

С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский,
З. Г. Тер-Мартirosян, С. Н. Чернышев

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Под редакцией чл.-корр. МИА,
засл. деятеля науки и техники РФ,
профессора, д-ра техн. наук, С. Б. Ухова

Допущено Государственным Комитетом
Российской Федерации
по высшему образованию
в качестве учебника
для студентов
высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
«Промышленное и гражданское строительство»

Издательство АСВ
Москва 1994

УДК 624.04

ISBN 5—87829—003—0

Ухов С. Б., Семенов В. В., Знаменский В. В.,
Тер-Мартиросян З. Г., Чернышев С. Н

Рецензенты:

кафедра оснований, фундаментов и мостов
Пермского технического университета
(зав. кафедрой — д-р техн. наук, проф. А. А. Бартоломей);
д-р техн. наук, проф. С. Н. Сотников
(зав. кафедрой оснований, фундаментов и механики грунтов
Санкт-Петербургского архитектурно-строительного университета)

Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник /
М55 С. Б. Ухов и др., М., 1994., стр. 527, илл.

В учебнике даны основные сведения о природе грунтов и показателях их физических свойств. Рассмотрены механические свойства и напряженное состояние грунтов.

Дан расчет и приведены типы и конструкции фундаментов зданий и сооружений, применяемых в промышленном и гражданском строительстве. Изложены основные положения САПР в фундаментостроении.

Для студентов строительных специальностей вузов.

Издательство АСВ, 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26
Типография № 4, 129044, Москва, ул. Переяславская, 46

У 3301000000—03 без объявл.
009(03)—94

ISBN 5—87829—003—0

© Издательство АСВ, 1994 г.
© Ухов С. Б., 1994 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Любое здание или сооружение строится на грунтовом основании, возводится из грунта как строительного материала или располагается в толще грунта. Его прочность, устойчивость и нормальная эксплуатация определяются не только конструктивными особенностями сооружения, но и свойствами грунта, условиями взаимодействия сооружения и основания.

Стоимость фундаментов составляет в среднем 12% от стоимости сооружений, трудозатраты нередко достигают 15% и более от общих затрат труда, а продолжительность работ по возведению фундаментов доходит до 20% срока строительства сооружения. В сложных грунтовых условиях эти показатели значительно увеличиваются. Следовательно, совершенствование проектных и технологических решений в области фундаментостроения приведет к большой экономии материальных и трудовых ресурсов, сокращению сроков строительства зданий и сооружений.

В проектировании фундаментов непосредственно принимают участие 10...15 тыс. специалистов, а с учетом многопрофильности труда проектировщика — значительно больше. Десятки тысяч инженеров заняты в изысканиях для строительства, на работах, связанных с подготовкой оснований, строительством фундаментов, подземных и заглубленных сооружений. Наконец, каждый инженер-строитель, независимо от профиля его деятельности, должен отчетливо представлять себе взаимосвязь сооружений и оснований, уметь надежно оценивать их взаимное влияние друг на друга.

Сказанное позволяет сделать вывод о важности изучения проблем, связанных с фундаментостроением, при подготовке инженеров-строителей. Авторы стремились отразить в настоящем учебнике современные положения механики грунтов и методы фундаментостроения, обеспечивающие будущим специалистам необходимые знания для их практической деятельности.

Учебник составлен в соответствии с программой курса «Механика грунтов, основания и фундаменты» для высших учебных заведений по специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство». Он может быть использован и студентами других строительных специальностей, а также будет полезен инженерно-техническим, научным работникам и аспирантам, специализирующимся в этой области.

Учебник подготовлен коллективом авторов под руководством д-ра техн. наук, проф. С. Б. Ухова. Им же написаны введение, главы 4, 9, 17 — 19. Главы 1 и 2 написаны д-ром геолог.-минералог. наук, проф. С. Н. Чернышевым и проф. С. Б. Уховым совместно; главы 6, 12, 15 — канд. техн. наук, проф. В. В. Семеновым, а главы 8 и 16 совместно с проф. С. Б. Уховым; главы 10, 11, 13, 14 — канд. техн. наук, доц. В. В. Знаменским; главы 3, 5 и 7 — д-ром техн. наук, проф. З. Г. Тер-Мартirosьяном совместно с проф. С. Б. Уховым.

Авторы благодарны д-ру техн. наук, проф. М. Ю. Абелеву и д-ру техн. наук, проф. М. В. Малышеву за полезные советы при обсуждении разделов рукописи, канд. техн. наук, доц. А. А. Музафарову и канд. техн. наук, доц. Е. В. Щербине за подготовку материалов к главам 17 и 19 и инж. Е. Е. Прохоровой за помощь при оформлении рукописи.

Авторы выражают искреннюю признательность рецензентам: чл.-корр. Российской Академии наук и академику Инженерной Академии РФ, д-ру техн. наук, проф. А. А. Бартоломео, д-ру техн. наук, проф. С. Н. Сотникову и сотрудникам кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского технического университета за ценные замечания, которые были учтены при доработке рукописи учебника.

Выходу в свет этой книги во многом способствовало содействие и спонсорская помощь генерального директора ТОО КЦПКС-МИСИ канд. техн. наук, доц. М. В. Королева и гл. инж. этой организации канд. техн. наук, научн. сотр. Г. Е. Скрылева.

