране, но и за рубежом и прежде всего в социалистических странах.

Глава 17

ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

К структурно-неустойчивым относятся такие грунты, которые при добавочных внешних воздействиях коренным образом изменяют свою структуру и обусловливают развитие значительных осадок, протекающих с большей скоростью. Нарушение структуры происходит при физических и механических воздействиях. К основным физическим воздействиям относятся увлажнение грунтов, их промерзание и оттаивание, суффозия и выветривание. Механические воздействия обусловливаются передачей внешней нагрузки, динамическими импульсами, перемятием грунтов.

Структурно-неустойчивые грунты — слабые сильносжимаемые глинистые, лёссовые просадочные, набухающие и вечномерзлые грунты. Использование этих грунтов в качестве оснований зданий и сооружений рассматривается с учетом условий возможного нарушения их природной структуры и развития просадки. На этой основе разрабатываются соответствующие мероприятия по обеспечению устойчивости зданий и сооружений.

§ 17.1. ФУНДАМЕНТЫ НА СИЛЬНОСЖИМАЕМЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Значительную часть территории нашей страны занимают строительные площадки, сложенные слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами со степенью влажности $S_r \geqslant 0{,}8$ и модулем общей деформации $E < 5{,}0$ МПа в интервале давлений 0,05 ... 0,3 МПа. По структуре, литологическому составу и текстурным признакам к таким грунтам относятся ленточные глины, морские и пресноводные илы, водонасыщенные лёссовые грунты. К слабым грунтам можно отнести и заторфованные, которые наряду со специфическими особенностями имеют показатели прочностных и деформационных свойств, близкие к показателям слабых глинистых грунтов. Слабые водонасыщенные глинистые грунты обладают следующими физико-механическими свойствами, обусловливающими выделение их в отдельную группу.

1. Слабые водонасыщенные глинистые грунты обладают большой и неравномерной сжимаемостью. Здания и сооружения на таких грунтах претерпевают большие осадки, в отдельных случаях до 1,5 ... 2 м, что приводит здания к непригодности для эксплуатации.

2. Процесс уплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов происходит в течение длительного времени. Поэтому

осадки зданий развиваются очень медленно, особенно в тех случаях, когда основания сложены большими толщами водонасыщенных глинистых грунтов. Происходит это ввиду низкой водопроницаемости этих грунтов и медленного отжатия поровой воды в процессе уплотнения под воздействием внешней нагрузки. Наблюдения за осадками показывают, что в зданиях наблюдаются изгибы кирпичной кладки, прогибы металлических и железобетонных конструкций и т. д.

3. Слабые водонасыщенные глинистые грунты имеют низкую прочность. Определенные по методике быстрого сдвига угол внутреннего трения и удельное сцепление соответственно составляют 4 ... 10° и 0,006 ... 0,025 МПа. Поэтому на таких грунтах чрезвычайно сложно обеспечить устойчивость зданий и сооружений, особенно с эксцентричным приложением внешней нагрузки (дымовые трубы, опоры линии передач и др.).

4. Структурные свойства слабых водонасыщенных глинистых грунтов характеризуются, как правило, неустойчивостью и низкой «структурной прочностью сжатия». Структурная неустойчивость особенно характерна для илов, заторфованных грунтов и слабых ленточных водно-ледниковых отложений. Илистые грунты резко изменяют свои прочностные и деформационные свойства при нарушении природной структуры без изменения влажности, что говорит о существенном влиянии структурной прочности на механические свойства грунтов. На таких грунтах нельзя возводить фундаменты обычным способом. Приходится устраивать песчаную подушку, с помощью которой уменьшают интенсивность давления от фундамента и плавно распределяют его по кровле слабых грунтов. Кроме того, устройство песчаной подушки позволяет уменьшить образование зон сдвигов, обусловливает фильтрацию воды вверх и тем самым уменьшает гидродинамическое давление, распространяющееся от подошвы фундамента в стороны. Эффективность этого способа увеличивается еще больше, если под подушкой устраиваются вертикальные песчаные дрены.

Значительные деформации характерны и для оснований, сложенных заторфованными грунтами, особенно с сильноразложившимися органическими остатками. Их обычно прорезают сваями или устраивают фундаменты глубокого заложения. При строительстве на таких грунтах легких зданий стремятся уменьшить давление по подошве фундамента с помощью сплошной монолитной железобетонной плиты или другими способами. Применим здесь и способ устройства плавающих фундаментов. В этом случае вес извлекаемого грунта равен весу строящегося здания или сооружения. Однако следует иметь в виду, что при этом способе будет происходить разуплотнение грунтов и, как следствие, возникнут осадки разуплотнения.

При использовании слабых грунтов в качестве оснований

следует принимать все меры к тому, чтобы сохранить в период эксплуатации напряженное состояние, возникающее после приложения нагрузок и тем самым исключить дополнительные осадки. Изменения напряженного состояния могут произойти при строительстве новых сооружений рядом с существующими и выполнении подсыпок территорий, особенно при понижении уровня подземных вод. Изменение напряженного состояния обусловливает в свайных фундаментах развитие отрицательного трения и появление дополнительных осадок.

При строительстве зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах предусматривают комплекс мероприятий, обеспечивающих устойчивость конструкций в период строительства и эксплуатации.

1. Сооружению в целом или отдельным его частям придают строительный подъем, т. е. сооружение возводят выше ожидаемой осадки. Особенно это необходимо в том случае, когда сооружение состоит из неодинаково загруженных частей, дающих разные осадки.

2. Увеличение гибкости сооружения для того, чтобы гибкая его подземная часть следовала за осадкой основания и в конструкциях не возникали дополнительные усилия (устройство разрезных, статически определимых конструкций, разрезка наиболее жестких частей здания на отдельные блоки и т. д.).

3. Придание конструкциям сооружений добавочной прочности для восприятия дополнительных усилий при развитии неравномерных осадок: в стенах укладывают арматуру для повышения сопротивления растягивающим усилиям, устраивают монолитные железобетонные пояса по периметру наружных и внутренних стен.

4. Применение фундаментов, выравнивающих осадки оснований, в виде перекрестных лент или сплошной железобетонной плиты, устройство многоэтажных зданий с несущими поперечными стенами и др.

5. Особые конструктивные решения: устройство зданий простой конструкции в плане, проектирование габаритных размеров конструкций с учетом возможной рихтовки подкрановых путей, направляющих лифтов, устройство отверстий для вводов в здание и выводов из него с учетом возможной осадки в период эксплуатации и т. д.

Выбор этих мероприятий определяется инженерно-геологическими особенностями слабых грунтов, классом проектируемых зданий. Окончательное решение принимается на основе технико-экономического сравнения рассматриваемых вариантов.

§ 17.2. ФУНДАМЕНТЫ НА ЛЁССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Лёссовые просадочные грунты занимают в нашей стране большие территории Украины, Среднего и Нижнего Поволжья,

Западной Сибири, Средней Азии и других районов. Основной особенностью лёссовых просадочных грунтов является их способность в напряженном состоянии при замачивании давать дополнительные осадки, называемые просадками. С учетом этих особенностей лёссовые просадочные грунты относятся к структурно-неустойчивым.

Основными особенностями лёссовых просадочных грунтов являются: макропористость, т. е. видимая невооруженным глазом пористость (общая пористость их, как правило, составляет 45 ... 50%); незначительная влажность — чаще всего лёссовые просадочные грунты являются маловлажными грунтами со степенью влажности $S_r=0{,}4 \ldots 0{,}5$, поэтому помещенный в воду лёссовый грунт быстро размокает, превращаясь в суспензию, состоящую из воды и частиц грунта; зерновой состав — лёссовые просадочные грунты можно отнести к пылеватым супесям и суглинкам (содержание пылеватых частиц составляет 60 ... ... 75%); столбчатая отдельность — при естественной влажности лёссовые просадочные грунты хорошо держат вертикальный откос (до 10 м), при увлажнении он обрушается.

Просадка лёссовых просадочных грунтов рассматривается как быстро протекающая во времени осадка, сопровождающаяся резким изменением структуры грунтов. При увлажнении таких грунтов происходит размягчение и частичное растворение жестких кристаллизационных связей, проявляется расклинивающее действие пленок воды, резко уменьшается прочность водно-коллоидных связей.

Основными критериями просадочных грунтов являются: относительная просадочность ε_{sl}, начальное просадочное давление p_{sl}, начальная просадочная влажность w_{sl}.

Относительная просадочность ε_{sl} определяется по результатам компрессионных испытаний в условиях полного водонасыщения грунта (замачивания) и при определенном давлении по формуле

$$\varepsilon_{sl}=(h_{\text{пр}}-h_{satp})/h_{\text{пр}}, \qquad (17.1)$$

где $h_{\text{пр}}$ — высота образца при природной влажности ($w=w_{sat}$), обжатого давлением от внешней нагрузки и собственного веса грунта ($p=\sigma_{zp}+\sigma_{zq}$) при испытании в условиях невозможности бокового расширения и расчете просадки грунта в верхней зоне; при определении ее в нижней зоне дополнительно учитывается нагрузка от сил негативного трения; h_{satp} — высота того же образца грунта после пропуска через него воды с сохранением заданного давления; h_{nq} — высота того же образца грунта, обжатого природным давлением при естественной влажности в условиях невозможности бокового расширения.

Грунт считается просадочным, если $\varepsilon_{sl}\geqslant 0{,}01$.

Начальное просадочное давление p_{sl} представляет собой минимальное давление, при котором начинает проявляться просадка при полном водонасыщении грунта. Начальное просадочное давление при лабораторном испытании грунта определяется по давлению, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{sl}=0{,}01$. Для этого строят графики ($\varepsilon_{sl}=f(p)$) по данным компрессионных испытаний и определяют p_{sl} (рис. 17.1). При полевых испытаниях штампами водонасыщенных грунтов p_{sl} определяется давлением, равным пределу пропорциональности графиков «нагрузка—осадка». Начальное просадочное давление может определяться на основе опытного замачивания котлована с замером вертикальных перемещений грунтов с помощью глубинных марок. Такой опыт позволяет установить глубину, с которой наблюдается просадка под действием собственного веса. Это давление и будет начальным просадочным давлением.

Проведение такого эксперимента позволяет определить тип грунтовых условий по просадочности: I тип — грунтовые условия, в которых возникает, в основном, просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса грунта не превышает 5 см; II тип — грунтовые условия, в которых кроме просадки от внешней нагрузки возможна просадка от собственного веса грунта более 5 см. Тип грунтовых условий можно определить

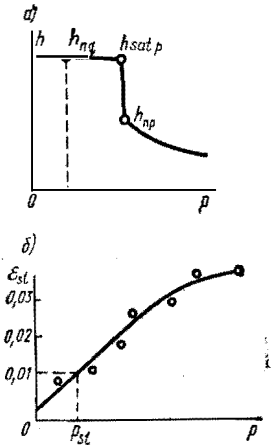


Рис. 17.1. Определение величины начального просадочного давления:

а — изменение высоты образца *h* в условиях компрессионных испытаний; *б* — изменение величины относительной просадочности

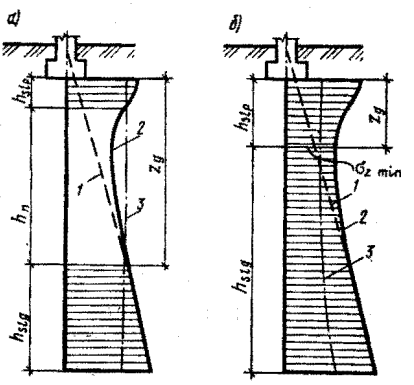


Рис. 17.2. Некоторые схемы к расчету просадок основания:

а — верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются и имеется нейтральная зона; *б* — верхняя и нижняя зоны просадки сливаются; *1* — вертикальные давления от собственного веса грунта; *2* — суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта; *3* — изменение с глубиной начального просадочного давления

также на основе лабораторных испытаний в компрессионных приборах с замачиванием грунта и последующего расчета просадки от собственного веса по формуле (17.3).

Начальная просадочная влажность w_{sl} рассматривается как минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Проектирование фундаментов производится в два этапа: 1) определение размеров фундаментов из условий расчета по деформациям; 2) назначение мероприятий, исключающих вредное влияние возможных просадок на устойчивость зданий и сооружений.

Общая схема определения размеров фундаментов на просадочных грунтах в открытых котлованах не отличается от общепринятой методики расчета фундаментов на обычных грунтах. В то же время определение некоторых расчетных величин имеет свои специфические особенности.

При применении комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий расчетное сопротивление определяется по значению углов внутреннего трения и удельного сцепления, определенных в условиях полного водонасыщения грунта.

Суммарная вертикальная деформация s складывается из двух величин:

$$s = s_0 + s_{sl}, \tag{17.2}$$

где s_0 — осадка основания фундамента, определяемая как для обычных непросадочных грунтов; s_{sl} — просадка грунта от нагрузки фундаментов и собственного веса грунтов при замачивании,

$$s_{sl} = \sum_{1}^{n} \varepsilon_{sli} h_i k_{sli}, \tag{17.3}$$

где ε_{sli} — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта по формуле (17.1); h_i — толщина i-го слоя грунта; n — число слоев, на которое разбивается зона просадки h_{sl} (рис. 17.2). Она определяется толщиной верхней зоны просадки при расчете просадки от внешней нагрузки или толщине нижней зоны при определении просадки грунта от собственного веса; k_{sli} — коэффициент, равный единице для фундаментов шириной 12 м и более. При ширине фундамента $b \leqslant 3$ м его значение определяется по формуле

$$k_{sli} = 0{,}5 + 1{,}5 \frac{p - p_{sli}}{p_0}, \tag{17.4}$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента, кПа; p_{sli} — начальное просадочное давление, МПа; p_0 — давление, равное 0,10 МПа.

При промежуточных значениях ширины подошвы фундамента (3 м$<b<$12 м) значение коэффициента k_{sli} определяется по интерполяции. Суммирование просадки по формуле (17.3) производится в пределах просадки зоны. По рекомендациям СНиПа можно определить просадку грунтов при неполном водонасыщении и замачивании части основания под фундаментом. Эти расчеты имеют сравнительно невысокую точность, поэтому чаще всего просадка основания рассчитывается при полном замачивании грунтов основания.

К основным видам мероприятий, исключающих влияние возможных просадок на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений, относятся: уплотнение или закрепление грунтов для устранения просадочных свойств в пределах всей деформируемой зоны или ее части; прорезка фундаментами просадочной толщи грунтов; конструктивные и водозащитные мероприятия как комплекс, обеспечивающий частичное устранение вреднего влияния просадочных свойств грунтов.

Рассмотрим каждый из указанных видов мероприятий.

Устранение просадочных свойств грунтов производится в пределах деформируемой зоны или всей просадочной толщи. В первом случае устранение просадочных свойств выполняется следующими методами: 1) уплотнением грунтов тяжелыми трамбовками толщиной слоя 2 ... 3 м. Основным показателем, характеризующим степень уплотнения грунта, является удельный вес сухого грунта. Его значение на нижней границе уплотненной зоны должно быть $\gamma_d \geqslant 1600$ кг/м^3. Уплотненный слой одновременно играет роль маловодопроницаемого экрана и тем самым препятствует замачиванию нижележащих толщ просадочного грунта. Кроме того, повышение плотности обусловливает увеличение прочностных характеристик и снижение сжимаемости при последующем водонасыщении; 2) устройством грунтовой подушки — просадочный грунт в пределах всей или части деформируемой зоны заменяется уплотненным глинистым грунтом. Применяется этот метод в тех случаях, когда уплотнение тяжелыми трамбовками невозможно (при степени влажности грунтов более 0,7 требуемая толщина уплотненного слоя более 3 ... 4 м и т. д.); 3) методом вытрамбовывания котлованов. Основной особенностью фундаментов является устройство их в уплотненном грунте (ниже дна котлована и по боковым стенкам). Уплотнение грунта достигается путем сбрасывания трамбовки с высоты 3 ... 8 м в одно и то же место. Трамбовка имеет форму будущего фундамента. Вытрамбовывание котлованов осуществляется с помощью кранов-экскаваторов, тракторов с навесным оборудованием, состоящим из направляющей штанги, сборной каретки и трамбовки. Вытрамбованный котлован заполняется враспор монолитным бетоном или в него устанавливается сборный бетонный блок, имеющий

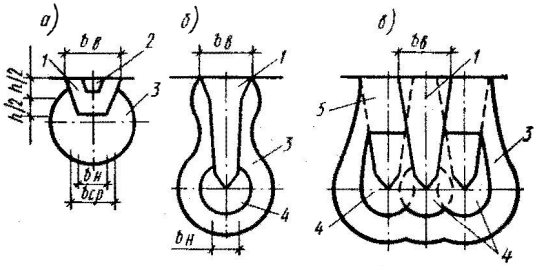


Рис. 17.3. Фундаменты в вытрамбованных котлованах:

а — без уширенного основания; *б* — с уширенным основанием; *в* — с несущим слоем; *1* — фундамент; *2* — стакан для установки колонны; *3* — уплотненная зона; *4* — втрамбованный жесткий грунтовый материал; *5* — котлованы для создания уширенного основания

размеры трамбовки. После установки блока его забивают до проектного положения.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах подразделяются на следующие виды в зависимости от способов повышения несущей способности по грунту: 1) без уширенного основания — выполняются без втрамбовывания в дне котлована жесткого грунтового материала (рис. 17.3); 2) с уширенным основанием — устраивается путем втрамбовывания в нижнюю часть котлована жесткого грунтового материала в виде щебня или гравия, песчано-гравийной смеси, крупного песка и т. д.; 3) с несущим слоем — выполняется вытрамбовыванием нескольких котлованов (двух—четырех) с заполнением жестким материалом и уплотнением его трамбовкой; между ними вытрамбовывается еще котлован под фундамент с уширенным основанием.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах рекомендуется применять в просадочных лёссовых грунтах, различных глинистых, насыпных грунтах с числом пластичности $I_p \geqslant 3$, удельным весом в сухом состоянии $\gamma_d \leqslant 1{,}7$ кг/м^3 и степенью влажности $S_r \leqslant 0{,}75$. Возможно также применение фундаментов в вытрамбованных котлованах в плотных глинистых грунтах с $\gamma_d \geqslant 1{,}7$ г/м^3, водонасыщенных глинистых и песчаных грунтах с $S_r \geqslant 0{,}8$. На грунтах со II типом по просадочности такие фундаменты можно устраивать при соблюдении следующего условия: суммарная просадка грунта от действия собственного веса и осадки фундамента от внешней нагрузки не должна превышать предельно допустимых значений для данного типа здания или сооружения.