ВВЕДЕНИЕ

Особенности курса. Механика грунтов, основания и фундаменты вместе с инженерной геологией и охраной природной среды составляют особый цикл строительных дисциплин. Предметом его изучения являются материалы, как правило, природного происхождения — грунты и их взаимодействие с сооружениями. Если конструкционные материалы приготавливаются технологами так, чтобы они обладали заданными строительными свойствами, то грунты каждой строительной площадки имеют самостоятельную историю образования. Состав, строение и свойства грунтов разных строительных площадок определены природой и могут существенно различаться, требуя каждый раз специального изучения.

Поведение грунтов под нагрузками сопровождается сложными процессами, во многом отличающимися от поведения конструкционных материалов. Это потребовало разработки специальных экспериментальных методов и теоретического аппарата механики грунтов для описания процессов их деформирования и разрушения.

Прочность грунтов обычно в сотни раз меньше, а деформируемость в тысячи раз больше, чем конструкционных материалов. Недоиспользование несущей способности грунтов основания приводит к удорожанию строительства. С другой стороны, ошибочная оценка поведения грунтов основания часто бывает причиной аварий сооружений. Поэтому необходимо уметь не только правильно оценить прочностные и деформационные свойства грунтов, но и разработать оптимальные конструктивные решения передачи нагрузок от сооружения на основание, а в ряде случаев и способы улучшения строительных свойств грунтов основания. Эти вопросы относятся к разделу «Основания и фундаменты».

Таким образом, «Механика грунтов, основания и фундаменты» является комплексной дисциплиной, изучающей как особенности поведения грунтов под нагрузками, так и способы передачи нагрузок от сооружений на основание.

При этом методы изучения строительных свойств грунтов, способы расчетов взаимодействия сооружений и оснований, конструктивные решения подземных частей зданий и технология их возведения во многом отличаются от принятых в других дисциплинах строительного цикла.

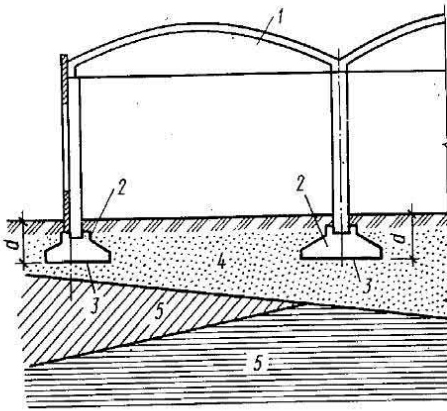


Рис. В.1. Пример взаимодействия сооружения с основанием:

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

Основные понятия и определения. Всякое сооружение передает действующие на него нагрузки на основание (рис. В.1).

Основанием называют толщу грунтов, на которых возводится сооружение. Основание воспринимает от сооружения нагрузки, деформируясь под действием этих нагрузок. При чрезмерных деформациях основания возникают деформации сооружения, препятствующие нормальной его эксплуатации, и даже аварии, сопровождающиеся разрушением сооружения.

Различают *естественные* основания, сложенные природными грунтами без специальной их предварительной подготовки, и *искусственные*, представленные уплотненными или закрепленными грунтами природного происхождения, а также образованные твердыми отходами производственной и хозяйственной деятельности человека.

Грунты, залегающие непосредственно вблизи земной поверхности, подвержены климатическим, метеорологическим и другим воздействиям и, как правило, не могут служить надежным основанием. Поэтому часть сооружения обычно заглубляется ниже поверхности земли. Подземную часть сооружения, предназначенную главным образом для передачи нагрузки от сооружения на основание, называют фундаментом. Нижнюю поверхность фундамента называют подошвой, расстояние от поверхности планировки грунта до подошвы фундамента — глубиной заложения фундамента.

В случае слоистого напластования грунтов различают несущий слой грунта, на который непосредственно опирается фундамент, и подстилающие слои.

Иногда приходится рассматривать грунт как среду, вмещающую инженерные сооружения (подпорные стенки, заглубленные и подземные сооружения, трубопроводы, коллекторы и т. п.), и принимать во внимание при проектировании не только воздействие сооружения на грунт, но и воздействие грунта на сооружение.

Многие сооружения (дорожные насыпи, ограждающие дамбы, земляные плотины и т. п.) полностью или в значительной мере возводятся из грунта как строительного материала, взаимодействуя в то же время с основаниями из грунта естественного происхождения.

Таким образом грунты рассматриваются как основания соору-

жений, строительный материал или среда, вмещающая сооружения, что находит отражение в способах исследования их свойств и методах расчетов.

Важно иметь в виду, что здания и сооружения существуют не сами по себе, а как комплекс городской или промышленной застройки. В этих условиях они строятся вблизи или в примыкании друг к другу, оказывают совместное воздействие на основание и вмещающую среду и, таким образом, могут воздействовать друг на друга. Хозяйственная деятельность комплексов городской и промышленной застройки, использование подземного пространства городов и промышленных зон приводят к активизации дополнительных процессов в основаниях, что важно учитывать при проектировании и строительстве.

Цель, состав и задачи курса. Нормальная эксплуатация здания или сооружения во многом зависит от того, насколько правильно запроектировано и осуществлено его взаимодействие с основанием. Это же в значительной мере влияет на стоимость и сроки строительства.

Поэтому цель настоящего курса — научить будущих инженеро-строителей обоснованию и принятию оптимальных решений по устройству оснований и фундаментов зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения в различных инженерно-геологических условиях.

Курс состоит из двух частей.

В первой части «Механика грунтов» изучаются физические и механические свойства грунтов, методы расчета напряженного состояния и деформаций оснований, оценки устойчивости грунтовых массивов, давления грунта на сооружения. Основное внимание здесь уделено методам решения задач, наиболее часто встречающихся в практике промышленного и гражданского строительства.

Во второй части «Основания и фундаменты» рассматриваются вопросы проектирования оснований и фундаментов в разнообразных грунтовых условиях. Материал этой части имеет сугубо прикладную направленность и является основным для формирования инженера-строителя. Однако уверенное владение этим материалом, умение в конкретных условиях строительства выбрать, рассчитать и запроектировать оптимальный вариант основания и фундаментов здания или сооружения невозможны без глубокого понимания материалов первой части.

Преследуя прежде всего достижение указанной выше цели, настоящий курс ставит также задачу подготовить будущего инженера-строителя самостоятельно совершенствовать свои знания в области современной механики грунтов и фундаментостроения с помощью научно-технической литературы.

Связь курса с другими дисциплинами. Механика грунтов, основания и фундаменты неразрывно связаны с инженерной геологией, изучающей верхнюю часть земной коры как среду инженерной

деятельности человека. Для понимания механики грунтов необходимо знать дисциплины механико-математического цикла: сопротивление материалов, теорию упругости, пластичности и ползучести, строительную механику, владеть методами математического анализа. Проектирование оснований и фундаментов требует также знания строительных конструкций, технологии строительного производства, техники безопасности, экономики и организации строительства. Развитие автоматизированного проектирования фундаментов связано с умением специалистов работать с современными ЭВМ, прежде всего с персональными компьютерами.

Краткий исторический очерк развития наук о фундаментостроении. В течение многих веков в основе строительства лежал только человеческий опыт. Попытки обобщить этот опыт предпринимались уже давно. Например, выдающийся архитектор древности (I в. до н. э.) Витрувий писал: «Для закладки фундаментов храмовых зданий следует рыть до глубины твердых пород... и закладывать фундамент на твердых пластах на глубине, сообразно с величиной сооружения...». Однако строительство долго оставалось скорее искусством, чем наукой («строительное искусство», «зодчество»). Еще в начале XIX в. французский ученый Л. Навье отмечал: «Большинство конструкторов устанавливают размеры частей машин и сооружений по образу осуществленных конструкций».

Промышленная революция конца XVIII — начала XIX вв., вызвавшая бурное развитие техники, транспорта, горнодобывающей и других отраслей промышленности, привела к усложнению конструкций сооружений в условиях резко возросших объемов строительства. В свою очередь это повлекло за собой значительное увеличение числа аварий, сопровождавшихся человеческими жертвами и крупными материальными потерями. Возникла необходимость формирования научного подхода ко всем отраслям строительства.

Базой для этого послужили фундаментальные исследования в области механико-математических наук, достигшие значительного развития к концу XVIII в. В это же время возникла новая наука — геология, оказавшая впоследствии огромное влияние на строительное дело. Появляются ставшие классическими работы о закономерностях поведения грунтов: о давлении грунта на подпорные стенки (Ш. Кулон, 1773); о движении воды в грунтах (Г. Дарси, 1856); о связи между давлением и осадкой (Е. Винклер, 1867) и др.

В 1869 г. русским профессором В. М. Карловичем публикуется первый в мире курс «Основания и фундаменты», положивший начало возникновению нового направления строительной науки и развитый дальше трудами В. И. Курдюмова, П. А. Миняева и др. В 1885 г. французский математик Ж. Буссинеск получает решение задачи о распределении напряжений в полупространстве от действия сосредоточенной силы, заложившее основы теории распределения напряжений в грунте. Во второй половине прошлого и начале настоящего столетия русский инженер Г. Е. Паукер, французский ученый

М. Леви, немецкий специалист Л. Прандтль и другие создают основы современной теории предельного равновесия сыпучих сред.

В конце 20-х — начале 30-х годов XX в. формируются научные основы современной механики грунтов. В 1925 г. на немецком языке выходит фундаментальный труд проф. К. Терцаги «Строительная механика грунтов», в 1925 — 1933 гг. проф. Н. М. Герсеванов публикует классический цикл «Основы динамики грунтовой массы». Приблизительно в это же время трудами акад. Ф. П. Саваренского и проф. К. Терцаги независимо друг от друга создаются основы новой отрасли науки — инженерной геологии. В 1934 г. выходят в свет первые курсы Н. А. Цытовича «Основы механики грунтов», Н. Н. Иванова и В. В. Охотина «Дорожное почвоведение и механика грунтов», в 1934 — 1936 гг. — серия фундаментальных работ Н. Н. Маслова и В. А. Флорина.

Большое влияние на формирование механики грунтов как учебной дисциплины оказал Н. А. Цытович, классический учебник которого неоднократно переиздавался в период 1934 — 1983 гг. Широкой известностью пользовались учебники по курсу «Основания и фундаменты» Б. Д. Васильева, Н. Н. Богословского, Н. А. Цытовича с соавторами. В настоящее время заслуженно признаны учебники Б. И. Далматова «Механика грунтов, основания и фундаменты» (1981, 1988) и П. Л. Иванова «Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов» (1991). Значительным событием явилось издание в 1985 г. под редакцией Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова «Справочника проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения».