Ликвидация просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи производится: глубинным уплотнением грунтовыми сваями — путем пробивки скважин с созданием вокруг них уплотненных зон с последующим заполнением их грунтом и тщательным уплотнением (см. гл. 15); предварительным замачиванием просадочных грунтов с применением подводных взрывов. Для этого снимается слой растительного грунта, на дно выемки укладывается песчаный слой для исключения заиливания грунта, обваловывается выемка и заливается водой. После замачивания просадочной толщи производят взрывы и

уплотняют грунт; химическим или термическим закреплением грунта (см. гл. 15).

Прорезка просадочных грунтов осуществляется: устройством свайных фундаментов (забивных, набивных, буронабивных и т. д.); устройством столбов, лент из закрепленного термическим, химическим и другим способом грунта; прорезкой фундаментом.

Водозащитные и конструктивные мероприятия в комплексе с уплотнением или закреплением грунтов деформируемой зоны применяются, в основном, на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности.

Водозащитные мероприятия применяются с целью снижения вероятности замачивания грунтов, контроля за состоянием сетей, несущих воду, обеспечения возможности предотвращения источников замачивания грунтов и т. д. К ним относятся соответствующая компоновка генеральных планов, устройство маловодопроницаемых экранов, качественных отмосток вокруг зданий, прокладка коммуникаций с исключением возможной утечки из них воды и т. д.

Конструктивные мероприятия, как правило, назначаются по результатам расчета конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки грунтов. Они подразделяются на три основные группы: 1) направленные на повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений; 2) предусматривающие увеличение податливости зданий за счет применения гибких податливых конструкций; 3) обеспечивающие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках основания (рихтовка подкрановых путей, поднятие колонн домкратами и т. д.). Выбор этих мероприятий производится на основе технико-экономического анализа в зависимости от конструкций зданий, грунтовых условий и т. д.

§ 17.3. ФУНДАМЕНТЫ НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

Ряд глинистых грунтов, содержащих значительное количество частиц глинистого минерала монтмориллонита, изменяет свой объем с изменением влажности. Происходит это потому, что вода адсорбируется на поверхности минеральных частиц в виде гидратных оболочек и при незначительных расстояниях между частицами раздвигает их до полного насыщения образца водой. Одновременно состоящие из монтмориллонита глинистые частицы впитывают в себя воду вследствие увеличения расстояния между пакетами молекул. Этому процессу препятствуют силы сцепления между глинистыми частицами и их агрегатами и действующее напряжение.

При определенном напряжении набухания глинистого грунта не происходит. Минимальное напряжение, при котором отсутст-

вует набухание, называется давлением набухания. Для оценки степени набухаемости глинистых грунтов проводятся компрессионные испытания с замачиванием. По результатам опытов определяется относительное набухание грунта

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n} \qquad (17.5)$$

где h_{sat} — высота образца после замачивания при давлении σ_{ztl}; h_n — высота образца грунта природной плотности и влажности, обжатого в условиях невозможности бокового расширения под давлением p, определяемым как суммарное вертикальное напряжение

$$\sigma_{ztl} = \sigma_{zp} + \sigma_{zq} + \sigma_{zad}, \qquad (17.6)$$

где σ_{zp} — вертикальное давление от нагрузки фундамента; σ_{zq} — вертикальное давление от собственного веса грунта; σ_{zad} — дополнительное вертикальное давление, обусловленное весом неувлажненной части массива грунта за пределами замачивания и определяемого по формуле

$$\sigma_{zad} = k_q \gamma (d + z). \qquad (17.7)$$

Значение коэффициента k_q определяют по СНиП 2.02.01—83.

При изменении водно-теплового режима и экранизации поверхности относительное набухание определяют по соответствующей формуле СНиПа.

Высота поднятия основания при набухании грунта (рис. 17.4)

$$h_{sw} = \sum_{1}^{n} \varepsilon_{swi} h_i k_{swi}, \qquad (17.8)$$

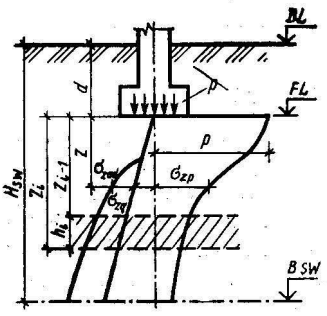


Рис. 17.4. Расчетная схема для определения подъема основания при набухании грунта:

DL — отметка планировки; *FL* — отметка подошвы фундамента; *BSW* — нижняя граница зоны набухания

где ε_{swi} — относительное набухание i-го слоя грунта; h_i — толщина i-го слоя грунта; k_{swi} — коэффициенты, принимаемые по СНиПу; n — число слоев, на которое разбивается зона набухания грунта.

Следует иметь в виду, что набухающие грунты при высыхании дают значительную усадку, сопровождающуюся значительными деформациями основания зданий и сооружений.

Относительная линейная усадка грунта при его высыхании

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \qquad (17.9)$$

где h_n — высота образца грунта наи-

большей влажности при обжатии суммарным вертикальным напряжением в условиях невозможности бокового расширения; h_d — высота образца при тех же условиях после высыхания и уменьшения влажности.

Осадка основания фундаментов за счет высыхания набухающего грунта определяется следующим образом:

$$s_{sh} = \sum_{1}^{n} \varepsilon_{shi} h_i k_{sh}, \qquad (17.10)$$

где ε_{shi} — относительная линейная усадка грунта; h_i — толщина i-го слоя грунта; k_{sh} — коэффициент, равный 1,3; n — число слоев в пределах зоны усадки грунта. Ее граница определяется экспериментальным путем или равна 5 м.

Полученные неравномерности поднятия фундаментов алгебраически суммируются с значениями неравномерных осадок. Если суммарные неравномерности превышают предельно допустимые значения деформаций, установленные нормами, то применяют следующие мероприятия против возможного замачивания грунтов основания: по уменьшению чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам; по снижению деформаций, обусловленных набуханием грунтов основания.

Для исключения замачивания грунтов предусматривают водозащитные мероприятия, аналогичные при устройстве фундаментов на лёссовых просадочных грунтах (исключение увлажнения грунтов в процессе строительства, применение слабофильтрующих грунтов для засыпки пазух фундаментов и т. д.). Сложность применения мероприятий по уменьшению чувствительности конструкций и неравномерных деформаций заключается в том, что набухание грунтов основания чаще всего происходит локально. В связи с этим полы первых этажей зданий устраивают по перекрытиям. Иногда применяют предварительное замачивание набухающих грунтов, однако процесс проникновения влаги в грунт протекает очень медленно. Если давление набухания невелико, возможна замена грунтов основания ненабухающим грунтом. Иногда применяют компенсирующие песчаные подушки, которые уменьшают неравномерности набухания грунтов и обеспечивают устойчивость грунтов основания. Возможна прорезка фундаментами набухающих грунтов, но такой способ не предотвращает воздействие набухающих грунтов на них, а также на полы и конструкции зданий, расположенных на поверхности грунта. Указанные мероприятия применяются, как правило, в комплексе на основе технико-экономических соображений с учетом особенностей набухающих грунтов, конструкции здания или сооружения.

§ 17.4. ФУНДАМЕНТЫ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Вечномерзлые и мерзлые грунты занимают в нашей стране около 49% территории. Проектирование фундаментов на вечномерзлых грунтах сопряжено с определенными трудностями, так как эти грунты являются структурно-неустойчивыми. Строительство зданий и сооружений на них без применения специальных мероприятий может привести к недопустимым деформациям ввиду потери их устойчивости при передаче положительной температуры.

К мерзлым относятся грунты с отрицательной температурой и содержанием части поровой воды в замерзшем состоянии. Вечномерзлыми называются такие грунты, которые находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет. Во многих районах нашей страны грунты, расположенные близко к уровню поверхности, замерзают зимой и оттаивают летом. Такой слой называется деятельным слоем сезонного промерзания и оттаивания. Деятельный слой может сливаться с вечномерзлым грунтом (сливающийся слой) и не сливаться (несливающийся слой), когда верхний грунт не промерзает до границы вечномерзлого грунта.

1. Текстура и состояние вечномерзлых грунтов. Текстура мерзлых и вечномерзлых грунтов может быть слитной, слоистой и ячеистой.

Грунты слитной текстуры характеризуются преимущественным сооружением льда-цемента без крупных включений (рис. 17.5,*а*), что чаще всего бывает у крупнообломочных, гравелистых и песчаных (кроме пылеватых) грунтов. Слоистая текстура (рис. 17.5,*б*) имеет место у верхних слоев вечномерзлых грунтов и образуется при одностороннем промерзании увлажненных грунтов и миграции воды. Она характерна для глинистых грунтов и пылеватых песков. Ячеистая (сетчатая) текстура (рис. 17.5,*в*) характерна для верхней части сильно обводненного деятельного слоя грунта и образуется в результате промерзания увлажненных глинистых грунтов в свободном подтоке воды.

По состоянию в природных условиях вечномерзлые грунты подразделяются на твердомерзлые, пластично-мерзлые и сыпучемерзлые.

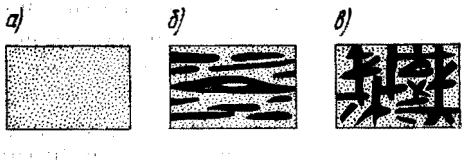


Рис. 17.5. Основные виды текстуры мерзлых грунтов:
а — слитная; *б* — слоистая; *в* — ячеистая (сетчатая)

Твердомерзлые грунты практически не сжимаемы ($E>100$ МПа) и прочно сцементированы льдом. Температура их в незасоленном состоянии колеблется от —0,1 (пески) до —1,5 °С (глины). *Пластично-мерз-*

лые грунты обладают вязкими свойствами, большей сжимаемостью ($E<100$ МПа) и также сцементированы льдом. Температура у таких грунтов выше, чем у твердомерзлых. *Сыпучемерзлые* грунты не сцементированы льдом и имеют отрицательную температуру. К ним относятся крупнообломочные, гравелистые и песчаные грунты с суммарной влажностью $w_c \leqslant 0{,}03$.

2. Физико-механические свойства вечномерзлых грунтов. Опыты на вечномерзлых грунтах свидетельствуют о том, что в них содержится определенное количество незамерзшей воды. Чем мелкодисперснее грунт, тем больше при данной температуре содержится незамерзшей воды. При этом с понижением температуры количество незамерзшей воды уменьшается. Однако даже при температуре $-20°$ и ниже незначительное количество воды находится в незамерзшем состоянии. Наличие даже небольшого количества незамерзшей воды существенно влияет на механические свойства вечномерзлых грунтов.

При промерзании глинистых грунтов, пылеватых и мелкозернистых песков увеличивается их объем и возникает морозное пучение. Это объясняется частично увеличением объема воды, содержащейся в грунте, и, самое главное, увеличением объема грунта в связи с резким возрастанием влажности, обусловленной притоком воды из нижележащих слоев грунта (миграция влаги). Так как мерзлый грунт является четырехкомпонентной системой, то для оценки его состояния необходимо определить опытным путем удельный вес мерзлого грунта γ, удельный вес частиц грунта γ_s, суммарную весовую влажность мерзлого грунта w_c, количество (весовое содержание) незамерзшей воды $w_н$.

Суммарная влажность определяется как сумма влажности за счет включений льда $w_в$ и влажности между включениями льда $w_{гр}$. В свою очередь влажность между включениями льда $w_{гр}$ складывается из влажностей, обусловленных наличием льда-цемента $w_ц$ и незамерзшей воды:

$$w_c = w_в + w_{гр} = w_в + w_ц + w_н. \tag{17.11}$$

Важной характеристикой является относительная льдистость мерзлого грунта, которая представляет собой отношение массы льда и льда-цемента к общей массе всех видов воды:

$$i = \frac{w_л + w_ц}{w_c} = \frac{w_c - w_н}{w_c}. \tag{17.12}$$

Для расчетов используются также характеристики:

объемная льдистость мерзлого грунта $Л_в$, равная отношению объема включений льда к объему мерзлого грунта:

$$Л_в = \frac{\gamma_s w_в}{\rho_л + \gamma_s (w_c - 0{,}1 w_н)}, \tag{17.13}$$

где $\rho_л$ — плотность льда;

суммарная объемная льдистость мерзлого грунта $Л_с$, определяемая отношением объема всех видов льда к объему мерзлого грунта:

$$Л_с = \frac{\gamma(w_с - w_н)}{\rho_л(1 + w_с)}. \quad (17.14)$$

Степень заполнения пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой можно определить по формуле

$$S_r = \frac{(1,1w_ц + w_н)\gamma_s}{e_м\gamma_w}, \quad (17.15)$$

где $e_м$ — коэффициент пористости мерзлого грунта; γ_w — удельный вес воды.

При проектировании фундаментов необходимо исходить из длительной прочности мерзлого грунта, которая зависит от температуры, льдистости и продолжительности действия нагрузки. Учесть все эти факторы очень сложно, так как температура верхнего слоя вечномерзлого грунта является переменной и с глубиной понижается.

Для оценки деформируемости вечномерзлых грунтов при оттаивании опыты проводятся в одометре конструкции Н. А. Цытовича, позволяющего после затухания деформаций вечномерзлого грунта произвести подогрев штампа до полного оттаивания образца. По опытным данным строится кривая относительных деформаций $\delta = f(p)$ (рис. 17.6). По графику определяется коэффициент оттаивания

$$\delta_{отт} = \frac{h_м - h_т}{h_м}, \quad (17.16)$$

где $h_м$ и $h_т$ — высота образца грунта, находящегося соответственно в мерзлом и талом состояниях.

Испытания проводят при различных нагрузках на образец. Это позволяет построить график изменения $\delta_{отт}$ от внешнего давления, который описывается выражением

$$\delta_{отт} = A_0 + a_{отт}p, \quad (17.17)$$

где A_0 — коэффициент оттаивания грунта; $a_{отт}$ — коэффициент относительной сжимаемости при оттаивании.

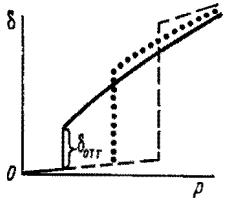


Рис. 17.6. График испытания грунтов на оттаивание

3. Характеристика основных процессов в вечномерзлых грунтах. Рассмотрим основные процессы, происходящие в деятельном слое и слое вечномерзлого грунта: изменения (колебания) температуры, промерзание и оттаивание грунтов, морозное пучение, миграция влаги и перемещение ее под воздействием гидравлического градиента, образование на-

ледей и морозобойных трещин, солифлюкация (сползание по склонам) и поверхностные оползни.

Наибольшие колебания температуры испытывает самый верхний слой грунта, расположенный у земной поверхности. С глубиной колебания температуры уменьшаются, и на некоторой границе температура становится практически постоянной (граница нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры).

Морозное пучение оказывает существенное влияние на конструкции фундаментов и может поднимать их вверх зимой при промерзании грунтов. Эти силы могут достигать больших величин и превышать действующую вертикальную нагрузку, особенно у малонагруженных зданий. Под действием гидравлического градиента происходит перемещение влаги, это свойственно надмерзлотным (над слоем вечной мерзлоты в хорошо фильтрующих грунтах), межмерзлотным (располагаются между двумя слоями вечномерзлого грунта) и подмерзлотным грунтовым водам (под слоем вечномерзлого грунта).

Грунтовые наледи образуются в результате выхода грунтовых вод на поверхность через трещины в грунте, а также в местах выхода межмерзлотных и подмерзлотных грунтовых вод. Морозобойные трещины образуются в результате изгиба верхнего промерзшего слоя, так как в верхней части мерзлый грунт под влиянием отрицательной температуры сжимается больше, чем у границы промерзания. Морозобойные трещины оказывают неблагоприятное воздействие на трубопроводы, подземные кабели и др.

Солифлюкация (сползание грунта по склонам) происходит в пучинистых грунтах в результате поднятия частиц грунта при промерзании и отдельных частиц при оттаивании. Это приводит к смещению частиц грунта по склону или откосу. При большой крутизне откосов (1 : 1,5 или 1 : 2) весной могут произойти поверхностные оползни.

Для слоев вечномерзлого грунта характерны следующие процессы: колебания отрицательных температур в верхней части слоя до границы нулевых амплитуд сезонных колебаний, образование морозобойных трещин и клиньев льда, образование термокарстовых просадок, оттаивание вечномерзлого слоя при колебаниях температурного режима на поверхности земли.

Морозобойные трещины способствуют образованию и росту клиньев льда в результате проникновения малых вод весной по морозобойным трещинам и последующего замерзания.

Термокарст обусловливается наличием в верхней части вечномерзлого грунта прослоек и клиньев льда. Даже незначительное улучшение условий для проникновения тепла в грунт (уничтожение растительного покрова и т. д.) приводит к таянию льда и может привести к опусканию земной поверхности.

4. Проектирование фундаментов на вечномерзлых грунтах. В соответствии со СНиП II-18—76 при проектировании и строительстве зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах применяются следующие принципы использования их в качестве оснований:

принцип I — вечномерзлые грунты используются в мерзлом состоянии, которое сохраняется в процессе строительства и в период эксплуатации зданий или сооружений;

принцип II — вечномерзлые грунты используют в предварительно оттаянном состоянии или оттаивающими в процессе эксплуатации зданий или сооружений. Выбор того или иного принципа производится в зависимости от конструктивных и технологических особенностей возводимых зданий, инженерно-геологических условий, возможности изменения свойств грунтов в нужном направлении. Для каждой строительной площадки, как правило, должен предусматриваться один принцип использования вечномерзлых грунтов.

Сохранение грунтов в мерзлом состоянии (принцип I) может быть обеспечено следующими мероприятиями: устройством холодного подполья или холодных первых этажей, при этом холодные подполья с круглогодичной естественной вентиляцией рассматриваются как основное мероприятие по сохранению мерзлого состояния грунтов (рис. 17.7); укладкой охлаждающих труб, каналов — применяется для зданий с повышенными нагрузками на полы и когда устройство подполья нецелесообразно; саморегулирующим устройством — применяется как вспомогательное средство для обеспечения заданного температурного режима вечномерзлых грунтов. Охлаждение вечномерзлого грунта достигается за счет циркуляции газа (фреона) или жидкости (керосина). Кроме того, используют такие приемы, как возведение зданий на подсыпках и теплоизоляция поверхности грунта под полом здания, расположение на первом этаже зданий неотапливаемых помещений.

При использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу II предусматриваются мероприятия: по уменьшению деформаций основания; приспособление конструкций зданий к восприятию повышенных деформаций.