В настоящее время «Механика грунтов, основания и фундаменты» представляет собой область строительной науки с развитым экспериментально-теоретическим аппаратом и обширным комплексом проектно-технологических решений.

Значение механики грунтов, оснований и фундаментов в современном строительстве. В настоящее время наметилась тенденция к повышению этажности зданий, увеличению габаритов сооружений и массы технологического оборудования, что связано с увеличением нагрузок на основания. Одновременно возросли требования к качеству строительства, сокращению его материалоемкости, стоимости и продолжительности работ. Это повышает значение правильной оценки несущей способности грунтов оснований, выбора оптимальных типов фундаментов и проектирования их конструкций, обеспечивающих нормальную эксплуатацию сооружений.

Уплотнение городской и промышленной застройки, интенсивное использование подземного пространства требуют надежной оценки влияния строительных работ на существующие здания, обоснования безопасных технологий строительства. Сложные проблемы возникают в связи с резким увеличением объемов работ по реконструкции зданий и сооружений.

В экономически развитых районах и условиях сложившейся го-

родской застройки ощущается нехватка территорий с благоприятными грунтовыми условиями и приходится застраивать площадки, ранее считавшиеся непригодными (речные поймы, болота, овраги, свалки, места складирования промышленных отходов и т. п.). Все в большей степени строительство смещается в районы с суровым климатом и сложными грунтовыми условиями (вечная мерзлота, территории, сложенные лессовыми просадочными, глинистыми набухающими грунтами, слабыми водонасыщенными и заторфованными грунтами и т. п.). Поэтому особое значение приобретают методы улучшения строительных свойств грунтов и специальные способы строительства в особых грунтовых условиях. Очень важной проблемой является также надежное строительство зданий и сооружений в сейсмически активных районах.

Важно иметь в виду, что многообразие инженерно-геологических условий различных строительных площадок и широкий диапазон конструктивно-технологических типов зданий и сооружений, возводимых на этих площадках, требуют при проектировании оснований и фундаментов творческого подхода и тщательного анализа всего комплекса исходных данных. Зачастую проектирование и устройство фундаментов ответственных сооружений в сложных грунтовых условиях представляют собой научно-техническую задачу, для решения которой приходится производить специальные исследования.

Часть 1 МЕХАНИКА ГРУНТОВ

ГЛАВА 1 СОСТАВ, СТРОЕНИЕ И СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ

1.1. Грунтовые основания. Происхождение грунтов

Всякое сооружение поκειται на грунтовом основании. В зависимости от геологического строения участка застройки строение основания даже расположенных вблизи сооружений может быть различным (рис. 1.1). Обычно основание состоит из нескольких типов грунтов, которые определенным образом сочетаются в пространстве (сооружения А, В, Г, Д на рис. 1.1). В частном случае основание может состоять из грунта одного типа (сооружение Б на рис. 1.1).

Сооружение и основание составляют единую систему. Свойства грунтов основания, их поведение под нагрузками от сооружения во многом определяют прочность, устойчивость и нормальную эксплуатацию сооружения. Поэтому инженер-строитель должен хорошо понимать, что представляют собой грунты, каковы их особенности по сравнению с дру-

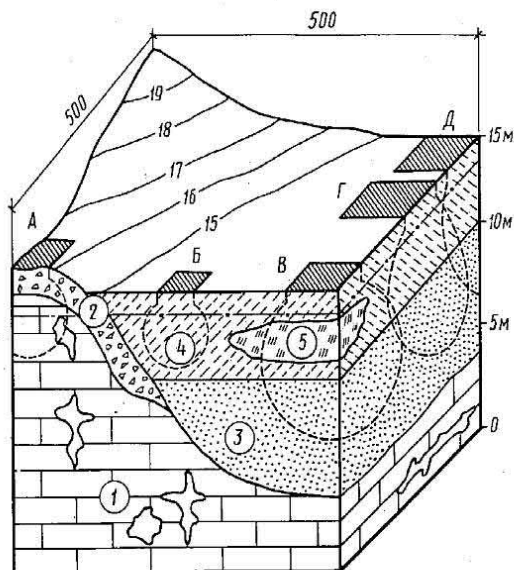


Рис. 1.1. Геологическое строение участка застройки с площадками зданий А—Д:

1 — известняк закарстованный; 2 — щебень известняка; 3 — песок; 4 — сунесь; 5 — торф; --- — граница основания сооружения; - · - · - · — уровень подземных вод

гими конструкционными материалами (бетон, железобетон, металл, кирпич и т. п.), каким образом залегают грунты в основании сооружений, что определяет свойства грунтов и грунтовых оснований.

Грунтом называют всякую горную породу, используемую при строительстве в качестве основания сооружения, среды, в которой сооружение возводится, или материала для сооружения.

Горной породой называют закономерно построенную совокупность минералов, которая характеризуется составом, структурой и текстурой.

Под составом подразумевают перечень минералов, составляющих породу. Структура — это размер, форма и количественное соотношение слагающих породу частиц. Текстура — пространственное расположение элементов грунта, определяющее его строение.

Термин «грунт» широко применяют в строительстве, заменяя более широкий термин «горная порода», который используется в геологии, географии, горном и геолого-разведочном деле. В инженерной геологии термин «горная порода» применяется при описании геологической среды за пределами основания и на допроектных стадиях исследований.