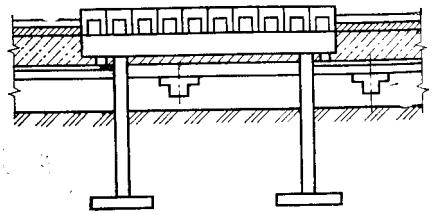


Рис. 17.7. Устройство холодных подполий

К первому виду мероприятий можно отнести предварительное оттаивание мерзлого грунта на заданную глубину до начала строительства, замену льдонасыщенного мерзлого грунта песчаными или крупнообломочными грунтами, прорезку фундаментами грунтов от сильносжимаемых до

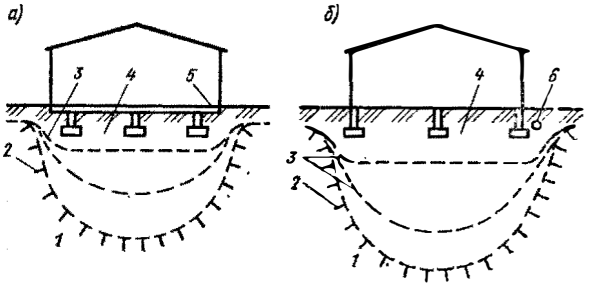


Рис. 17.8. Схема регулирования процесса оттаивания грунтов основания:

1 — грунт в мерзлом состоянии; *2* — граница оттаивания вечномерзлого грунта; *3* — промежуточная граница оттаивания грунта; *4* — грунт в оттаявшем состоянии; *5* — консоль; *6* — трубопровод для обогрева грунта

малосжимаемых, регулирование глубины оттаивания в процессе эксплуатации здания. В связи с этим наружные стены здания возводят на консолях, что позволяет обеспечить равномерное тепловое влияние под всем зданием (рис. 17.8,*а*). Полезен обогрев грунта вокруг здания в процессе оттаивания грунтов (рис. 17.8,*б*). Ко второму виду мероприятий относится повышение прочности и общей пространственной жесткости здания или сооружения, разрезка здания на отдельные отсеки, устройство осадочных швов. Может быть предусмотрено увеличение податливости, гибкости здания, применение гибких, разрезных конструкций и дополнительных мероприятий, обеспечивающих возможность выравнивания конструкций здания и технологического оборудования.

Определение глубины заложения подошвы фундаментов производится с использованием нормативной глубины сезонного оттаивания $H_т^н$ и нормативной глубины сезонного промерзания $H_м^н$. Величина $H_т^н$ рассматривается как наибольшая глубина оттаивания по данным наблюдений в течение 10 лет на участках слияния деятельного слоя с вечномерзлой толщей без растительного, торфяного покрова и очищенной весной от снега, определяется расчетом или по картам. Нормативная глубина сезонного промерзания определяется на участках, где деятельный слой не сливается с вечномерзлой толщей или вечномерзлые грунты отсутствуют, и рассчитывается по СНиП 2.02.01—83. Расчетная глубина сезонного оттаивания

$$H_т = m_t^т H_т^н, \qquad (17.18)$$

где $m_t^т$ — коэффициент теплового влияния здания, принима-

ется по СНиП II-18—76. Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$H_{\text{м}} = m_t^{\text{м}} H_{\text{м}}^{\text{н}}, \tag{17.19}$$

где $m_t^{\text{м}}$ — коэффициент теплового влияния здания.

При использовании вечномерзлых грунтов по принципу I заглубляют фундаменты в вечномерзлый грунт не менее чем на 1 м, сваи — не менее чем на 2 м. При использовании основания по принципу II глубину заложения фундаментов назначают, как в районах с сезонным промерзанием грунтов.

Расчет оснований фундаментов на вечномерзлых грунтах по СНиП II-18—76 должен производиться с учетом следующих мероприятий.

При использовании вечномерзлых грунтов по принципу I: по несущей способности твердомерзлых грунтов; по несущей способности и деформациям — для грунтов и сильнольдистых грунтов, а также подземных льдов; по принципу II: по деформациям — во всех случаях; по несущей способности — в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01—83.

Рассмотрим расчет оснований из вечномерзлых грунтов, используемых по принципу I. Расчет оснований по первой группе предельных состояний выполняется по СНиП 2.02.01—83. Сила предельного сопротивления основания висячей сваи и столбчатого фундамента

$$F_u = m\left(RA + \sum_1^n R_{\text{см}\,i} A_{\text{см}\,i}\right), \tag{17.20}$$

где m — коэффициент условий работы грунтового основания, принимается в зависимости от технологии устройства фундаментов и температуры грунта; n — число слоев вечномерзлого грунта, на которое разделяется основание; R — расчетное давление на мерзлый грунт под подошвой фундамента или концом свай, определяемое по СНиП II-18—76 в зависимости от расчетной температуры грунта и глубины заложения фундамента; A — площадь подошвы столбчатого фундамента или поперечного сечения сваи у нижнего ее конца; $R_{\text{см}i}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунта ростверка сдвигу по поверхности смерзания фундамента или свай (определяется по СНиП II-18—76 для середины слоя в зависимости от вида грунта и его расчетной температуры); $A_{\text{см}i}$ — площадь поверхности смерзания.

Расчет оснований по деформациям производится в соответствии с условием

$$s \leqslant s_{\text{пр}}, \tag{17.21}$$

где s — расчетная величина совместной деформации основания

здания или сооружения (определяется по СНиП 2.02.01—83); $s_{пр}$ — предельно допустимая величина совместной деформации (по СНиП 2.02.01—83).

Расчет оснований фундаментов, используемых по принципу II, должен производиться с учетом следующих рекомендаций. Основания, сложенные предварительно оттаянными грунтами на всю глубину, проектируют как на обычных немерзлых грунтах. Если вечномерзлые грунты оттаяны в верхней зоне, а подстилающие грунты оттаивают в процессе эксплуатации, то такие основания рассчитывают по первой группе предельных состояний как немерзлых грунтов, а по второй группе предельных состояний — с учетом деформации грунтов в процессе оттаивания. Если грунты основания оттаивают на всю глубину в процессе эксплуатации зданий, то их рассчитывают по первой группе предельных состояний с учетом оттаивания верхних слоев, по второй группе предельных состояний — от собственного веса грунта и давления от фундамента.

Если толщина оттаивающего основания велика, а грунты содержат лед в виде включений, сначала определяется просадка от собственного веса грунта:

$$s_{\delta от т} = \sum_{1}^{n} A_{0i} h_i + \sum_{1}^{n} Q_{отт} h_i \sigma_{zqi}, \qquad (17.22)$$

где n — число слоев в пределах оттаивающего массива; A_{0i} — коэффициент оттаивания грунта i-го слоя; h_i — толщина i-го слоя грунта; $Q_{отт}$ — коэффициент относительной сжимаемости грунта i-го слоя при оттаивании; σ_{zqi} — вертикальное давление в середине i-го слоя от собственного веса вышележащих грунтов (с учетом взвешивающего действия воды, которая образуется при оттаивании).

Если просадка от собственного веса грунта больше предельно допустимой, то в этом случае надо искать другое решение с использованием предпостроечного оттаивания грунтов. При просадке $s_{\delta от т}$ меньше предельной рассчитывают дополнительную осадку при оттаивании s_q одним из методов расчета осадок с учетом коэффициента относительной сжимаемости грунта при оттаивании $Q_{отт}$.

Суммарная осадка

$$s = s_{\delta от т} + s_q. \qquad (17.23)$$

Она не должна превосходить предельные значения для зданий и сооружений, установленных СНиП 2.02.01—83.

С учетом возникновения сил морозного пучения грунтов фундаменты в мерзлых и вечномерзлых грунтах следует рассматривать на выпучивание (рис. 17.9). Если на фундамент действуют только касательные силы морозного пучения, то

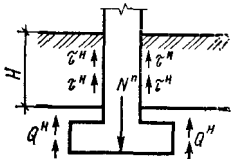


Рис. 17.9. Схема действия на фундамент касательных сил морозного пучения

устойчивость фундаментов по СНиП II-18—76 проверяется по формуле

$$(N^н+Q^н)n_1>n\tau^н A, \qquad (17.24)$$

где $N^н$ — нормативная нагрузка от фундамента; $Q^н$ — нормативное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания вследствие трения о талый грунт,

$$Q^н=f_т^н A_т, \qquad (17.25)$$

где $f_т^н$ — нормативное удельное сопротивление сдвигу талого грунта по боковой поверхности фундамента; $A_т$ — площадь боковой поверхности фундамента, соприкасающегося с талым грунтом; n_1 и n — коэффициенты перегрузки; $\tau_н$ — нормативная удельная касательная сила морозного пучения (принимается по СНиП II-18—76); A — площадь боковой поверхности части фундамента, находящегося в пределах расчетной глубины промерзания грунта.

Если на фундамент действуют касательные и нормальные силы морозного пучения, что весьма нежелательно, то проверка устойчивости проводится по СНиП II-18—76 с учетом дополнительного воздействия сил морозного пучения по подошве фундамента. Если условия устойчивости не выдерживаются, то в этом случае необходимо предусмотреть следующие мероприятия: инженерно-мелиоративные — направлены на осушение грунтов и предохранение или снижение их влажности в период осенне-зимнего промерзания (отвод атмосферных вод с исключением возможности попадания их под фундаменты, уплотнение грунтов, пазух фундаментов, устройство соответствующих отмосток и т. д.); инженерно-конструктивные — с целью приспособления конструкций зданий или сооружений для восприятия сил морозного пучения грунтов основания: устройство анкерных фундаментов, позволяющих удержать фундаменты от выпучивания (путем закладки его уширенной части в мерзлый грунт), засыпка пазух непучинистым грунтом (песком средней крупности и др.), применение наиболее простых форм фундаментов, покрытие поверхности фундаментов битумной мастикой, полимерной пленкой и другими материалами, исключающими смерзание грунта с боковой поверхностью фундаментов, и т. д.

Выбор конструкций фундаментов зависит от принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований фундаментов. При проектировании и строительстве фундаментов по принципу I целесообразно заглубление их на большую величину, поэтому можно рекомендовать применение свайных фундаментов. В пластично-мерзлые грунты сваи погружают в лидерные буровые скважины, при низких температурах вечно-

мерзлого грунта (t=—3 °С) разрешается оттаивание его паровой иглой с забивной сваей в «мешок» оттаявшего грунта. Для минимального нарушения теплового режима вечномерзлого грунта применяют буроопускные сваи. Они устраиваются следующим образом: перед опусканием свай в скважины их заполняют на $^1/_3$ глубины цементным раствором, который при погружении свай заполняет свободное пространство. Таким образом, замерзанию подлежит минимальный объем талого грунта, что обеспечивает расчетную несущую способность сваи в сравнительно короткие сроки. Применение свайных фундаментов в вечномерзлых грунтах, используемых по принципу II, целесообразно при прорезке ими всей толщины льдосодержащих грунтов и передаче давления на плотную породу или неоттаивающий грунт. Возможно применение свай и для передачи давления на вечномерзлый грунт, расположенный ниже зоны оттаивания.

При значительных нагрузках применяют глубокие столбчатые фундаменты. Их устраивают путем бурения скважин диаметром 8 ... 120 см с последующим заполнением бетонной смесью и прогревом для обеспечения схватывания и твердения.

Вопросы для самопроверки

1. Какие грунты называются структурно-неустойчивыми?
2. Какие грунты относятся к слабым и каковы их специфические особенности?
3. Каковы особенности устройства фундаментов на слабых водонасыщенных глинистых грунтах?
4. В чем заключается структурная неустойчивость лёссовых просадочных грунтов?
5. Каковы особенности проектирования фундаментов на лёссовых просадочных грунтах?
6. Какие мероприятия применяются для обеспечения устойчивости зданий на просадочных грунтах?
7. Каковы особенности набухающих грунтов и какие виды фундаментов рекомендуются на этих грунтах?
8. Почему мерзлые и вечномерзлые грунты рассматриваются как структурно-неустойчивые?
9. Как оценивается природное состояние вечномерзлых грунтов и каковы особенности их текстуры?
10. Перечислите и охарактеризуйте основные элементы фазового состава вечномерзлых грунтов.
11. Какие основные процессы происходят в вечномерзлых и мерзлых грунтах?
12. Какие существуют принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований фундаментов?
13. Как рассчитываются фундаменты на мерзлых и вечномерзлых грунтах?
14. Какие конструкции фундаментов рекомендуются на вечномерзлых грунтах?

§ 17.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать при изложении вопросов проектирования фундаментов на сильносжимаемых грун-

тах, можно перед обучающимися поставить вопрос: если известны недостатки слабых грунтов (большая и неравномерная сжимаемость, длительность уплотнения, низкая прочность и т. д.), то какие могут быть мероприятия для обеспечения устойчивости зданий на таких грунтах? Необходимо активизировать мышление обучающихся, тем более что у них уже есть определенные знания в области строительных конструкций, архитектуры, определенный жизненный опыт. Надо с помощью наводящих вопросов, дополнительного объяснения подвести их к выводу о том, что для жестких по конструктивной схеме зданий надо идти на усиление их жесткости и, наоборот, для зданий с гибкой конструктивной схемой следует еще более увеличить их гибкость. Что касается других мероприятий (создание строительного подъема и т. д.), то они требуют специального объяснения.

Вторую проблемную ситуацию можно создать при рассмотрении лёссовых просадочных грунтов. Возникает вопрос: как проектировать фундаменты на лёссовых просадочных грунтах, если при их замачивании практически теряется несущая способность, резко увеличивается деформируемость и при ликвидации источника замачивания структурные свойства этих грунтов в определенной степени восстанавливаются? Какой может быть выход из такого положения?

Надо с помощью обучающихся вспомнить, как определяется расчетное сопротивление грунта основания и какие прочностные характеристики грунтов используются при расчете (угол внутреннего трения, удельное сцепление и др.). Если при замачивании грунта резко теряется прочность, значит также резко уменьшаются прочностные характеристики? Здесь надо с участием обучающихся «подтолкнуть» их мысль, навести на вывод: если при замачивании прочностные характеристики лёссовых грунтов уменьшаются, значит в лабораторных условиях их следует определять при полном водонасыщении грунта. Следовательно, это сопротивление грунта надо определять с использованием прочностных характеристик, определенных в состоянии полного водонасыщения. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

При рассмотрении фундаментов на вечномерзлых грунтах сразу встает вопрос: какие могут быть принципиальные решения по устройству фундаментов с учетом передачи тепла от здания на грунт? Вопрос непростой, поскольку передача даже незначительной положительной температуры обусловливает значительное снижение прочности и увеличение сжимаемости вечномерзлых грунтов. Этот вопрос надо задать аудитории и постараться получить предложения, может быть, неквалифицированные, несовершенные, но все-таки предложения. Преподавателю надо так заинтересовать обучающихся, чтобы рабо-

тала вся аудитория. Наверное, кто-то из обучающихся предложит как принцип сохранить определенными путями вечномерзлое состояние грунтов, т. е. обеспечить их прочность в процессе эксплуатации. Возможно, будут предложения оттаять грунт до начала строительства и в таком состоянии строить на них здания или сооружения. И наконец, учесть расчетом возможность оттаивания грунта в процессе эксплуатации. Здесь должно проявиться искусство преподавателя не только владеть аудиторией, но и умение его подвести обучающихся к нужным выводам по теме учебного материала.

Можно рекомендовать **применение технических средств обучения.** Материал настоящей главы носит описательный и в определенной степени теоретической характер (расчет фундаментов и др.). Одновременно даются конструкции фундаментов, рекомендованные как рациональные на структурно-неустойчивых грунтах.

Глава имеет большой объем, содержит много новых сведений, поэтому преподавателю заранее следует продумать методическую основу изложения. С учетом ограниченности времени хорошим помощником преподавателя может служить применение кодоскопа. С его помощью можно вычерчивать рис. 17.3 (фундаменты в вытрамбованных котлованах), рис. 17.5 (текстура мерзлых и вечномерзлых грунтов), рис. 17.7 (устройство холодного подполья), рис. 17.8 (регулирование процесса оттаивания грунтов). Необходимо использовать учебые кинофильмы, в частности по устройству фундаментов на лёссовых просадочных и вечномерзлых грунтах. Наиболее объемным и сложным для испытания является учебный материал по проектированию фундаментов на вечномерзлых грунтах. Для контроля усвоения учебного материала обучающимися по этому разделу можно воспользоваться одним из контролирующих устройств, рекомендации по применению которых изложены ранее.

Можно использовать следующие **межпредметные и внутрипредметные связи.** Излагая структурную неустойчивость слабых водонасыщенных глинистых грунтов, необходимо напомнить обучающимся сущность структурной прочности грунтов и как она определяется по данным полевых и лабораторных опытов.

Рассказывая о лёссовых просадочных грунтах, полезно освежить в памяти обучающихся знания из курса инженерной геологии, касающиеся вопроса происхождения лёссовых грунтов (наиболее распространенная теория — эолового происхождения).

При рассмотрении мероприятий по обеспечению устойчивости зданий на просадочных грунтах можно из курса архитектуры кратко напомнить обучающимся о гибкой и жесткой конструктивной схеме зданий и на этой основе рассматривать мероприятия.

Излагая учебный материал по набухающим грунтам, полезно напомнить структуру (строение) грунтов и затем рассматривать образование гидратных оболочек на поверхности минеральных частиц и насыщение грунта водой.

При рассмотрении текстуры вечномерзлых грунтов можно напомнить обучающимся понятие о текстуре в соответствии с ГОСТ 25100—82, напомнить о видах текстуры для обычных грунтов и, в частности, для вечномерзлых.

При изложении процессов, происходящих в деятельном слое и вечномерзлых грунтах, необходимо с участием обучающихся вспомнить такие понятия и процессы, как движение воды под воздействием гидравлического градиента (из курса гидравлики), оползни в результате морозного пучения (механика грунтов, инженерная геология), процесс промерзания грунтов глинистых и песчаных (механика, гидравлика, физика), образование термокарстовых просадок (механика грунтов, гидравлика и др.).

При изложении учебного материала следует учесть его **профессиональную и воспитательную направленность.**

Изучение вопросов проектирования и строительства фундаментов в структурно-неустойчивых грунтах приобретает сейчас особенно важное значение в связи с освоением обширных территорий Сибири и Дальнего Востока.

Лёссовидные просадочные грунты широко распространены в пределах Западной Сибири и занимают значительную территорию Верхнего Приобья. К ним относятся обширный район бассейна р. Оби от предгорий Алтая на юге до устья р. Томи на севере. С востока этот район ограничивается Салаирским кряжем, а на западе — Кулундинской и Барабинской равнинами. Следует отметить, что эта территория относится к районам наиболее массового строительства зданий и сооружений как промышленного, так и жилищно-культурного назначения. Мерзлые и вечномерзлые грунты занимают не только бóльшую часть Восточной Сибири, но и встречаются в качестве островных участков в Горном Алтае и Дальнем Востоке. Что касается слабых водонасыщенных грунтов, то они также имеют значительное распространение в этих районах.

Изучение вопросов проектирования и устройства фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах приобретает не только профессиональное значение, но и становится гражданским долгом. И вообще, каждый уважающий себя инженер-строитель должен, обязан знать методы устройства фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах, потому что обязательно встретится с ними в процессе своей инженерной деятельности. У нас есть все основания гордиться достижениями отечественной практики фундаментостроения на слабых, структурно-неустойчивых грунтах. Именно в нашей стране впервые советскими учеными

разработаны и успешно внедрены методы строительства зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Устойчивое состояние абсолютного большинства зданий и сооружений в Иркутске, Красноярске, Якутске, Норильске и других городах является убедительным доказательством результативности и эффективности советской практики фундаментостроения на мерзлых и вечномерзлых грунтах. Это же можно констатировать и по методам устройства фундаментов на набухающих лёссовых просадочных и слабых водонасыщенных глинистых грунтах во многих районах нашей страны, в том числе и при строительстве Байкало-Амурской магистрали.

Сегодня мы с гордостью называем имена отечественных ученых, внесших достойный вклад в становление и развитие фундаментостроения на структурно-неустойчивых грунтах: М. Ю. Абелева, П. А. Коновалова, Н. Н. Мораревскула, А. В. Силенко, Б. И. Далматова, Ю. А. Россихина (слабые водонасыщенные глинистые грунты), Н. Я. Денисова, Ф. А. Никитенко, Р. А. Токаря, В. И. Крутова (лёссовые просадочные грунты), Е. А. Сорочана (набухающие грунты), Н. А. Цытовича, В. В. Докучаева (мерзлые и вечномерзлые грунты).

Глава 18

ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ И В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИКИ

При проектировании зданий и сооружений часто приходится определять замеры и устойчивость фундаментов, подверженных динамическим нагрузкам. Основными источниками колебаний являются неуравновешенные части машин и механизмов, сейсмические воздействия, порывы ветра, движение транспорта и т. д.

Ударное воздействие является главной характеристикой большей части источников колебаний. Различают свободные и вынужденные колебания системы. Одиночный ударный импульс вызывает свободные колебания системы «грунт — сооружение», периодические ударные импульсы обусловливают вынужденные колебания этой системы.

§ 18.1. ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Динамические воздействия на грунты основания вызывают следующие процессы и явления: **распространение волн** с затуханием их по мере удаления от источника колебаний. При передаче колебаний возникают продольные волны (колебания частиц среды в направлении распространения волн), попереч-

ные (колебания частиц среды в перпендикулярном направлении по отношению распространения волн) и поверхностные (распространены в поверхностном слое земли). Интенсивность затухания зависит от ряда факторов, в том числе от вида грунтов и их природного состояния: в сухих и маловлажных грунтах затухание колебаний происходит наиболее интенсивно, в водонасыщенных глинистых — медленнее; **явление резонанса** в конструкциях и сооружениях. При совпадении частот свободных и вынужденных колебаний возникают значительные колебания, которые не допустимы для организма человека; **уплотнение несвязных грунтов,** изменение их напряженного состояния. При определенных динамических давлениях песчаные грунты могут уплотняться и весьма интенсивно, что приводит к дополнительным осадкам оснований фундаментов. Изменение напряженного состояния грунтов вместе с напряжением от статических нагрузок может привести к увеличению зон сдвигов под фундаментами и вызвать дополнительные осадки, разжижение водонасыщенных песков. Оно может привести к полной потере устойчивости основания, к провальным осадкам сооружения.

В настоящее время разработан ряд способов уменьшения динамических воздействий на сооружения от источников колебаний: демпфирование (гашение) колебаний на самом источнике колебаний путем применения спиральной конструкции виброгасителей; проведение мероприятий по улучшению условий работы грунта, на который распространяются колебания (осушение территории, устройство специальных экранов, заполненных шлаком, и т. д.); конструктивные мероприятия (устройство свайных фундаментов, разработка специальной конструктивной схемы здания и т. д.).

В соответствии со СНиП П-19—79 упругие свойства грунта рекомендуется оценивать следующими коэффициентами: равномерного упругого сжатия C_z, неравномерного упругого сжатия C_y, равномерного упругого сдвига C_x и неравномерного упругого сдвига C_φ. Значения этих коэффициентов определяются на основе испытаний на колебания опытного фундамента.

Для фундаментов площадью $A \leqslant 200$ м^2 и отсутствии опытных данных СНиП II-19—79 рекомендует основную характеристику определять по формуле

$$C_z = b_0 E (1 + \sqrt{A_0/A}), \qquad (18.1)$$

где b_0 — коэффициент, принимаемый по СНиПу; E — модуль общей деформации грунта; $A_0 = 10$ м^2; A — площадь подошвы фундамента.

Для фундаментов с $A > 100$ м^2 коэффициент C_z принимается как для фундаментов с площадью подошвы $A = 200$ м^2.

Значение коэффициентов C_y, C_x и C_ψ по СНиП II-19—79 можно определять по зависимостям:

$$C_y=2C_z;\ C_x=0{,}7C_z;\ C_\psi=C_z. \tag{18.2}$$

При проектировании фундаментов под машины с динамическими нагрузками используются также коэффициенты жесткости основания, которые определяются по СНиП II-19—79 при упругом:

равномерном сжатии

$$K_z=C_zA; \tag{18.3}$$

неравномерном сжатии

$$K_y=C_yI, \tag{18.4}$$

где I — момент инерции подошвы фундамента;

равномерном сдвиге

$$K_x=C_xA_x; \tag{18.5}$$

неравномерном сдвиге

$$K_\psi=C_\psi I_\psi. \tag{18.6}$$

В качестве характеристики демпфирования (поглощение энергии в основании при колебании фундаментов, СНиП II-19—79) введены коэффициенты относительного демпфирования колебаний ξ (доля критического затухания колебаний), которые должны, как правило, определяться на основе испытаний. При отсутствии экспериментальных данных разрешается величину ξ определять по формулам:

для установившихся (гармонических) колебаний

$$\xi_z=0{,}7/\sqrt{p_{\text{ср}}}, \tag{18.7}$$

где $p_{\text{ср}}$ — среднестатическое давление на основание, определяемое по рекомендациям СНиП;

для неустановившихся (импульсных) колебаний

$$\xi_z=2\sqrt{E/(C_zp_{\text{ср}})}. \tag{18.8}$$

Для горизонтальных колебаний ξ_x, вращательных колебаний относительно горизонтальной ξ_y и вертикальной ξ_ψ осей коэффициенты относительного демпфирования принимаются равными:

$$\xi_x=0{,}6\xi_z;\quad \xi_y=0{,}5\xi_z;\quad \xi_\phi=0{,}3\xi_z. \tag{18.9}$$

Рассмотренные коэффициенты связывают напряжение σ_z, σ_x, моменты M_y и M_ψ, действующие по подошве фундамента, с соответствующими упругими перемещениями — вертикальными Z, горизонтальными X, поворотами φ и ψ относительно главной горизонтальной оси инерции и вертикальной осн, проходящей

через центр тяжести подошвы фундамента:

$$Z=\frac{\sigma_z}{C_z}=\frac{\sigma_z}{C_zA}=\frac{\sigma_z}{K_z};\quad \varphi=\frac{M_y}{C_yI}=\frac{M_y}{K_y};$$

$$X=\frac{\sigma_x}{C_x}=\frac{\sigma_x}{C_xA}=\frac{\sigma_x}{K_x};\quad \psi=\frac{M_\phi}{C_\phi I_\phi}=\frac{M_\phi}{K_\phi}. \qquad (18.10)$$

§ 18.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПОД МАШИНЫ С ДИНАМИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

Фундаменты под машины должны быть запроектированы с соблюдением следующих условий: они должны удовлетворять условиям прочности, устойчивости и экономичности; колебания фундаментов не должны оказывать вредного влияния на обслуживающий персонал, технологические процессы, оборудование и приборы, а также на конструкции зданий и сооружений или отдельные их элементы.

Все машины, передающие динамические нагрузки на фундаменты, подразделяются на два вида: 1) периодического действия, у которых главным движением является равномерное вращение и связанное с ним возвратно-поступательное движение: электродвигатели, турбоагрегаты, машины с кривошипно-шатунными механизмами (поршневые двигатели, пилорамы, компрессоры и т. д.); 2) непериодического действия, у которых основным движением является неравномерное вращение или возвратно-поступательное движение: приводные двигатели прокатных станов, молоты ковочные и штамповочные, копровые устройства и т. д.

Размеры, форму и вид фундаментов назначают в зависимости от размеров машины, устанавливаемой на фундаменте, и результата расчетов. Необходимо предусматривать наиболее простые формы фундаментов, а также возможную унификацию конструкции, особенно при применении сборно-монолитных и сборных фундаментов.

Под машины с динамическими нагрузками проектируют фундаменты: *рамные*, состоящие из ряда поперечных рам, опирающихся на нижнюю монолитную железобетонную плиту и объединенные поверху продольными балками (рис. 18.1); *стенчатые*, состоящие из фундаментной плиты, продольных и поперечных стен и верхней горизонтальной железобетонной плиты, на которую устанавливается машина; *массивные* — в виде сплошного неармированного или конструктивно-армированного бетонного массива с приямками, колодцами, отверстиями для размещения и крепления машины.

Фундаменты под машины с вращательным и возвратно-поступательным вращением рассчитывают следующим образом.

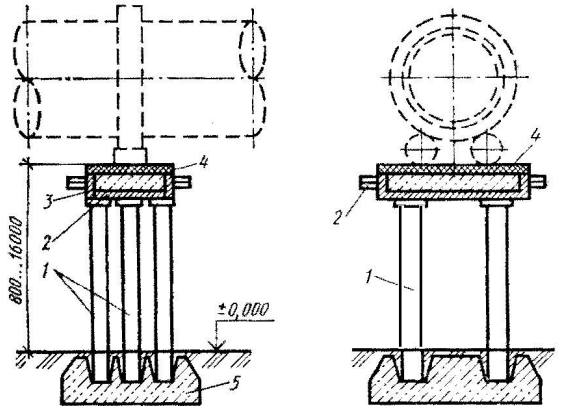


Рис. 18.1. Сборно-монолитный рамный фундамент опор вращающейся плиты:

1 — сборные стойки; *2*, *3* — железобетонные плиты; *4* — монолитное заполнение; *5* — башмак

Амплитуда вынужденных вертикальных колебаний без учета их затухания определяется по формуле

$$a_z = \frac{F_z^0}{K_z - m\omega^2}, \tag{18.11}$$

где F_z^0 — наибольшее значение вертикальной силы F_z; m — колеблющаяся масса фундамента и машины; ω — частота вынужденных колебаний — частота вращения машины.

При малой высоте фундамента ($b > 3h$, где b — ширина фундамента, h — его высота) и наличии горизонтальной возмущающей силы F_h вращательными колебаниями фундамента можно пренебречь. Тогда амплитуда упругого сдвига по аналогии с предыдущим решением

$$a_x = \frac{F_h^0}{K_x - m\omega^2}, \tag{18.12}$$

где F_h^0 — наибольшее значение горизонтальной силы F_h.

При высоких фундаментах ($b < 5h$) амплитуда горизонтальных смещений верха фундамента в результате вращательных колебаний (упругий сдвиг пренебрегается) относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости его вращения,

$$a_x = a_y' H, \tag{18.13}$$

где

$$a_y' = \frac{F_h H}{K_y - \theta_0 \omega^2}; \tag{18.14}$$

H — расстояние от подошвы фундамента до линии действия F_h; θ_0 — момент инерции массы установки.

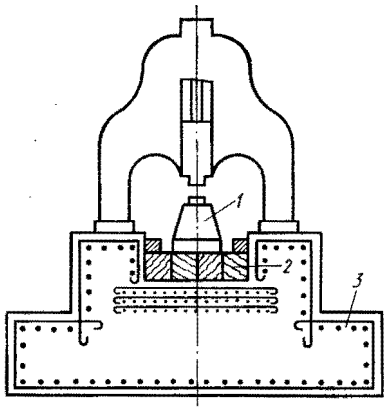


Рис. 18.2. Фундамент под ковочный молот:
1 — шабот; *2* — подшаботная прокладка; *3* — армирование фундамента

Амплитуда горизонтальных колебаний на уровне обреза фундамента при $5h<b<3h$

$$a_y=a_x+a_y h_1, \quad (18.15)$$

где h_1 — расстояние от центра тяжести установки до обреза фундамента; a_x и a_y — соответственно амплитуда упругого сдвига и горизонтальных смещений верха фундамента, определяется по соответствующим формулам СНиПа.

Следует иметь в виду, что допускаемая амплитуда колебаний должна составлять 0,15 ... ... 0,05 мм при частоте колебаний 5 ... 8 Гц. Для уменьшения амплитуды колебаний при вертикально возмущающей силе фундамент выполняют с максимально развитой подошвой и минимальной массой.

Фундаменты под машины ударного действия (ковочные и штамповочные машины) испытывают значительные вертикальные колебания, остальные движения (поступательно-вращательные) не играют существенной роли.

Поскольку при жестком ударе о наковальню тело фундамента может разрушаться, его устраивают довольно сложной конструкции (рис. 18.2). Фундамент состоит из шабота, подшаботной прокладки, выполняемой из дерева (чаще всего из дуба) и подшаботной плиты со стенками. Расчет фундаментов под молоты производят так же, как системы с двумя степенями свободы. Предварительно по приближенным формулам определяют площадь фундамента A и его вес G:

$$A>10(1+\varepsilon)v\frac{G_0}{R}; \quad (18.16)$$

$$G_{ф}=8(1+\varepsilon)vG_0-G_1, \quad (18.17)$$

где ε — коэффициент восстановления скорости при ударе; v скорость падающей части молота в момент, предшествующий удару; G_0 — расчетное значение веса падающих частей молота; R — расчетное сопротивление грунта основания; G_1 — расчетное значение веса шабота со станиной.

Амплитуда вертикальных колебаний по СНиП II-19—79

$$a_z=\frac{(1+\varepsilon)vG_0}{(1+1{,}65\xi_z)\lambda_z G}, \quad (18.18)$$

где ξ_z — коэффициент относительного демпфирования для вер-

тикальных колебаний, определяемый по СНиПу; λ_z — частота собственных колебаний.

Для всех видов грунтов (кроме песков) a_z принимается 1,2 мм. При залегании в основании водонасыщенных песков, маловлажных, пылеватых и мелких $a_z = 0{,}8$ мм. Вследствие приближенности определения расчетных коэффициентов амплитуда колебаний после пуска машины может оказаться недопустимо большой, и поэтому в некоторых случаях при проектировании предусматривают возможность изменения частоты собственных колебаний фундаментов после их устройства. Для этого увеличивают площадь подошвы фундаментов без изменения его массы, заблаговременно выпуская из фундамента арматуру для устройства плиты. В некоторых случаях усиливают основание сваями, для чего в выступающих частях фундамента устраивают отверстия для бурения и устройства буронабивных свай.

§ 18.3. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

На территории нашей страны есть районы, испытывающие сейсмические воздействия. Их следует учитывать при устройстве фундаментов в районах с сейсмичностью в 7 ... 9 баллов, при 10 баллах строительство разрешается только при специальном обосновании. При наличии вечномерзлых, скальных или крупнообломочных пород с уровнем стояния подземных вод ниже 15 м балл сейсмичности может снижаться на единицу как при благоприятных инженерно-геологических условиях. Для всех видов грунтов с высоким стоянием грунтов вод (менее 3 м) балл сейсмичности увеличивается на единицу. Неблагоприятными грунтовыми условиями считается наличие лёссовых просадочных грунтов, осыпей, обвалов, горных выработок, горных пород с большой выветриваемостью и разрушением. Косогоры, изрезанный рельеф местности также считаются неблагоприятными для строительства зданий и сооружений с учетом сейсмических воздействий.

При проектировании фундаментов учет сейсмичности сводится к обеспечению их устойчивости во время землетрясений. Поэтому кроме расчета по второй группе предельных состояний (по деформациям) основания фундаментов рассчитывают на устойчивость и особенно на сдвиг по подошве фундамента вместе с массивом грунта (первая группа предельных состояний).

При расчете подпорных стен и стен подвальных помещений следует обратить особое внимание на сейсмические воздействия.

Для этих конструкций раздельно учитывают инерционное сейсмическое давление грунта и дополнительное давление за счет изменения напряженного состояния среды при прохожде-

нии сейсмических волн. Активное давление грунта на подпорные стенки

$$E_{a.c} = \left[1 + K_c \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi_I}{2}\right)\right] p_a, \qquad (18.19)$$

где K_c — коэффициент сейсмичности; φ_I — расчетный угол внутреннего трения грунта; p_a — активное давление грунта в сейсмическом состоянии.

Горизонтальные $p_г$ и касательные $\tau_г$ напряжения, дополнительно возникающие в грунте при прохождении сейсмических волн, определяют по формулам

$$\begin{aligned} p_г &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_s C_p T_0; \\ \tau_г &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_s C_s T_0, \end{aligned} \qquad (18.20)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта; C_p, C_s — скорости распространения соответственно продольных и поперечных сейсмических волн в грунте; T_0 — преобладающий период скорости сейсмических колебаний.

Одновременно учитывают сейсмические нагрузки, прикладываемые как инерционные непосредственно к подпорной стенке:

$$F_{ik} = G_k m k_c \beta_i{}^0 \eta_{ik}, \qquad (18.21)$$

где G_k — вес элемента сооружения, отнесенный к рассматриваемой точке k; m — коэффициент, зависящий от класса сооружения; $\beta_i{}^0\eta_{ik}$ — произведение коэффициента динамичности и коэффициента, учитывающего форму колебания.

В настоящее время создаются программы для расчетов на ЭВМ фундаментов и конструкций, работающих на динамические нагрузки. В институте Гидропроект им. С. Я. Жука создана программа «Колос», предназначенная для совместного динамического расчета промышленных конструкций, фундаментов и упругого основания. Создание таких программ трудно переоценить. Они позволяют не только механизировать расчеты, но и повысить их уровень и достоверность результатов.

Конструктивные особенности фундаментов в условиях сейсмических воздействий сводятся к следующему. Фундаменты отдельных сооружений или отсеков здания закладывают на одинаковой глубине для исключения нарушения частоты собственных колебаний однородных конструкций. Уступы фундаментов с соотношением их размеров 1 : 2 допускаются в порядке исключения. Гидроизоляцию стен выполняют в виде цементного слоя — для исключения возможной подвижки фундаментов в плоскости обреза. Колонны каркасных зданий следует располагать на сплошных фундаментных плитах, перекрестных ленточных фун-

даментах или соединять фундаменты между собой с помощью вставок (рис. 18.3). В случае применения сборных железобетонных фундаментов по их обрезу устраивается армированный пояс, работающий на растяжение. При свайных фундаментах сваи необходимо опирать нижними концами на наиболее плотные грунты; сваи необходимо прочно заделывать в ростверк, непрерывный ростверк должен располагаться на одной глубине. Водонасыщенные рыхлые пески при использовании в качестве оснований фундаментов должны предварительно уплотняться вибрированием, песчаными сваями или другими способами. То же самое относится к глинистым грунтам в текучем и текучепластичном состояниях.