Горная порода, а следовательно, и грунт представляют собой не случайное скопление минералов, а закономерную определенным образом построенную совокупность. Это имеет исключительно большое значение для строительства. Действительно, случайных совокупностей минералов может быть много. Закономерно построенных совокупностей горных пород в природе выделяется большое, но ограниченное количество. Инженерная геология изучает закономерности образования и свойства горных пород как грунтов. Наличие в природе однотипных грунтов, широко распространенных в разных частях Земли, служит основанием для разработки стандартных приемов строительства и применения типовых конструкций фундаментов. Так, существование слабых водонасыщенных грунтов — илов — уже в древности привело к идее устройства свайных фундаментов; особые свойства не менее широко распространенного лессового грунта потребовали разработки специальных способов строительства и т. п. В связи с этим, прежде чем рассматривать методы расчета и проектирования оснований и фундаментов, необходимо изучить основные типы грунтов, их физические свойства, особенности строения оснований.

Закономерности состава и строения грунтов теснейшим образом связаны с условиями их происхождения. В инженерной геологии происхождение грунтов детально изучено для разных условий. Происхождение положено в основу классификации грунтов (ГОСТ 25100-82).

Все грунты разделяются на естественные — магматические, оса-

дочные, метаморфические — и искусственные — уплотненные, закрепленные в естественном состоянии, насыпные и намывные.

Магматические (изверженные) горные породы образуются при медленном остывании и отвердении огненно-жидких расплавов магмы в верхних слоях земной коры (интрузивные, или глубинные, породы — граниты, диориты, габбро и др.), а также при быстром остывании излившегося на поверхность земли расплава (эффузивные, или излившиеся, — базальты, порфиры и др.).

Осадочные горные породы образуются в результате выветривания, перемещения, осаждения и уплотнения продуктов разрушения исходных пород магматического, метаморфического или осадочного происхождения, образовавшихся ранее. В зависимости от степени упрочнения различают сцементированные (песчаники, доломиты, алевролиты и т. п.) и несцементированные осадочные породы (крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые грунты, лёссы, илы, торфы, почвы и т. п.).

Метаморфические горные породы образуются в недрах из осадочных, магматических или метаморфических пород путем их перекристаллизации под воздействием высоких давлений и температур в присутствии горячих растворов. Наиболее типичные метаморфические горные породы — сланцы, мраморы, кварциты, гнейсы.

Горные породы магматического, метаморфического происхождения и сцементированные осадочные породы обладают жесткими связями между частицами и агрегатами и относятся к классу скальных грунтов. Осадочные несцементированные породы не имеют жестких связей и относятся к классу нескальных грунтов.

В самых верхних слоях земной коры, называемых зоной современного выветривания, под влиянием колебаний температуры, изменения состояния и химического состава воды, газов, деятельности растительных и животных организмов и т. п. развиваются процессы выветривания — физического, химического, органического разрушения минералов и горных пород. Продукты разрушения верхних зон коры выветривания могут перемещаться водой или воздухом, переноситься на большие расстояния и вновь откладываться на новых территориях. Различие условий происхождения и дальнейшего изменения являются причиной разнообразия строения, состава, состояния и условий залегания грунтов в верхних слоях земной коры.

К искусственным скальным грунтам относятся все природные грунты любого происхождения, специально закрепленные материалами, приводящими к возникновению жестких связей (цементные и глинисто-силикатные растворы, жидкое стекло и т. п.). К классу нескальных искусственных грунтов относятся несцементированные осадочные породы, подвергнутые специальному уплотнению в природном залегании, насыпные, намывные грунты, а также твердые промышленные отходы (шлаки, золы и т. п.).

1.2. Состав грунтов

Состав грунтов в значительной мере определяет их физические и механические свойства. В связи с этим он достаточно хорошо изучен в разделе инженерной геологии — грунтоведении.

В общем случае, с физических позиций, грунт состоит из трех компонент: твердой, жидкой и газообразной (рис. 1.2).

Иногда в грунте выделяют биоту — живое вещество. Это оправдано с общенаучной точки зрения и полезно практически, так как жизнедеятельность организмов может оказывать существенное воздействие на свойства грунтов. Активизация жизнедеятельности бактерий, как правило, снижает прочность грунта, а их отмирание приводит к повышению его прочности. Однако пока свойства биоты не нашли отражения в моделях механики грунтов, и мы будем рассматривать грунт как трехкомпонентную систему.

Твердая, жидкая и газообразная компоненты находятся в постоянном взаимодействии, которое активизируется в результате строительства. В зоне влияния промышленных и гражданских сооружений, т. е. на относительно небольших глубинах, в грунтах обычно присутствуют все три компонента одновременно. На больших глубинах и в некоторых особых условиях грунт может состоять из двух и даже одной компоненты. Например, в зоне вечной мерзлоты в составе грунта может встретиться твердая и газообразная компоненты либо только твердая, если все пространство между частицами заполнено льдом. В зоне положительной температуры ниже уровня подземных вод грунт обычно состоит из твердой и жидкой компонент. В механике грунтов такой грунт часто называют «грунтовой массой».