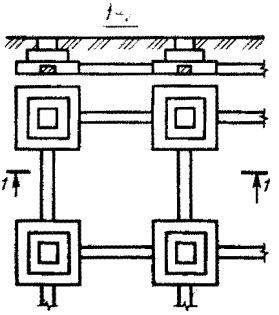


Рис. 18.3. Устройство отдельных фундаментов со связевыми вставками

Изучая последствия землетрясения в г. Газли в 1976 и 1984 гг., можно сделать вывод о значительном влиянии подземных вод на повреждения зданий и сооружений. На территории отдельных микрорайонов города, где не осуществлялся полив и не обнаружены подземные воды, интенсивность проявления землетрясения по микросейсмическим данным едва превышала 7 баллов. И наоборот, если в качестве оснований мелкого заложения использовались замоченные грунты, эффект проявления землетрясения значителен. Так, например, здание из монолитного бетона, в подвале которого была обнаружена вода, после землетрясения покрылось сквозными трещинами с раздроблением керамзитобетона. В менее обводненных условиях такие же монолитные здания получили значительно меньшие повреждения.

Вопросы для самопроверки

1. Каковы особенности работы грунтов при передаче на них динамических воздействий?
2. Какими характеристиками определяется упругая работа грунта основания?
3. Как классифицируются машины, передающие динамические нагрузки?
4. Каковы особенности расчета фундаментов, работающих на динамические нагрузки?
5. Какие существуют мероприятия по уменьшению колебаний фундаментов?
6. Каковы особенности расчета фундаментов в условиях сейсмических воздействий?
7. Какие применяются конструктивные мероприятия при устройстве фундаментов в сейсмических районах?

§ 18.4. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно создать в самом начале изложения материала главы. Действительно, часто приходится

встречаться с условиями передачи динамических воздействий на фундаменты: при установке машин с неуравновешенными частями, при работе фундаментов в сейсмических условиях и т. д. Если не предпринять специальных мер, возникнут недопустимые колебания со всеми последствиями. Каков выход из этого положения? С помощью обучающихся (наводящими вопросами, используя знания в области механики грунтов и т. д.) следует прийти к выводу о необходимости учета упругой работы грунта при динамических воздействиях и на этой основе проектировать фундаменты. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

Вторая проблемная ситуация. Как известно, существуют определенные методы расчета фундаментов, работающих на динамические нагрузки. С учетом условности отдельных расчетов возможны случаи некачественной работы фундаментов после их устройства (амплитуда колебаний больше допустимой и т. д.). Это может быть и после установки машины на фундамент с другими характеристиками ее работы по сравнению с заложенными в проекте. С участием обучающихся надо прийти к выводу о необходимости проведения дополнительных мероприятий по уменьшению колебаний фундаментов, которые разработаны и применяются на практике. Это и будет ответом на поставленный вопрос.

Технические средства обучения следует применять с учетом особенностей главы. Ее учебный материал, особенно расчет фундаментов на динамические нагрузки, насыщен формулами, достаточно сложен, и поэтому технические средства обучения можно применить для улучшения зрительных представлений о конструкциях фундаментов, работающих на динамические нагрузки, и проверки усвоения наиболее сложных вопросов темы. С помощью кодоскопа в сочетании с раздаточным материалом можно продемонстрировать конструкцию фундамента дизель-генератора из монолитного армированного бетона и под молот из монолитного армированного бетона.

Проверку усвоения обучающимися учебного материала можно сделать с помощью устройств, методика использования которых изложена в предыдущих главах.

Межпредметные и внутрипредметные связи можно использовать следующим образом. Излагая понятия о вынужденных и свободных колебаниях, резонансе, гармонике колебаний и т. д., полезно вспомнить эти понятия из курса теоретической механики, где это рассматривается более подробно; то же самое — при расчете фундаментов под молоты как системы с двумя степенями свободы. Рассматривая характеристики упругих свойств грунтов, уместно освежить в памяти обучающихся компрессионную кривую — уплотнение и набухание, как отражающую сущность упругих свойств грунтов. Рассказывая о расчете подпорных стен

в условиях статических и динамических воздействий, можно вспомнить совместно с обучающимися понятие об активном и пассивном давлении грунта.

Из курса архитектуры можно очень кратко напомнить способы устройства горизонтальной гидроизоляции фундаментов, в том числе и с помощью цементного слоя.

Изучение вопросов проектирования фундаментов на динамические воздействия имеет большое **профессиональное значение.** Широкое применение таких фундаментов, особенно в связи с развитием предприятий химической и нефтедобывающей промышленности, усиление и реконструкция фундаментов с динамическими нагрузками в связи с увеличением объема промышленных производств, восстановление последствий землетрясений в Ташкенте, Газли и других городах — далеко неполный перечень объемов, где инженерные знания в области динамики оснований и фундаментов имеют первостепенное значение.

Необходимо отметить роль советских ученых в развитии науки и практики устройства фундаментов, работающих на динамические воздействия: проф. Д. Д. Баркана, О. Я. Шехтера, О. А. Савинова, Н. П. Павлюка, В. А. Ильичева, М. И. Забылина.

Глава 19

УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ОСНОВАНИЙ

Основными причинами деформаций фундаментов и оснований, вызывающими необходимость их усиления и реконструкции, являются: увеличение нагрузок на фундаменты — вызывается необходимостью установки нового оборудования (как правило, более мощного и с большим весом), надстройкой существующих зданий и сооружений при реконструкции, капитальном ремонте и т. д. Зачастую бывает сложно отобрать монолиты из-под фундамента или испытать грунт на месте. Следует иметь в виду, что, по опытным данным, расчетное сопротивление грунтов, уплотненных действием нагрузки от существующего здания, можно увеличивать до 40 % при удовлетворительном состоянии самого здания. При этом осадки не должны превосходить 30 ... 40 % предельных значений; недостаточная прочность материала фундаментов — может быть обусловлена неудовлетворительным качеством строительно-монтажных работ (дефекты бетонирования, замораживание), действием агрессивных грунтовых вод, особенно при наличии блуждающих токов; ухудшение условий устойчивости оснований и увеличение их деформативности вследствие изменения уровня грунтовых вод,

замачивания основания атмосферными и производственными водами, пучении грунтов при промерзании и т. д.; развитие недопустимых деформаций вследствие строительства новых зданий рядом с существующими, ошибок проектировщиков, некачественной оценки инженерно-геологических условий строительной площадки и др.

§ 19.1. ЭТАПЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Для зданий и сооружений, находящихся в аварийном состоянии, очень важным является выяснить причины, вызывающие их разрушение. С этой целью производится обследование, которое рекомендуется проводить в такой последовательности: 1) сбор сведений по истории строительства и эксплуатации здания, изучение технической документации. Это позволяет составить представление об условиях строительства, эксплуатации здания, нагрузках, определить дальнейший объем исследований; 2) обследование окружающей местности, надземной конструкции здания, системы отвода поверхностных вод, состояния соседних зданий и сооружений. Сначала производят внешний осмотр, затем выполняют необходимые замеры, отбирают образцы для анализа прочности конструкций; 3) обследование фундаментов — изучение плана фундаментов, формы, глубины заложения, ранее выполненные подводки и усиления. Устанавливают вид, качество и прочность кладки фундаментов, наличие пустот, трещин. При наличии трещин производится наблюдение с помощью маяков или другими способами.

Механическое определение прочности материала фундаментов и кладку стен подвала производят путем простукивания зубилом, ломом или шлямбуром. При этом выявляется однородность, плотность, массивность кладки, ориентировочная прочность камня, кирпича или бетона. Более предпочтительным являются неразрушающие методы определения прочностных характеристик тела фундаментов. Наибольшее распространение получил акустический метод, основой которого является время прохождения акустического сигнала между датчиком и приемником в испытуемом материале. Применение этого метода позволяет определить марку бетона, обнаружить скрытые дефекты (трещины, раковины, и т. д.) в материалах, определить качество заполнения бетонной массой каналов в строительных конструкциях; 4) обследование оснований фундаментов, позволяющее детально изучить грунтовые напластования, состояние грунтов. Работу производят из шурфов, глубина которых не должна превышать глубину заложения фундаментов более чем на 0,5 м. Отбирают монолиты для лабораторных исследований,

в случае необходимости производят опытные работы в условиях залегания грунтов.

По результатам обследования составляется заключение, на основе которого разрабатывается проект усиления фундаментов и их основания.

§ 19.2. МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ОСНОВАНИЙ

При недостаточной прочности кладки фундаментов производят ее усиление, основными методами которого являются: 1) цементация фундаментов — применяется чаще всего для усиления бутовой кладки. Для цементации используется раствор состава 1 : 1 (цемент, вода) при марке цемента 300 ... 400. Нагнетание раствора производится инъекторами (перфорированные трубы диаметром 25 мм) под давлением 0,2 ... 0,5 МПа. Работу выполняют участками 2 ... 2,5 м. Раствор нагнетается в заранее пробуренные скважины; 2) укрепление фундаментов бетонной или железобетонной обоймой (рис. 19.1). Бетонные обоймы устанавливают при уширении 20 ... 30 см; минимальная толщина обоймы составляет 15 см. Железобетонную обойму выполняют минимальной толщиной 10 ... 12 см с обязательной установкой анкеров диаметром 20 мм через 1 ... 1,5 м по высоте фундамента. Применяется арматурная сетка с ячейками 10 ... ... 15 см. Работы по усилению фундамента выполняют участками 2 .. 2,5 м, бетонирование осуществляют литым бетоном классов В12,5 ... В15; 3) усиление фундамента с передачей давления на большую площадь, в связи с чем производят его уширение. Эта работа может выполняться с обжатием грунтов основания или без него. Если уширение производят без обжатия грунтов, то они включаются в работу при увеличении нагрузки. Это может иметь место, так как выпор грунта в сторону сдерживается дополнительной пригрузкой за счет уширения фундамента. С другой стороны, такое решение не исключает развитие дополнительных осадок, что не всегда приемлемо для зданий, находящихся в ветхом состоянии. Для уменьшения развития дополнительных осадков производят предварительное обжатие грунта домкратами с последующим заполнием бетоном полости

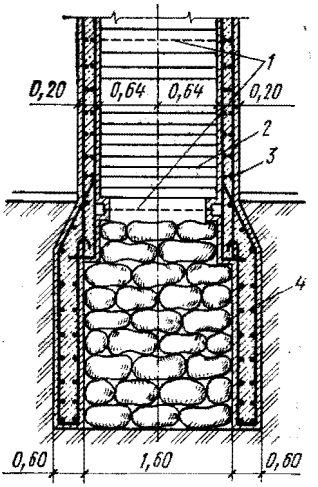


Рис. 19.1. Усиление фундамента железобетонными обоймами: *1* — анкеры; *2* — стена подвала; *3*, *4* — железобетонная обойма

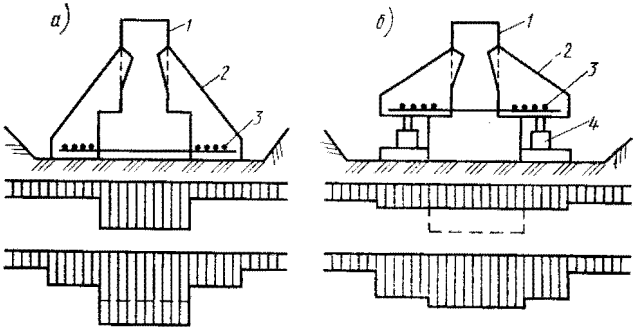


Рис. 19.2. Варианты уширения подошвы фундамента и эпюры давлений (по Б. И. Далматову):

а — без обжатия грунтов основания (верхняя эпюра — до усиления, нижняя — после усиления и загрузки фундаментов); *б* — с обжатием грунта основания домкратами (верхняя эпюра после обжатия до усиления показана пунктиром; нижняя эпюра — после усиления и загрузки фундаментов); *1* — существующий фундамент; *2* — конструкция уширений; *3* — арматура; *4* — домкрат

уширенной части фундамента до давления под существующим фундаментом (рис. 19.2).

Несущая способность грунтов основания существующих зданий и сооружений может быть увеличена: 1) силикатизацией, электрохимическими методами — для повышения несущей способности мелких и пылеватых песков, плывунов и лёссов и только при необходимости сохранения естественного состояния грунта в основании под сооружением. Глубина и ширина укрепляемой зоны зависят от размеров фундамента в плане, инженерно-геологических условий площадки и нагрузки от сооружений; 2) цементацией — для укрепления крупнообломочных грунтов и крупных песков.

§ 19.3. МЕТОДЫ ПОДВОДКИ НОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Подводку новых фундаментов осуществляют в случае необходимости разработки грунта ниже подошвы существующих фундаментов или замены фундамента. В практике применяются следующие методы: 1) передача нагрузки от здания на временные опоры (рис. 19.3). При больших нагрузках в качестве поддерживающих конструкций применяют горизонтальные балки чаще всего из металлического проката. Нагрузку на балки передают с помощью домкратов и реже — клиньев. Особо обращается внимание на устройство надежных опор под выносные балки. Для тяжелых сооружений вместо опор из брусьев могут применяться опоры из бетона, а также сваи; 2) пересадка фундамента на сваи. Для этого через существующий фундамент бурят наклонные скважины диаметром 10...20 см с последующим

заполнением бетонной смесью и с трамбованием. Можно также вдавливать сваи отдельными звеньями, используя существующий фундамент в качестве упора для домкрата; 3) подводка под ленточные фундаменты столбов шириной 1 ... 2 м производится в определенной последовательности, с тем чтобы обеспечить минимальное ослабление фундаментов в период производства работ. В подведенных столбах под подошвой существующего фундамента оставляются ниши для установки гидравлического домкрата. Домкратом обжимается грунт под подошвой нового фундамента и сам фундамент для уменьшения возможных деформаций, после чего полости (ниши для домкрата) заполняются бетоном.

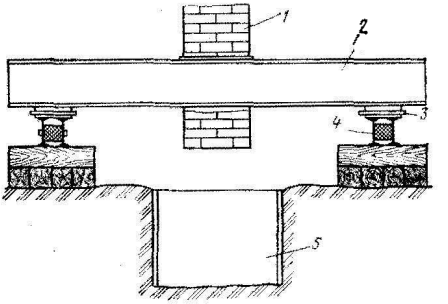


Рис. 19.3. Передача нагрузки от зданий на временные опоры:

1 — стена; *2* — стальная двутавровая балка; *3* — подклинка; *4* — опоры из деревянных брусьев; *5* — траншея для устройства нового фундамента

В последние годы получил распространение способ усиления существующих фундаментов с использованием *буроинъекционных свай*. Они представляют собой разновидность набивных свай и отличаются от них большим относительным заглублением (l/d=80 ... 120 мм), малым диаметром (120 ... 250 мм), материалом ствола (цементный раствор) и способом изготовления (инъекция раствора в скважину). Характерной особенностью таких свай является большая возможность их изготовления в любых грунтовых условиях и любых строительных площадках. Для устройства их бурят скважины диаметром 150 ... 250 мм в пределах существующих фундаментов для установки в них металлических направляющих патрубков (кондукторов), которые служат для предотвращения выпора твердеющей смеси из скважины на поверхность при опрессовке. Скважина заполняется цементным раствором, после чего устанавливается кондуктор. Бурение скважины до проектной отметки осуществляется через кондуктор после его двухсуточной выдержки. Далее забой очищают промывкой свежим глинистым раствором и через трубу инъектор заполняют цементно-песчаным раствором. Вытесненный глинистый раствор собирается в приемный бункер и откачивается. После заполнения скважины раствором производится опрессовка дополнительным объемом раствора от растворонасоса под давлением 0,3 ... 0,4 МПа.

Буроинъекционные сваи могут быть использованы в вариантах безростверковом, ростверковом и варианте подведения нового фундамента под усиливаемый (рис. 19.4). Безростве-

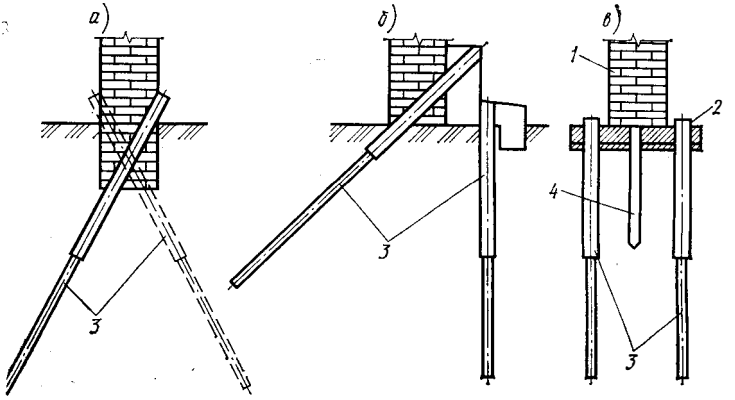


Рис. 19.4. Способы применения буроинъекционных свай:
а — безростверковый; *б* — ростверковый; *в* — подведение нового фундамента; *1* — стена здания; *2* — подводимый фундамент; *3* — буроинъекционные сваи; *4* — существующие сваи

ковый вариант применяется при возможном использовании существующего фундамента в качестве ростверка, ростверковый — при невозможности пробуривания существующих фундаментов.

При реконструкции и надстройке зданий усиление фундаментов может быть выполнено одним из изложенных методов. Предпочтение следует отдать тем методам, которые не вызывают нарушение структуры грунта в основании фундаментов. Необходимо при этом учитывать технико-экономическую эффективность применяемых вариантов, а также требования техники безопасности.

§ 19.4. ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ВБЛИЗИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ

Проф. Б. И. Далматов выделяет следующие причины, обусловливающие проявление дополнительных деформаций существующих зданий при возведении около них фундаментов: выпор грунта в сторону вновь устраиваемого фундамента, суффозия грунта из-под подошвы фундамента при открытом водоотливе, динамическое воздействие на грунт при забивке шпунта, свай, разработке мерзлого и промораживание талого грунта, отклонение шпунта под воздействием существующего фундамента в сторону вновь устраиваемого котлована, уплотнение грунта под влиянием нового фундамента. Последние две причины обусловлены деформациями грунтов основания, образованием воронки оседания (оседание поверхности грунта вокруг площади загружения). Размеры воронки (по глубине и в плане) возрастают с увеличением передаваемой нагрузки на основание, уменьшением расстояния между строящимся и существующим зданием и ростом сжимаемости грунтов основания. Все, что попадает

в воронку оседания (фундаменты существующих зданий, подземные коммуникации и др.), претерпевает значительные осадки, сопровождающиеся, как правило, деформациями конструкций.

В качестве защитного мероприятия против указанного развития деформаций можно рекомендовать отнесение возводимого здания на несколько метров от существующего. Однако эту меру нельзя признать исчерпывающей: во-первых, не всегда представляется возможным это сделать из чисто конструктивных соображений и, во-вторых, воронка оседания распространяется в плане на довольно значительное расстояние. Приближенно принимается, что распространение воронки оседания в стороны от фундамента равно величине активной зоны основания фундамента. Можно более точно рассчитать размеры воронки оседания по методу угловых точек с использованием модели слоя конечной толщины.

Для полного исключения влияния загружения основания применяют шпунтовое ограждение (рис. 19.5), заглубляемое ниже сжимаемой зоны с врезкой в плотные грунты. Необходимо, чтобы отрицательное трение грунта о шпунтовую стенку передавалось на подстилающие плотные грунты. Шпунтовая стенка должна иметь шпоры размером $(0{,}25 \ldots 0{,}5)h$ (h — мощность активной зоны грунта основания).

Изложенное относится к мерам по предотвращению уплотнения грунта вокруг возводимых и существующих зданий. Что касается причин развития дополнительных осадок вблизи существующих сооружений, то все они связаны с производством строительно-монтажных работ и, как правило, могут быть исключены.

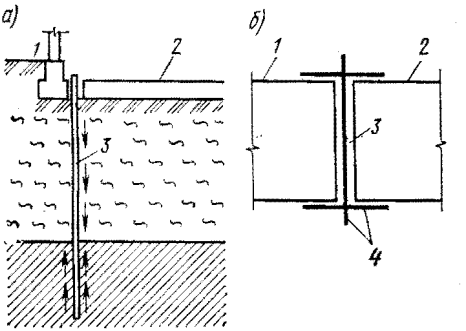


Рис. 19.5. Устройство шпунтовой стенки (по Б. И. Далматову):
а — в разрезе; *б* — в плане; *1* — существующее здание; *2* — фундаментная плита; *3* — шпунтовая стенка; *4* — шпоры

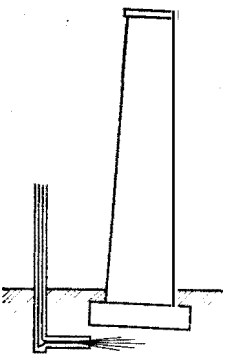


Рис. 19.6. Выправление крена сооружения

Перспективным является применение струйной технологии для выправления крена зданий и сооружений, который образуется из-за неравномерной осадки оснований. Для выправления крена рядом с существующим сооружением со стороны, противоположной крену, устраивают вертикальную скважину (рис. 19.6). Из нее с помощью струйного монитора под фундаментами размывается горизонтальная полость. Под действием расположенного сооружения происходит уплотнение полости, в результате чего сооружение выравнивается. Путем последовательного размыва полостей можно регулировать выравнивание по времени, что обеспечивает полную безопасность этого способа и сохранность состояния выправляемого сооружения.

Вопросы для самопроверки

1. Каковы основные причины деформаций фундаментов и оснований?
2. Охарактеризуйте основные этапы обследования оснований и фундаментов.
3. Какие существуют методы усиления фундаментов и оснований?
4. Какие рекомендуются методы подводки новых фундаментов?
5. Каковы особенности устройства фундаментов вблизи существующих зданий?

§ 19.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемная ситуация просматривается в самой теме главы. Действительно, при современном уровне строительства, развитии науки и техники зданий в аварийном состоянии не должно быть. Таких зданий и сооружений, к счастью, очень немного, но они есть и с этим приходится считаться. Каков выход из такой ситуации? Надо, чтобы выход этот нашли сами обучающиеся с учетом пусть небольшого, но все-таки уже имеющегося жизненного опыта. А выход таков — надо или укреплять грунты основания, усиливать или подводить новые фундаменты. Это и будет разрешением проблемной ситуации.

Следующая проблемная ситуация: при пристройке вновь строящихся зданий к существующим возникают дополнительные деформации (воронки оседания), которые оказывают вредное влияние как на эксплуатируемые, так и строящиеся здания. Происходит это в связи с накладкой активных зон обоих зданий. Как решить проблему, тем более что для обучающихся этот вопрос весьма непростой? Активизируя мысль обучающихся наводящими вопросами, предположениями, рекомендациями, надо с их участием прийти к выводу о необходимости разделения зон влияния оснований фундаментов. Это и предложено Б. И. Далматовым путем устройства шпунтового ограждения.

Технические средства обучения к настоящей главе (учитывая, в основном, описательный характер материала) можно рекомендовать как усиливающие зрительные представления. С помощью кодоскопа и раздаточного материала можно показать

обучающимся деформации кирпичного здания на сваях, основные случаи развития дополнительных осадок существующих зданий при возведении около них фундаментов и др. Для экономии времени с помощью кодоскопа можно несколько ускорить процесс вычерчивания рис. 19.1, 19.2, 19.3.

Можно рекомендовать следующие **межпредметные и внутрипредметные связи.** Анализируя основные причины деформаций оснований и фундаментов, наряду с другими причинами следует особо выделить оценку инженерно-геологических условий строительной площадки, которые рассматривались в курсе инженерной геологии.

Обследуя аварийное состояние здания, фундаменты и основания, необходимо определить наличие трещин, их развитие и изменение увязать с конструктивной схемой здания, его пространственной работой (из курса архитектуры и строительных конструкций). Это позволит более точно выявить основные причины деформированного состояния и определить мероприятия по обеспечению устойчивости здания.

Рассматривая упрочнение оснований, полезно освежить в памяти обучающихся химические и электрохимические способы закрепления грунтов и т. д.

В настоящей пятилетке реконструкции зданий и сооружений уделяется большое внимание. Установлено, что во многих случаях стоимость реконструированных зданий значительно меньше вновь построенных. Поэтому надо хорошо изучить и знать методы усиления фундаментов, укрепления оснований, способы подводки новых фундаментов. В этом большое **профессиональное значение** учебного материала.

Воспитательное значение настоящей главы в том, что, изучив методы усиления фундаментов и оснований, можно наглядно представить себе, во что выливаются ошибки при проведении и оценке инженерно-геологических изысканий, проектировании и строительстве. Ведь известно, что стоимость восстановления зачастую превышает первоначальную стоимость самого здания, не говоря уже о моральном уроне, особенно при восстановлении жилых зданий. Поэтому решения XXVII съезда КПСС, пленумов обязывают повышать качество выпускаемой продукции вообще, в том числе и качество строительно-монтажных работ.

Глава 20

ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО ВОЗВЕДЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ

В настоящей главе излагаются лишь особенности производства работ по устройству оснований и фундаментов, поскольку

более подробно этот раздел освещается в курсе «Технология строительного производства».

Важнейшим условием организации строительно-монтажных работ по возведению фундаментов является обеспечение сохранности природной структуры грунтов основания. Поэтому при залегании ниже дна котлована сравнительно слабых водонасыщенных глинистых грунтов, имеющих низкую структурную прочность и легко разрушаемых под воздействием динамических нагрузок, следует применять механизмы, обеспечивающие сохранность строительных свойств грунтов.

Строительные работы по возведению фундаментов следует выполнять в предельно сжатые сроки, оберегая грунты от увлажнения, особенно в дождливый период, промораживания во время наступления холодов. Засыпку пазух котлованов также надо выполнять в минимальные сроки, так как это обусловливает сохранность природной структуры грунтов. Для этой же цели при отрыве котлованов скреперами, бульдозерами грунт не добирают на 10 ... 15 см. При разработке грунта одноковшовыми экскаваторами недобор грунта составляет 30 см. Окончательную доработку грунта производят средствами малой механизации или вручную. При разработке не допускается перебор грунта ниже дна котлована. В случае разрыхления грунтов основания их необходимо уплотнить катками, вибротрамбовками или тяжелыми трамбовками.

Большое внимание уделяется подготовке контактного слоя— фундамента и грунта. Для этого перед установкой сборных фундаментов укладывают слой крупного или средней крупности песка толщиной 10 ... 15 см. На водонасыщенных грунтах монолитные и сборные фундаменты устанавливают на слой цементного или известкового раствора толщиной 5 ... 8 см. При отрывке котлованов большое внимание уделяется обеспечению устойчивости стенок, особенно при большой глубине котлована. В противном случае возможно обрушение грунта, что создает угрозу для работающих в котловане людей и механизмов, не говоря о значительном увеличении объема земляных работ.

При разработке котлованов не допускается скапливание атмосферных или подземных вод на дне котлована, так как это приводит к ухудшению физико-механических свойств грунтов основания.

§ 20.1. КРЕПЛЕНИЕ СТЕН КОТЛОВАНОВ

При разработке котлованов в маловлажных глинистых грунтах глубиной 1,5 ... 2,0 м крепление стен, как правило, не производят. При этом стремятся создать котлованы с вертикальными стенами из условия сокращения объемов земляных работ

и отрывки котлована в стесненных условиях. При устройстве котлованов в водонасыщенных малопрочных грунтах крепление стенок котлована является обязательным, если не предусматривается устройство откосов.

Во многих случаях крепление стен котлована позволяет исключить приток подземных вод. Если на призму обрушения опираются надземные конструкции, то крепление стен котлована должно быть прочным и малодеформируемым. В настоящее время крепление стен котлованов осуществляется с помощью простейших распорных креплений, шпунтовых или льдогрунтовых стен и применением способа устройства «стены в грунте» (см. гл. 16, § 3).

К простейшим распорным креплениям относятся крепления с инвентарными распорками, закладные и сводчатые.

Простые распорные крепления с инвентарными распорками применяют для крепления стен сравнительно небольших котлованов и нешироких траншей, устраиваемых выше уровня подземных вод. Их выполняют в виде горизонтально или вертикально расположенных досок, в которую упираются инвентарные распорки (рис. 20.1). В песчаных грунтах производится сплошное крепление стен котлованов, в связных — несплошное.

При глубоких и больших котлованах применяются сплошные закладные крепления (рис. 20.2). Они выполняются в виде вертикальных стальных прокатных профилей типа двутавров или спаренных швеллеров, которые погружаются в грунт до разработки котлована. Это осуществляется с помощью вибрирования, забивкой или установкой в заранее пробуренные скважины. Промежутки между стойками заполняют досками. Вместо досок в отдельных случаях устраивают сводики из бетона или железобетона, изготовленные методом торкретирования.

Для обеспечения устойчивости прокатных профилей и фиксации их положения устанавливают горизонтальные распорки.

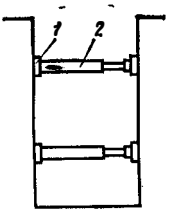


Рис. 20.1. Распорные крепления:
1 — упорная доска; *2* — инвентарная распорка

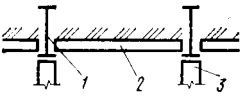


Рис. 20.2. Сплошное крепление:
1—двутавровая стойка; *2* — закладные доски; *3* — распорка

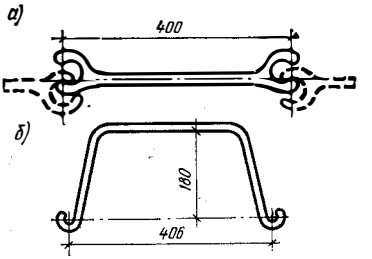


Рис. 20.3. Схематический профиль шпунта:
а — плоский; *б* — корытный типа «Ларсен»

При большой их длине забивают дополнительные стойки, которые располагают с небольшим уклоном к центру котлована, с тем чтобы они не работали на выдергивание.

Шпунтовые стенки устраивают при отрывке котлована ниже уровня подземных вод. В этом случае необходимо обеспечить не только прочность крепления стенок котлована, но и исключить проникание воды. Шпунтовые стенки выполняют из деревянного или стального шпунта. Деревянное шпунтовое ограждение из досок или брусьев применяется при сравнительно небольшой глубине котлована — до 5 м; при большей глубине котлованов применяют стальной шпунт — плоский или корытного профиля типа «Ларсен» (рис. 20.3), имеющего большое сопротивление при работе на изгиб.

Плотность деревянного шпунта обеспечивается разбуханием древесины, стального — за счет заиления пазов.

Устойчивость шпунтовых стенок для неглубоких котлованов (до 6 м) обеспечивается погружением шпунта ниже котлована на определенную глубину. Нижняя часть консольных стенок считается условной заделкой в грунте. Расчетом подбирают глубину забивки и сечение шпунта как обеспечивающее его устойчивость и прочность. Если погружения шпунта в дно котлована недостаточно для обеспечения его устойчивости, применяют анкерное крепление шпунтовой стенки в виде анкерных свай, плит и заглубленных конструкций. При узких котлованах чаще всего применяют горизонтальные распорки.

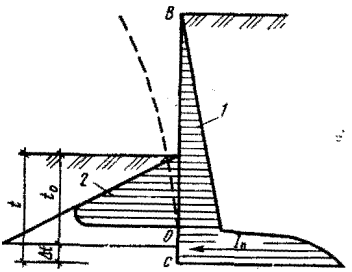


Рис. 20.4. К расчету безанкерной шпунтовой стенки:
1 — активное давление грунта; *2* — пассивный отпор грунта; l_R — реактивное давление грунта

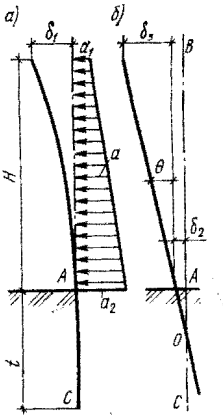


Рис. 20.5. Схема к определению деформации шпунтовой стенки:
а — прогиб; *б* — поворот относительно точки *O*

Наиболее распространенным методом расчета безанкерных шпунтовых стенок является метод Блюма — Ломейера, который базируется на следующих условиях: шпунтовая стенка загружена активным давлением грунта, а ниже дна котлована развивается пассивный отпор (рис. 20.4); ниже точки поворота шпунтовой стенки O развивается реактивное давление грунта, которое принимается в виде сосредоточенной силы.

Фактически эпюры давления ниже дна котлована имеют криволинейное очертание. Однако принятые допущения незначительно отражаются на результатах расчета, но в то же время существенно его упрощают. Минимально необходимая глубина забивки шпунтовой стенки должна быть

$$t = t_0 + \Delta t, \tag{20.1}$$

где Δt — длина нижнего участка шпунтовой стенки, необходимая для мобилизации пассивного отпора грунта $E_п'$ (рис. 20.4).

Значение Δt определяется выражением без учета трения грунта о шпунтовое ограждение

$$\Delta t = E_п' [2q_{to}(\lambda_п - \lambda_а)], \tag{20.2}$$

где q_{to} — бытовое давление грунта на глубине приложения пассивного отпора грунта $E_п$; $\lambda_а$ и $\lambda_п$ — коэффициенты активного давления грунта и пассивного отпора. Чаще всего $t = 1{,}1t_0$.

Если за шпунтовой стенкой залегают несколько слоев разнородного грунта, расчет ее устойчивости производят графоаналитическим способом.

Шпунтовые стенки могут получать значительные горизонтальные перемещения в пределах глубины котлована. Смещение приближенно можно определить как сумму из трех слагаемых (рис. 20.5):

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3, \tag{20.3}$$

где δ_1 — прогиб стенки, определяемый как для консольной балки; $\delta_2 + \delta_3$ — смещение верхней части шпунтовой стенки вследствие поворота на угол θ.

Прогиб δ_1 определяется по формулам сопротивления материалов. При трапециевидной эпюре давления грунта на шпунтовую стенку

$$\delta_1 = \frac{H^4}{120EI}(11a_1 + 4a_2), \tag{20.4}$$

где a_1 и a_2 — ординаты трапециевидной эпюры давлений; H — глубина котлована.

Смещение верха стенки $\delta_2 + \delta_3$ можно определить по решению Н. К. Снитко, рассматривая участок шпунтовой стенки ни-

же дна котлована как жесткую конструкцию:

$$\delta_2 + \delta_3 = \frac{12}{kt^2}\left[M\left(2+\frac{3H}{t}\right) - Q\left(\frac{3t}{2}+2H\right)\right], \qquad (20.5)$$

где k — коэффициент постели основания в точке C; M — изгибающий момент в точке A; Q — поперечная сила в точке A.

Как указывалось, устройство анкеров и распорок позволяет увеличить жесткость шпунтовой стенки и уменьшить ее горизонтальное смещение. При устройстве шпунтовой стенки с одним рядом анкеров усилие в анкере находится путем проектирования действующих сил на горизонтальную ось. Уточнение глубины забивки шпунта с учетом работы анкеров производится на основе уравнения моментов всех сил относительно точки B (см. рис. 20.4). При глубине котлована более 6 м анкеры или распорки устраивают на нескольких уровнях. В таких случаях нет необходимости в большом заглублении шпунтового ограждения ниже дна котлована по условию обеспечения устойчивости шпунта. Его горизонтальная подвижка намного уменьшается за счет жестких распорок или неподатливых анкеров, и снижается возможность развития пассивного отпора ниже дна котлована.

§ 20.2. ИСКУССТВЕННОЕ ЗАМОРАЖИВАНИЕ ГРУНТОВ

Искусственное замораживание грунтов применяют при устройстве котлована в водонасыщенных грунтах с содержанием валунов и других включений, препятствующих погружению шпунта. Вокруг котлована образуются льдогрунтовые стенки, которые препятствуют проникновению воды.

Для искусственного замораживания грунта по контуру котлована ряд колонок погружают на глубину создания льдогрунтовой завесы. Пропуская через колонки специальные охлаждающие растворы (чаще всего насыщенный водой раствор хлористого кальция при температуре 26 ... 55° С), создают условия для теплообмена с окружающим грунтом и создания льдогрунтовой стенки. Нагнетание в колонки охлаждающего раствора производится с помощью специальной установки, схема которой приведена на рис. 20.6.

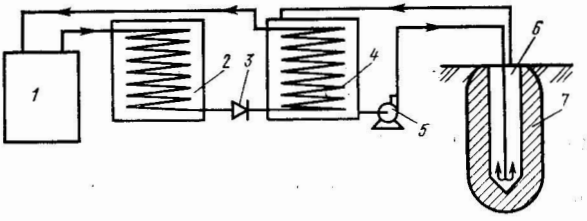


Рис. 20.6. Схема замораживающей колонки

Пары хладагента (газа) засасываются компрессором *1*, сжимаются, при этом температура газа повышается. Далее сжатый газ превращается в жидкость путем охлаждения водой в конденсаторе *2*. Сконденсированная жидкость под давлением подается в редукционный клапан *3*, пропускающий тонкую струю жидкости. С помощью компрессора *4* за редукционным клапаном поддерживается низкое давление, обусловливающее испарение жидкости и сопровождающееся отбором тепла от испарителя. Насосом *5* хладагент подается в скважину *6*, и грунт *7* замораживается. Затем цикл повторяется. В качестве жидкости (хладагента) применяется аммиак, реже — фреон, жидкий азот или диоксид углерода. Искусственное замораживание грунтов широко используют метростроители для устройства наклонных ходов и шахт, проходки туннелей и устройства котлованов.