Газ в условиях высокого гидростатического давления полностью растворен в воде, но может выделиться из нее при понижении внешнего давления или повышении температуры. При внешних воздействиях, например, от строительства и эксплуатации зданий, однокомпонентная система грунта может переходить в двухкомпонентную, а двухкомпонентная — в трехкомпонентную. При этом, как правило, ухудшаются свойства грунта.

Было бы сравнительно просто решать задачи фун-



* — биота

Рис. 1.2. Состав грунта:

а — инертные минералы; б — растворимые минералы; в — коллоидно-активные минералы; г — органическое вещество

даментостроения, если бы грунт можно было рассматривать как механическую систему, состоящую из твердого, жидкого и газообразного веществ с фиксированными независимыми свойствами каждой компоненты. В действительности дело обстоит сложнее. На свойства грунта как системы значительное влияние оказывает минеральный и химический состав вещества, наличие биологически активной составляющей. Химические, физические, физико-химические и биологические процессы в грунтах протекают в сложном взаимодействии, сливаясь в единый геологический процесс, который изменяет свойства грунта во времени до строительства, при строительстве и впоследствии при эксплуатации сооружений.

Твердые частицы грунтов состоят из породообразующих минералов с различными свойствами. Часть минералов инертна по отношению к воде и практически не вступает во взаимодействие с растворенными в ней веществами (кварц, полевые шпаты, слюда, авгит, кремнь, роговая обманка и др.). Эти минералы не меняют свойств не только при изменении содержания воды, но и в широком диапазоне температур. Очевидно, что грунты, полностью сложенные такими минералами, обладают наиболее благоприятными строительными свойствами. Из инертных минералов состоят все магматические горные породы, подавляющее большинство метаморфических и часть осадочных. Среди осадочных пород этими минералами сложены пески и крупнообломочные грунты, а также образующиеся из них при цементации песчаники и конгломераты. Многие грунты содержат инертные минералы в значительных количествах, но наряду с минералами других групп.

Большое влияние на свойства грунтов оказывают растворимые в воде минералы. К ним относятся галит NaCl , гипс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, кальцит CaCO_3 и некоторые другие. Такие распространенные горные породы, как мрамор, известняк, гипс, сложены растворимыми минералами. Растворение мрамора и известняка в естественных условиях идет очень медленно. Эти грунты традиционно используются как надежные основания и стойкие строительные материалы. При этом необходимо убедиться в отсутствии в основании крупных пустот. Образование кислых дождей и утечка кислот на предприятиях приводят к быстрому разрушению мрамора и известняка и как основания, и как материала сооружений, с чем связаны деформации зданий и частые ремонтно-реставрационные работы, например белокаменного декора старой Москвы.

В нескальных грунтах растворимые минералы обычно или отсутствуют, или встречаются в небольших количествах, не превышающих нескольких процентов по массе. Однако и малое содержание растворимых минералов оказывает существенное влияние на свойства грунта. В сухом состоянии частицы грунта могут быть скреплены растворимыми минералами (например, лёссовые грунты). При увлажнении связи разрушаются, грунт теряет прочность и может деформироваться даже от собственного веса, тем более под нагруз-

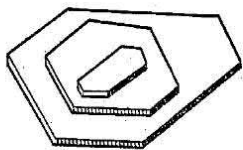


Рис. 1.3. Характерная форма кристаллов каолинита. Поперечный размер около 2000 Å (по Б.К. Хоу)

кой от сооружений. В насыпных грунтах из различного рода отходов производства обычно встречаются и другие нестойкие минералы, которые при взаимодействии с водой сильно повышают ее агрессивность по отношению к бетону и металлу.

Глинистые минералы составляют третью группу. Они нерастворимы в воде в отличие от минералов предыдущей группы, но их никак нельзя приравнять к инертным минералам первой группы. В силу чрезвычайно малых размеров кристаллов глинистые минералы обладают высокой коллоидной активностью. К ним относятся каолинит, монтмориллонит, иллит и другие минералы, кристаллы которых имеют выраженное свойство гидрофильности. Форма кристаллов пластинчатая (рис. 1.3) или игольчатая. Размеры кристаллов не превышают 1...2 мкм. Поэтому, например, в грамме каолина суммарная площадь поверхности всех частиц составляет около 10 м². Для монтмориллонита, у которого кристаллы мельче, площадь частиц в 1 г вещества достигает даже 800 м².

Из-за мельчайших размеров и высокоразвитой поверхности глинистые минералы активно взаимодействуют с жидкой составляющей грунтов. Поэтому уже малое содержание их в общей массе грунта резко изменяет его свойства.

Органическое вещество в грунтах у поверхности земли находится в виде микроорганизмов, корней растений и гумуса, а в глубоких горизонтах — в виде нефти, бурого и каменного угля. Повсеместно на равнинных площадях с поверхности залегает почва, которая содержит 0,5...5% органических соединений. В ней на каждый грамм грунта приходится до нескольких миллиардов микроорганизмов. Именно для почвы характерны концентрация жизни на Земле, наибольшая интенсивность и наибольшее разнообразие биологических процессов. При отмирании растений и организмов образуется гумус — специфическое органическое вещество, в котором большую роль играют высокомолекулярные органические кислоты, находящиеся в коллоидном состоянии (гуминовая кислота и др.). Гумус как бы увеличивает «глинистость» грунта. Коллоидная активность гумуса выше, чем даже глинистых минералов. По М. М. Филатову, 1% гумуса в этом отношении приблизительно равен 1,5% глинистых частиц.