Однако этот способ имеет ряд недостатков. Замораживание пылеватых и глинистых грунтов способствует возникновению морозного пучения, что приводит к поднятию поверхности грунта и расположенных на нем сооружений. При оттаивании льдогрунтовой стены развиваются просадочные свойства грунтов. Более того, после оттаивания грунты имеют большую сжимаемость и меньшее сопротивление сдвигу. В связи с этим следует избегать искусственного замораживания грунтов для крепления стен котлованов ниже подошвы фундаментов строящихся зданий или рядом с фундаментами существующих зданий или сооружений.

§ 20.3. ОСУШЕНИЕ КОТЛОВАНОВ

При разработке котлованов ниже уровня подземных вод необходимо понизить их уровень, с тем чтобы строительные работы по возведению фундаментов производить в сравнительно сухих условиях. Осушение котлованов осуществляется чаще всего открытым и глубинным водоотливом и с помощью электроосмоса.

Открытый водоотлив производится путем откачки воды насосами из приемных колодцев, отрытых на дне котлована глубиной 0,5 ... 0,7 м. Их засыпают песком или гравием для исключения заиливания грунта. Вода в приемные колодцы поступает по горизонтальным канавкам, засыпанным также песком или гравием. При открытом водоотливе стремятся к тому, чтобы вода не покрывала дно котлована для исключения набухания грунта.

Более эффективное понижение уровня подземных вод достигается глубинным водоотливом. С этой целью по контуру будущего котлована устанавливают иглофильтры в заранее выполненные скважины. Скважины устраивают чаще всего размывом грунта глубиной ниже дна котлована на 5 ... 7 м.

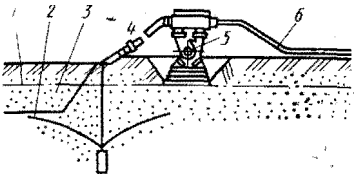


Рис. 20.7. Понижение уровня подземных вод с помощью иглофильтровой установки:

1 — уровень подземных вод; *2* — депрессивная кривая; *3* — котлован; *4* — всасывающий рукав; *5* — насос; *6* — напорный трубопровод

Откачку воды из иглофильтров производят вихревыми насосами (рис. 20.7). Уровень воды около иглофильтров понижается в среднем на 5 м, что приводит к образованию депрессионной воронки. Так как иглофильтры располагают на расстоянии 0,8 ... 1,5 м друг от друга, то воронки объединяют и уровень подземных вод под будущим котлованом понижается.

Иглофильтровыми установками можно понижать уровень подземных вод в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации 0,05 ... 0,002 см/с. Если пески содержат большое количество пылеватых частиц и сетки иглофильтров быстро заиливаются, то для исключения этого явления скважины иглофильтров засыпают песком средней крупности. При понижении уровня подземных вод на большую глубину иглофильтры устанавливают в несколько ярусов или применяют эжекторные иглофильтры. Для откачки воды из буровых скважин (колодцев) используются глубинные насосы.

При понижении уровня подземных вод в грунтах с коэффициентом фильтрации менее 0,001 см/с применяют электроосмотическое осушение совместно с иглофильтровыми установками. Для этого по периметру будущего котлована забивают стальные стержни из арматуры или труб диаметром 38 мм. На расстоянии 1,5 ... 2,0 м от них погружают иглофильтры с рас-

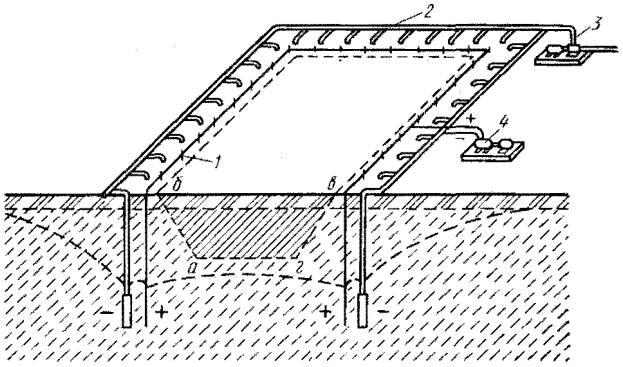


Рис. 20.8. Схема электроосмотического осушения грунтов:

1 — сеть электродов (анодов); *2* — коллектор, подсоединенный вместе с иглофильтрами к отрицательно заряженному полюсу (катоды); *3* — насос; *4* — мотор-генератор; *а*, *б*, *в*, *г* — контуры будущего котлована

становкой их в шахматном порядке относительно стержня (рис. 20.8). Стержни подключаются к положительному полюсу (аноду) постоянного электрического тока с напряжением 30 ... 60 В, а иглофильтры — к отрицательному (катоду). Под влиянием действующего электрического тока грунтовая вода движется от анода к катоду и откачивается насосом. Это обусловливает понижение уровня подземных вод не только между электродами, но и во всем котловане. По опытным данным расход электроэнергии на 1 м^3 осушаемого грунта составляет 5 ... 40 кВт·ч электроэнергии.

§ 20.4. ОСОБЕННОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ И УСТРОЙСТВА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Разбивку мест установки блоков **отдельных сборных фундаментов** производят до их монтажа путем натягивания проволоки между обносками по продольным и конечным осям колонн. С помощью отвала на дно котлована переносят точку пересечения осей и размечают положение трех углов фундаментного блока. Нивелиром проверяется отметка основания под фундамент, горизонтальность основания в различных направлениях выверяется рейкой и уровнем. С помощью теодолита проверяется правильность установки блока по осевым рискам или отвесам, подвешенным к проволочным осям.

Монтаж отдельных сборных фундаментов разделяется на устройство основания, подачу сборных элементов фундамента в котлован с их установкой в проектное положение и заделкой стыков и швов.

Монтаж сборных элементов производится краном с установкой его чаще всего внутри контура котлована, так как обусловливает возможность максимально приблизить кран к монтируемому фундаменту. Для монтажа блоков фундамента используются наиболее легкие и мобильные монтажные средства — автокраны, краны-экскаваторы, пневмоколесные и гусеничные монтажные краны. В каждом конкретном случае определяют грузоподъемность и вылет крюка монтажного средства в зависимости от максимального веса сборного элемента, конфигурации фундамента и конструкции монтажного крана. Например, монтаж отдельных сборных фундаментов жилых и гражданских зданий производят автомобильными кранами с грузоподъемностью 5 т.

Особое внимание обращается на сохранность естественной структуры грунтов основания монтируемых фундаментов. В связи с этим не разрешается движение монтажных средств по подготовленной поверхности основания фундаментов. Если грунты основания сложены пылеватыми мелкими песками, пылеватыми

илистыми супесями, пылеватыми суглинками в водонасыщенном состоянии, ленточными глинами и погребенными торфами, то перемещение кранов по дну котлована не допускается. В этом случае разрабатывается соответствующая схема возведения отдельных фундаментов с выполнением монтажных работ с бровки котлована. Для монтажа в таких котлованах подбираются краны-экскаваторы с грузоподъемностью 15 ... 20 т и вылетом крана 10 ... 15 м.

При такой схеме монтажа фундаментов нагрузка от крана может угрожать устойчивости откоса котлована. В связи с этим необходимо предусмотреть дополнительные мероприятия по обеспечению безопасности производства работ.

До установки стаканной части отдельного фундамента проверяется глубина стакана, при этом допускается отклонение по глубине до 50 мм. Считаются непригодными для монтажа стаканы с минусовыми отклонениями по глубине.

Не рекомендуется при устройстве котлованов допускать переборы грунта. Случайные переборы грунта восполняются сухим песком, гравием или щебнем с отсыпкой слоями толщиной не более 10 см и тщательной трамбовкой каждого слоя.

Если в основании фундаментов скапливаются разжиженный грунт и вода в результате действия атмосферных осадков и грунтовых вод, то они должны быть удалены со дна котлована с уплотнением грунта втрамбовыванием щебня, гравия или крупного песка слоями толщиной 10 см. В зимнее время монтаж отдельных сборных фундаментов производится с обязательной защитой грунтов основания от промерзания.

После возведения фундаменты проверяются и сдаются по акту до начала монтажных работ остальных частей здания или сооружения. Эта проверка производится теодолитом и заключается в нанесении на фундаменты проектных осей шага колонн и длины пролета. В результате определяется смещение осей и расстояние от осей до стены и стакана или до закладных деталей. Проведенные контрольные измерения наносятся на исполнительную схему.

При устройстве **отдельных монолитных фундаментов** их разбивку производят с помощью отвесов в точках пересечения проволок, которые натягиваются по осям колонн над котлованом. Далее намечают середину короба из опалубочных щитов и поверх него прикрепляют накрест выстроганные рейки, грани которых должны располагаться по осям короба. После этого короб передвигают до такого положения, пока обе рейки не коснутся шнура отвесов. В этом положении короб закрепляется, и рейки удаляют. Таким же способом определяют положение вышележащих коробов ступенчатых фундаментов и опалубки фундаментного стакана.

Бетонирование фундаментов под сборные колонны произво-

дят не до проектной отметки, а несколько ниже для возможности подливки и затирки бетона под проектную отметку. Последняя, как правило, наносится нивелиром на опалубку.

Процесс сооружения отдельных монолитных фундаментов состоит из устройства опалубки, сборки и установки арматурных каркасов, бетонирования фундаментов с уплотнением бетонной смеси и уходом за ней.

Опалубочные и арматурные работы являются трудоемкими, маломеханизированными и дорогостоящими работами. Поэтому следует стремиться к широкому использованию инвентарной опалубки и сварной арматуры в виде сеток и каркасов.

В практике устройства отдельных фундаментов применяются три варианта конструкции инвентарной разборно-переставной щитовой опалубки: металлической, деревянной и комбинированной. Используя инвентарную опалубку, представляется возможность сократить затраты труда на опалубочных работах в два раза и значительно уменьшить расход лесоматериалов.

При централизованном изготовлении арматурных каркасов их устанавливают в опалубочные блоки и создают единый арматурно-опалубочный блок, который собирается двумя способами. Если можно передать временные нагрузки от опалубки на арматурные каркасы, то опалубку устанавливают на каркасы с помощью стяжек и болтов. При невозможности передачи такой нагрузки на арматурные каркасы опалубку собирают в жесткий блок и закрепляют на нем арматуру. Монтаж арматурно-опалубочных блоков производят кранами грузоподъемностью 2 ... 3 т.

Укладка бетонной смеси производится кранами с послойным уплотнением глубинными вибраторами.

Доставка бетонной смеси в фундамент производится бадьями типа «туфельки», позволяющими исключить перегрузку бетонной смеси из автосамосвалов в промежуточные емкости.

Бетонная смесь привозится на отдельную площадку автомобилями-самосвалами с объемом, кратным вместимости нескольких поворотных бадей.

Перед укладкой бетонной смеси производят подготовку основания. При этом на грунтовом основании удаляются растительные, торфянистые и прочие грунты органического происхождения. Переборы грунта заполняются песком и уплотняются.

Перед укладкой бетонной смеси актами оформляют все скрытые работы, правильность установки арматуры и опалубки, точность и надежность закрепления закладных деталей.

После окончания бетонирования монолитных фундаментов на их грани наносят оси колонн и выполняют исполнительную нивелировку фундамента с установкой рейки по углам фундамента и его центре. На основании съемки составляют исполни-

тельную схему и отмечают отклонения от проектного положения осей и отметок габаритов возведенного фундамента.

Технология организации и производства работ по **устройству свайных фундаментов из забивных свай** определяется проектом производства работ (ППР). Для обеспечения повышения производительности труда и снижения себестоимости забивки свай проект производства работ должен разрабатываться с учетом следующих требований:

а) места складирования свай должны располагаться как можно ближе к путям движения копров для обеспечения захвата и подъема свай самим копром без дополнительной работы краном;

б) внутри строительной площадки транспортные средства должны двигаться по кольцевой схеме с отдельным въездом и выездом;

в) предусматривать, по возможности, прямолинейное перемещение копров с наименьшим числом поворотов, особенно для сваебойных агрегатов на рельсовом ходу;

г) необходимо тщательно планировать пути движения копров, при расположении путей на слабых грунтах следует подсыпать пути песком или гравием;

д) если сезонное промерзание грунта составляет более одного метра, необходимо перед забивкой свай пробурить лидерные скважины на всю глубину сезонного промерзания грунтов.

Ответственным моментом для организации и производства свайных работ является выбор сваебойного молота. При забивке свай в плотные грунты вес ударной части молота одиночного действия должен быть не менее полуторного веса сваи при длине ее до 12 м. Если сваи забиваются в грунты средней плотности, то вес ударной части молота принимается равным 1,25 веса сваи. Вес ударной части молота может быть уменьшен на 25 ... 30% при погружении свай в легкие грунты с применением подмыва или других способов, облегчающих погружение свай. Наиболее точным способом является подбор молота на основе расчета необходимой номинальной энергии одного удара к коэффициентам применимости молотов, приводимым в справочной литературе.

Проверка выбранного молота производится путем проведения пробной забивки. Если вес ударной части молота недостаточен, то сваи не достигнут заданной проектной отметки или будут разрушены. В таких случаях необходимо сменить молот на более тяжелый.

До производства работ по забивке свай необходимо провести подготовительные работы, к которым относится ограждение строительной площадки, снос сооружений с очисткой территории площадки от мусора, ненужных элементов и т. д.

В период подготовительных работ производится геодезиче-

ская разбивка и закрепление осей свайных фундаментов на местности. Сначала производят разбивку и закрепляют на местности главные оси здания или сооружения с привязкой их к базисной линии.

Оси свайных фундаментов разбивают от базисной линии, за основные линии разбивки принимают главные оси сооружения. Разбивку свайных рядов ведут от главных осей здания и осей свайных фундаментов. Для разбивки вертикальных отметок голов свай, низа ростверка и т. д. вблизи здания или сооружения закладывают постоянный репер, который привязывают к знакам государственной нивелировки прецизионным нивелиром. Репер должен быть надежно защищен от смещений и повреждений.

При складировании свай, доставке на строительную площадку их подъем можно производить только за петли и штыри, установленные в тело сваи, и только при вертикальном положении грузоподъемного полиспаста. Не разрешается перемещать сваи волоком, сбрасывать с высоты и кантовать.

На строительных площадках с большим объемом свайных работ на объекте устраивается базисный и расходный склады свай. Базисный склад позволяет создать запас свай для обеспечения работы копров на время возможного перерыва в подвозе свай с заводов-изготовителей. Расходные склады располагаются на пути движения копров и пополняются сваями с базисного склада.

Забивка свай производится копрами, все механизмы которых и молоты должны быть проверены и испытаны. До забивки свай проверяется техническая документация на забиваемые сваи, правильность маркировки свай и разметку их по длине.

Подтягивание сваи к копру производится через отводной блок, расположенный на нижней раме копра, с расстояния не более 5 м перпендикулярно оси движения копра. Забивку сваи производят после установки молота на сваю и окончательной выверки вертикальности сваи. Первые удары по свае производят с малой высоты подъема молота. После погружения сваи на глубину 1 ... 1,5 м в грунт забивку выполняют с максимальным подъемом ударной части молота.

В процессе забивки не допускается смещение оси сваи от проектного положения, нужно своевременно заменять амортизирующие прокладки и следить за исправностью оголовника и т. д.

Сваи забивают до заданной проектной отметки или до получения проектного отказа сваи.

Замер отказа сваи производится при подъеме ударной части молота одиночного действия на полную высоту. Если при забивке сваи не достигается расчетный отказ, то добивка должна производиться после «отдыха» сваи в соответствии с действу-

ющими нормативными документами. При превышении контрольного отказа в процессе добивки сваи необходимо поставить об этом в известность проектную организацию для принятия соответствующего решения. Забивку свай следует обязательно оформлять ведением журнала по установленной форме.

При возведении свайных фундаментов в водонасыщенных песках малой плотности (плывунах) и значительной мощности применение трубчатых свай с открытым нижним концом в слабых грунтах используют вибропогружатели. Для вибропогружения всех видов свай является обязательным жесткое крепление вибропогружателя к опускаемому элементу. С этой целью применяют наголовники.

Контроль за погружением свай производится путем измерения скорости погружения и амплитуды колебания погружаемого элемента. Если резко снижается скорость вибропогружения или увеличивается амплитуда колебания, дальнейшее погружение прекращается и выясняются причины отклонений. Вибропогружение свай оформляется журналом установленной формы.

Бетонирование монолитных железобетонных ростверков выполняется в сборной опалубке. Сначала срубают головы свай до заданной отметки с оголением арматурных стержней и последующим омоноличиванием при бетонировании ростверка. В последнее время получают широкое распространение сборные железобетонные ростверки. Для их устройства требуется более высокая точность забивки свай в плане и по вертикали.

§ 20.5. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Проблемную ситуацию можно рассмотреть при изложении учебного материала по креплению стенок котлована. Действительно, каким образом можно разработать котлованы ниже уровня подземных вод и на большой глубине от поверхности грунта? При этом разработка грунта с откосами не всегда применима, поскольку значительно увеличивается объем земляных работ. Какой может быть выход из этой проблемной ситуации? Необходимо поставить такой вопрос обучающимся и с их участием ответить на него. При этом нужно создать такую ситуацию, чтобы со стороны студентов появились определенные предложения, пусть несовершенные, неоформившиеся. Преподавателю надо создать такую обстановку в аудитории, чтобы студенты не чувствовали скованность и любые предложения с их стороны не только поощрялись, но и воспринимались, как шаг вперед на пути к истине. В конечном итоге надо обобщить все предложения и прийти к выводу о необходимости устройства шпунтовой стенки и тем самым разрешить проблемную

ситуацию. Аналогично ее можно создать и по другим вопросам настоящей главы.

Технические средства обучения при изложении учебного материала главы можно рекомендовать с учетом характера рисунков. Например, рис. 20.1 (распорные крепления), рис. 20.2 (сплошное крепление), рис. 20.4 (к расчету безанкерной шпунтовой стенки), рис. 20.5 (схема к определению деформации шпунтовой стенки) вполне можно давать на доске как простые и не требующие много времени на вычерчивание. Остальные рисунки можно вычерчивать с помощью кодоскопа.

Следует использовать **внутрипредметные и межпредметные связи.**

В начале изложения материала можно напомнить обучающимся о том, что технологический процесс возведения фундаментов рассматривается в соответствующих курсах, в данной главе сообщаются лишь особенности производства работ по возведению фундаментов с учетом специфики расчета грунтов как оснований зданий и сооружений.