В археологическом культурном слое городов и современных техногенных отложениях органические образования часто залегают в виде неразложившихся древесных остатков. Ниже уровня подземных вод и в засоленных грунтах они сохраняются в течение столетий. При понижении уровня подземных вод и доступе кислорода разложение этих остатков приводит к ослаблению грунта и несущая способность техногенных грунтов снижается. В связи с этим нужно

помнить, что здания XIX в. и более ранние в городах часто стоят на деревянных сваях. Понижение уровня подземных вод с обнажением свай ведет к деформациям фундаментов и верхнего строения через несколько лет после дренирования.

Жидкая составляющая грунтов. Свойства всех разновидностей грунтов, особенно песчаных, пылеватых и глинистых, самым существенным образом зависят от состава и содержания в них воды. Основываясь на работах А. Ф. Лебедева, А. А. Роде, П. А. Ребиндера, Е. М. Сергеева и др., можно выделить следующие состояния воды в грунте: кристаллизационная, или химически связанная, связанная и свободная. Кроме того, вода в грунте может находиться в виде пара, который обычно относят к газообразной составляющей. При отрицательной температуре вся вода или ее часть может переходить в лед.

Кристаллизационная вода принимает участие в строении кристаллических решеток минералов и находится внутри частиц грунта. Удаление ее путем длительного нагревания грунта может привести к разложению минералов и значительному изменению свойств грунта.

Вода, заполняющая поры грунта («поровая вода»), может растворять содержащиеся в нем соли и всегда является химическим раствором обычно слабой концентрации. В некоторых районах даже в верхних слоях грунта содержание солей в воде достигает 10 г/л. Взаимодействуя с поверхностным слоем глинистых минералов, молекулы воды и ионы растворенных в ней веществ проникают в различного рода дефекты этого слоя. Происходят обмен ионов поверхностного слоя с ионами грунтового раствора, диссоциация некоторых минералов этого слоя с переходом ионов водорода в раствор. В результате на поверхности тонкодисперсных частиц возникает отрицательный электрический заряд, а вокруг самих частиц образуется электрическое поле.

Молекулы воды в целом электронейтральны, но, поскольку атомы водорода и кислорода расположены в них несимметрично, они представляют собой диполи, один конец которых соответствует положительному, а другой — отрицательному заряду. Электрическое поле поверхности частиц притягивает катионы грунтового раствора, образуя диффузные оболочки. Молекулы воды, в свою очередь, ориентируются положительно заряженными концами в направлении поверхности частиц и отрицательно заряженными концами вокруг катионов. По мере удаления от поверхности частицы силы электромолекулярного взаимодействия падают, концентрация катионов уменьшается и увеличивается концентрация анионов, притяжение молекул воды поверхностью частиц ослабевает.

С уменьшением сил электростатического притяжения начинают преобладать силы хаотического теплового движения ионов раствора и молекул воды. Активность проявления этих процессов определяется минеральным составом частиц, химическим составом

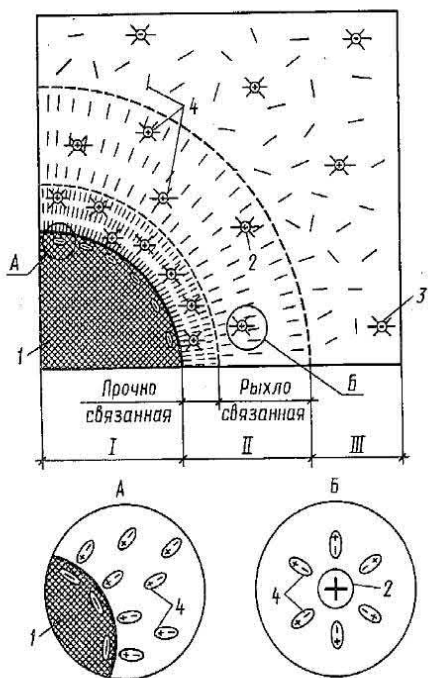


Рис. 1.4. Схема взаимодействия частиц с водой:

I — твердая частица; II — связанная вода; III — свободная вода; 1 — частица; 2 — катион; 3 — анион; 4 — молекула воды

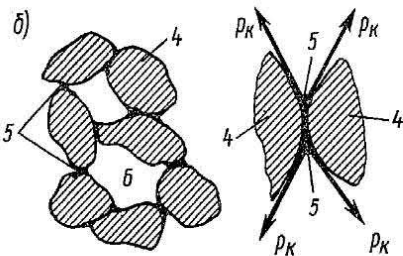
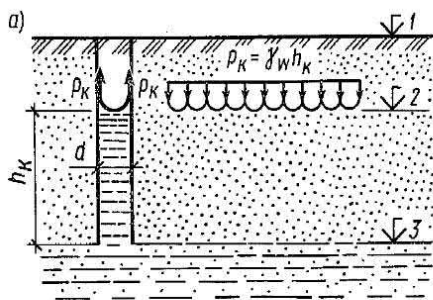


Рис. 1.5. Капиллярная вода в грунтах:

I — поверхность грунта; 2 — поверхность капиллярной каймы над грунтовыми водами; 3 — уровень подземных вод; 4 — частица; 5 — вода; 6 — газ

и концентрацией грунтового раствора и многими другими факторами.