При изложении методов крепления стен котлованов и траншей можно вспомнить с участием обучающихся отдельные моменты по устойчивости земляных масс (призму обрушения, угол естественного откоса и т. д.) и сделать акцент при рассмотрении вопроса о расположении анкеров (за пределами призмы обрушения).

Рассматривая расчет шпунтовой стенки, полезно вспомнить из курса сопротивления материалов методику расчета консольных балок (хотя бы в общих чертах).

Излагая учебный материал по искусственному замораживанию грунтов, можно напомнить студентам отдельные сведения о мерзлых грунтах (миграция влаги, пучение грунтов и т. д.).

Профессиональную и воспитательную направленность материала настоящей главы трудно переоценить. Невозможно представить себе строительную площадку без крепления стен котлованов или траншей, водоотлива, осуществляемого самым простым способом (открытый водоотлив с откачкой воды из приемных колодцев и т. д.). Поэтому каждый инженер должен знать особенности возведения фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях, в частности при высоком стоянии подземных вод, разработке котлованов на большую глубину с применением необходимых креплений. Тем более, что такие условия имеют большое распространение с учетом развития массового строительства. Вообще будущему инженеру-преподавателю надо готовить себя еще на студенческой скамье не к легкой деятельности, а к будням творческого напряжения, повседневного поиска и самосовершенствования, с тем чтобы знания, полученные в институте, окупились в будущей инженерно-педагогической деятельности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В соответствии с решениями XXVII съезда КПСС по ускорению научно-технического прогресса перед строителями ставится задача максимальной экономии материально-технических и трудовых ресурсов при возведении зданий и сооружений. Это может быть достигнуто путем интенсивного внедрения механизации, индустриализации и автоматизации проектирования и строительства. Особое значение в связи с этим приобретает широкое использование ЭВМ как при изыскании инженерно-геологических условий, проектировании зданий и сооружений, так и автоматизации строительства.

В настоящем учебнике рассмотрены геологические условия и динамика верхних горизонтов земной коры, условия нарушения прочности, устойчивости и деформации толщ грунтовых оснований под воздействием нагрузок от зданий и сооружений, совместная работа фундаментов и оснований, методика проектирования и расчета фундаментов, их конструкции и способы возведения в обычных и сложных инженерно-геологических условиях. Изложены учебно-методические рекомендации к каждой главе, позволяющие организовать изучение учебного материала с учетом передового педагогического опыта и воспитательной направленности учебного процесса.

Изучение учебного материала на лекциях, практических и лабораторных занятиях должно обеспечить рассмотрение наиболее сложных и принципиальных разделов, дать основные направления обучения и воспитания с учетом инженерно-педагогической деятельности будущих инженеров-преподавателей. Но аудиторные занятия не могут быть достаточными для полного освоения курса, поэтому в процессе обучения часть учебного материала необходимо давать на самостоятельное изучение. Если при этом у обучающихся возникнут вопросы, которые они

не могут разрешить самостоятельно, то их нужно рассматривать на консультациях.

Самостоятельная работа должна вырабатывать у будущего специалиста потребность к самообразованию, привить ему навыки к самостоятельности и учебе на всю жизнь. Этот вид учебных занятий приобретает воспитательный характер, и ему следует уделять большое внимание.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Ленин В. И. Философские тетради. М., 1973.

Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М., 1983.

Батышев С. Я. Научная организация учебно-воспитательного процесса. М., 1980.

Белый Л. Д. Инженерная геология. М., 1985.

Веселов В. А. Проектирование оснований и фундаментов. М., 1978.

ГОСТ 25100—82. Грунты. Классификация.

Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., 1981.

Клейн Г. К., Черкасов И. И. Фундаменты городских транспортных сооружений. М., 1985.

Крутов В. И., Багдасаров Ю. А., Рабинович И. Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах. М., 1985.

Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Специальная инженерная геология. Л., 1978.

Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М., 1982.

Пешковский Л. М., Перескокова Т. М. Инженерная геология. М., 1982.

Теоретические основы инженерной геологии. Геологические основы/Под ред. *Е. М. Сергеева*. М., 1985.

СНиП 2. 02. 01 — 83. Основания зданий и сооружений.

СНиП 2.02.03—85. Свайные фундаменты.

СНиП II-19—79. Нормы проектирования. Фундаменты машин с динамическими нагрузками.

СН 256 — 80. Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве. М., 1981.

Цытович Н. А. Механика грунтов. М., 1983.

Швец В. Б., Тарасов Б. Л., Швец Н. С. Надежность оснований и фундаментов. М., 1980.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Абразия 62
Агрессивность воды 43
Аллювий дельтовый 61
— пойменный 61
— русловый 61
Атмосфера 10

Барханы 59
Болота 64
Бурение колонковое
— ударно-канатное
— шнековое

Вариантность проектирования 170
Верховодка 41
Включения газообразные 95
Вода агрессивная 43, 177
— артезианская 42, 47
— капиллярная 95, 107
— подземная межпластовая 42
— почвенная 41
— прочносвязанная 94
— рыхлосвязанная 95
— трещинная 42
Водопроницаемость 102
Водоснабжение 89
Водохранилища 65
Выветривание биологическое 58
— химическое 57
— физическое 57

Гель 217
Геодинамика 52
Геоморфология 26
Геохронология 20
Гидрогеология 40
Гидроизоляция фундамента 178
— подвальных помещений 178
Гипоцентр 53
Гора 27
Градиент начальный 108
Граница раскатывания 33
— текучести 33
Грунт вечномерзлый 231, 242
— глинистый 35
— дисперсный 95
— искусственный 37
— мерзлый 242
— набухающий 239
— надежный 179
— намывной 38
— насыпной 38
— песчаный 35
— просадочный 233
— слабый 179, 231
— структурно-неустойчивый 231
Грунтоведение 7

Давление активное 141
— дополнительное 152
— набухания 240
— нейтральное 108
— пассивное 141
— природное 126
— связности 111
— среднее 181
— эффективное 108
Демпфирование 256
Дефляция 59
Деформация ползучести 158
— уплотнения 102
— упругая 256

Долина 27
Дислокации 17

Задача контактная 124
Закон сопротивления сдвигу 108
— уплотнения 105
— фильтрации 107
Закрепление грунтов 217
Зандры 67
Землетрясения 52
Зондирование динамическое 84
— статическое 84

Изобары напряжений 123
Изыскания 85

Карст 71
Карты гидрогеологические 44
— инженерно-геологические 84
Кессон 226
Классы структур 96
Класс скальных грунтов 31
— нескальных грунтов 31
Кодоскоп 23
Колебания вынужденные 255
— свободные 255
Колодцы опускные 223
Консолидация грунта 154
Коррозия 59
Коэффициент бокового давления 106
— жесткости основания 257
— неравномерного сдвига 257
— неравномерного сжатия 257
— относительной сжимаемости 104
— поперечного расширения 106
— пористости 103
— равномерного сдвига 257
— равномерного сжатия 257
— устойчивости откоса 138
— фильтрации 49
Крен 169
Кривая компрессионная 104
Круг Мора 132
Кручение 169

Ледники 66
Липкость 37
Литосфера 10
Льдистость грунта 243

Магнитосфера 10
Меандры 61
Метод ареометрический 32
— ограниченной сжимаемой толщи 152
— послойного суммирования 151
— угловых точек 120
Методы геофизические 81
— закрепления грунтов 217
— уплотнения грунтов 213
Минералы 11
Модель грунтовой массы 108
Модуль общей деформации 105
— осадки 104
Мощность активной зоны 152

Набухание грунта 36
Нагорье 27
Нагрузка первая критическая 131
— вторая критическая 136
Напряжения главные 123
— касательные 123

— нормальные 171
— от собственного веса грунта 126

Обвалы 69
Овраг 27
Ограждение шпунтовое 212
Озера 64
Озы 67
Оползень 68, 70
Осадка средняя 150, 170
— предельная 171
Оседания 150
Останцы 59
«Отдых» сваи 201
Отказ сваи 201
Отложения аллювиальные 61
— делювиальные 59
— пролювиальные 62
— эоловые 59
— элювиальные 58

Перекос 169
Подушки грунтовые
Поиск месторождений 88
Пористость грунта 97
Породы горные 13
Поток воды плоский 45
— радиальный 45
Принцип проектирования фундаментов 169
— — строительства в районах вечномерзлых грунтов 246
Проектирование по деформациям 169
— — несущей способности 172
Прогиб относительный 169
Просадка при замачивании 237
— при оттаивании 246
Прочность длительная 160
— мгновенная 160
Пучение морозное 244

Равнины 28
Разведка строительных материалов 88
Разжижение песков 256
Размокание 36
Распоры 123
Распределение давлений по подошве фундамента 124
Расчет по деформациям 170
— — несущей способности 172
Резонанс 256
Релаксация напряжений 159
Рельеф 26
Рекомендации учебно-методические 21
Реконструкции фундаментов 265
Реология 158

Сапропель 64
Сваи буронабивные 195
— винтовые 197
— висячие 194
— забивные 194
— колонны 194
— оболочки 194
— стойки 193
Связи водноколлоидные 95
— внутрипредметные 24
— кристаллизационные 95
— межпредметные 24
Сель 62
Сейсмология 56
Сжимаемость грунтов 102
Силикатизация 217
Ситуация проблемная 21
Смещения горизонтальные 169
Сооружение жесткое 168
— гибкое 168
— конечной жесткости 168
Сопротивление грунта расчетное 136
Состав зерновой 32
— минералогический 12
Способность сваи несущая 198
Стадии ползучести 158
Стена в грунте 227
Структура 96
Сцепление 111

Тексотропия
Текстура 96
Тектоника 20
Террасы 61
Толща сжимаемая 153
Трение отрицательное 203
Трещиноватость 19

Увал 27
Угол внутреннего трения 110
Уплотнение компрессионное 102
— поверхностное 213
Усадка грунта 36
Усиление оснований и фундаментов 267
Устойчивость откосов 138
Учет сейсмических воздействий 261

Фазы напряженного состояния 130
Формы рельефа 26
Фундаменты внецентренно нагруженные 181, 183
— ленточные перекрещивающиеся 176
— — прерывистые 176
— массивные 177
— машин с динамическими нагрузками 258
— отдельные 174
— рамные 258
— сборные 176
— свайные 193
— стенчатые 258

Холм 27
Хребет горный 27

Цементация 217

Число пластичности 33

Электроосмос 280
Элювий 58
Эпицентр 53
Эрозия 26

ОГЛАВЛЕНИЕ

Основные обозначения 3
Предисловие 5
Введение 7

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ. ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ 10

Глава 1. **Основы общей геологии** 10

§ 1.1. Породообразующие минералы 11
§ 1.2. Основные сведения о горных породах 13
§ 1.3. Область распространения осадочных пород. Основные тектонические явления 17
§ 1.4. Основы геохронологии 20
§ 1.5. Учебно-методические рекомендации 21

Глава 2. **Элементы геоморфологии** 26

§ 2.1. Элементы и формы рельефа 26
§ 2.2. Типы рельефа 28
§ 2.3. Учебно-методические рекомендации 29

Глава 3. **Инженерно-геологические свойства горных пород** . . . 30

§ 3.1. Классификация грунта по строительным свойствам . . . 31
§ 3.2. Зерновой состав 32
§ 3.3. Оценка природного состояния глинистых и песчаных грунтов 33
§ 3.4. Краткая характеристика основных групп грунтов . . . 34
§ 3.5. Учебно-методические рекомендации 38

Глава 4. **Основы гидрогеологии** 40

§ 4.1. Виды подземных вод и их характеристика 40
§ 4.2. Режим подземных вод 43
§ 4.3. Основные законы движения подземных вод 44
§ 4.4. Расчет притока воды в строительные котлованы 48
§ 4.5. Учебно-методические рекомендации 50

Глава 5. **Основы инженерной геодинамики** 52

§ 5.1. Сейсмические явления 52
§ 5.2. Процессы выветривания и геологическая деятельность ветра 56

§ 5.3. Геологическая деятельность текучих поверхностных вод 59
§ 5.4. Геологическая деятельность морей, озер и болот . . . 62
§ 5.5. Геологическая работа ледников 66
§ 5.6. Смещение горных пород на склонах 68
§ 5.7. Явление суффозии и карста 70
§ 5.8. Плывуны 72
§ 5.9. Учебно-методические рекомендации 73

Глава 6. **Инженерно-геологические изыскания** 78

§ 6.1. Методы инженерно-геологических изысканий 78
§ 6.2. Инженерно-геологические изыскания для различных видов строительства 85
§ 6.3. Поиск и разведка строительных материалов и источников водоснабжения 88
§ 6.4. Учебно-методические рекомендации 91

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ. МЕХАНИКА ГРУНТОВ 94

Глава 7. **Основные физические свойства грунтов** 94

§ 7.1. Составные элементы грунтов 94
§ 7.2. Структурные связи и строение грунтов 95
§ 7.3. Характеристики физических свойств грунтов 96
§ 7.4. Учебно-методические рекомендации 98

Глава 8. **Основные закономерности механики грунтов** 101

§ 8.1. Сжимаемость грунтов. Закон уплотнения 102
§ 8.2. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации 107
§ 8.3. Предельное сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона 109
§ 8.4. Структурно-фазовая деформируемость грунтов 111
§ 8.5. Учебно-методические рекомендации 113

Глава 9. **Определение напряжений в грунтовой толще** 117

§ 9.1. Распределение напряжений в случае пространственной задачи 117
§ 9.2. Распределение напряжений в условиях плоской задачи . . 121
§ 9.3. Распределение давлений по подошве фундаментов (контактная задача) 124
§ 9.4. Распределение напряжений от собственного веса грунта 126
§ 9.5. Учебно-методические рекомендации 127

Глава 10. **Теория предельного равновесия грунтов и ее приложения** 130

§ 10.1. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки 130
§ 10.2. Уравнения предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов 132
§ 10.3. Определение начальной критической нагрузки 134
§ 10.4. Предельные нагрузки для сыпучих и связных грунтов . . 136
§ 10.5. Устойчивость откосов и склонов 138
§ 10.6. Определение давления грунтов на ограждения 141
§ 10.7. Учебно-методические рекомендации 144

Глава 11. **Расчет осадок фундаментов и их изменения во времени** 149

§ 11.1. Основные положения по определению деформации фундаментов 150
§ 11.2. Методы определения осадок фундаментов 150
§ 11.3. Изменение осадок во времени. Теория фильтрационной консолидации грунтов 154
§ 11.4. Реологические процессы в грунтах и их учет при прогнозе изменения осадок во времени 158
§ 11.5. Учебно-методические рекомендации 162

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ . . . 167

Глава 12. **Проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям** 167

§ 12.1. Основные типы зданий, сооружений и формы их деформаций 168
§ 12.2. Предельные состояния оснований, фундаментов и принципы их проектирования 169
§ 12.3. Учебно-методические рекомендации 173

Глава 13. **Фундаменты на естественном основании** 174

§ 13.1. Конструкции фундаментов и их виды 174
§ 13.2. Определение глубины заложения подошвы фундаментов 179
§ 13.3. Определение размеров подошвы центрально и внецентренно загруженных фундаментов 181
§ 13.4. Основы проектирования гибких фундаментов 186
§ 13.5. Учебно-методические рекомендации 190

Глава 14. **Свайные фундаменты** 193

§ 14.1. Виды свай и свайных фундаментов 193
§ 14.2. Определение несущей способности свай 198
§ 14.3. Проектирование свайных фундаментов 204
§ 14.4. Учебно-методические рекомендации 208

Глава 15. **Уплотнение и укрепление грунтов** 211

§ 15.1. Улучшение условий работы грунтов основания конструктивными методами 211
§ 15.2. Методы уплотнения грунтов 213
§ 15.3. Методы закрепления грунтов 217
§ 15.4. Учебно-методические рекомендации 219

Глава 16. **Фундаменты глубокого заложения** 221

§ 16.1. Фундаменты из оболочек 222
§ 16.2. Опускные колодцы и кессоны 223
§ 16.3. Фундаменты типа «стена в грунте» 227
§ 16.4. Учебно-методические рекомендации 229

Глава 17. **Фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах** . . . 231

§ 17.1. Фундаменты на сильносжимаемых глинистых грунтах . . 231
§ 17.2. Фундаменты на лёссовых просадочных грунтах 233
§ 17.3. Фундаменты на набухающих грунтах 239
§ 17.4. Фундаменты на вечномерзлых грунтах 242
§ 17.5. Учебно-методические рекомендации 251

Глава 18. **Фундаменты при динамических воздействиях и в условиях сейсмики** 255

§ 18.1. Характеристика работы грунтов при динамических воздействиях 255
§ 18.2. Проектирование фундаментов под машины с динамическими нагрузками 258
§ 18.3. Особенности проектирования фундаментов в условиях сейсмических воздействий 261
§ 18.4. Учебно-методические рекомендации 263

Глава 19. **Усиление и реконструкция фундаментов и оснований** . . 265

§ 19.1. Этапы обследования оснований и фундаментов 266
§ 19.2. Методы усиления фундаментов и оснований 267
§ 19.3. Методы подводки новых фундаментов 268

§ 19.4. Особенности устройства фундаментов вблизи существующих зданий 270
§ 19.5. Учебно-методические рекомендации 272

Глава 20. **Особенности производства работ по возведению фундаментов** 273

§ 20.1. Крепление стен котлованов 274
§ 20.2. Искусственное замораживание грунтов 278
§ 20.3. Осушение котлованов 279
§ 20.4. Особенности возведения фундаментов мелкого заложения и устройства свайных фундаментов 281
§ 20.5. Учебно-методические рекомендации 286
Заключение 288
Список литературы 290
Предметный указатель 291

Учебное издание

Швецов Геннадий Иванович

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ, МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Зав. редакцией *Б. А. Ягупов*
Редактор *Г. К. Ионова*
Мл. редакторы *О. А. Кузнецова, О. С. Смотрина*
Худож. редактор *В. П. Бабикова*
Художник *Б. А. Школьник*
Технический редактор *И. А. Балелина*
Корректор *Р. К. Косинова*

ИБ № 6687

Изд. № Стр.-509 Сдано в набор 28.08.86. Подп. в печать 03.03.87. Формат 60 × 88 1/16
Бум. тип. № 1 Гарнитура литературная. Печать офсетная
Объем 18,13 усл. печ. л.+форзац 0,25 усл. печ. л. 18,62 усл. кр.-отт. 18,61 уч.-изд. л.+форзац 0,46 уч.-изд. л. Тираж 18000 экз. Зак. № 5328 Цена 95 к.
Издательство «Высшая школа», 101430, Москва, ГСП-4, Неглинная ул., д. 29/14.

Ордена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени МПО «Первая Образцовая типография имени А. А. Жданова» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 113054, Москва, Валовая, 28.