Молекулы воды непосредственно у поверхности частиц испытывают огромные, в сотни МПа, силы притяжения. Свойства этой воды, называемой прочносвязанной водой, существенно отличаются от свойств свободной воды: плотность достигает $1,2...2,4 \text{ г/см}^3$, вода имеет повышенную вязкость, не замерзает при температуре до -100°C и т. п.

Последующие слои молекул воды, оставаясь связанными поверхностью частицы, уже испытывают все уменьшающуюся силу притяжения. Такая вода называется рыхлосвязанной. Максимальное содержание связанной воды имеет место в глинах и суглинках. Наконец, на достаточном удалении от поверхности частицы силы притяжения ослабевают настолько, что определяющим становится тепловое движение молекул воды и ионов раствора. Такая вода называется свободной. На рис. 1.4 показана принципиальная схема взаимодействия поверхности пылевато-глинистой частицы с поровой водой.

Свободная вода в грунте подчиняется законам гидравлики. Она

передает гидростатическое давление и может перемещаться под воздействием разности напоров. Часто свободную воду подразделяют на гравитационную и капиллярную. Практически вся вода, содержащаяся в трещиноватых скальных породах, крупнообломочных, гравелистых и крупных песках, относится к гравитационной. Капиллярная вода может содержаться в песках средней крупности, мелких и особенно в пылеватых песках и глинистых грунтах.

В тонкозернистых грунтах поры объединяются в систему сложных по конфигурации капиллярных каналов. За счет смачивания водой стенок вертикальных каналов поверхность водяного столба искривляется, образуя вогнутый мениск. Силы поверхностного натяжения на вогнутой поверхности, складываясь, дают вертикальную составляющую давления p_k , поднимающую столб воды на высоту h_k тем большую, чем меньше диаметр капилляра (рис. 1.5, а).

Приведем предельную высоту капиллярного поднятия h_k в некоторых типах грунтов (по А. М. Овчинникову): песок крупный — 3,5 см; песок средний — 35 см; песок мелкий — 120 см; супесь — 3,5 м; суглинок — 6,5 м.

В глинах диаметр капилляров меньше, чем в суглинках. Казалось бы, следует ожидать дальнейшего увеличения высоты капиллярного поднятия. Однако здесь одновременно увеличивается толщина пленки связанной воды, окружающей глинистые частицы, и нарушается механизм смачивания. Тонкие поры в глинистых грунтах (ультрапоры) могут быть полностью заняты связанной водой, и движение капиллярной воды в них будет отсутствовать.

Давление p_k , называемое капиллярным давлением, уравновешивается весом столба жидкости высотой h_k . Следовательно, вода в пределах капилляра испытывает растяжение. В то же время, согласно третьему закону Ньютона, к частицам грунта, составляющим стенки капилляра, в уровне менисков оказывается приложено сжимающее давление такой же величины p_k .

В не полностью водонасыщенных грунтах образуется капиллярно-стыковая вода, которая сосредоточивается вблизи контактов соприкасающихся частиц (рис. 1.5, б). В этом случае на границах воды и газа также образуются мениски, в воде возникают растягивающие напряжения p_k , передающие сжимающие напряжения на частицы. В результате по всему объему влажного грунта создается всестороннее сжатие.

Сложное и разнообразное взаимодействие твердых частиц грунта с водой очень сильно влияет на свойства грунта. Например, замерзание пылевато-глинистых грунтов происходит постепенно при понижении отрицательной температуры: сначала в лед переходит свободная вода, затем периферийные и, наконец, более глубокие слои рыхлосвязанной воды. Фильтрация свободной воды в грунте возникает сразу же после появления разности напоров. Однако для перемещения слоев даже рыхлосвязанной воды требуется приложение тем больших силовых воздействий, чем ближе эти слои находят-

ся к поверхности частиц. В то же время, если по каким-либо причинам, например из-за перепада температуры в зоне замерзания грунта, соседние частицы будут иметь разные по толщине слои связанной воды, возможно возникновение миграции — перемещения связанной воды из более толстых пленок в более тонкие. Если зона замерзания грунта соединена капиллярной водой с уровнем подземных вод, то объем воды, подтягиваемой в зону замерзания, может быть весьма значительным.

Можно было бы привести и другие многочисленные примеры, которые будут рассмотрены в соответствующих частях курса. Здесь важно отметить, что знание физико-химических особенностей взаимодействия твердых частиц с водой в грунте позволяет не только объяснить многие важные особенности поведения грунта, но и разработать важные для практики строительства инженерные мероприятия.

Газообразная составляющая грунта. Содержание воды и газа в грунте зависит от объема его пор: чем больше поры заполнены водой, тем меньше в них содержится газов. В самых верхних слоях грунта газообразная составляющая представлена атмосферным воздухом, ниже — азотом, метаном, сероводородом и другими газами. Необходимо подчеркнуть, что метан, сероводород, угарный газ ядовиты и могут содержаться в грунте в концентрациях, опасных для жизни работающих в слабо проветриваемых выемках. Интенсивность газообмена между атмосферой и грунтом зависит от состава и состояния грунта и повышается с увеличением содержания и размеров трещин, пустот, пор. В газообразной составляющей всегда присутствуют пары воды.

Газы в грунте могут быть в свободном состоянии или растворены в воде. Свободный газ подразделяется на незащемленный сообщающийся с атмосферой, и защемленный, находящийся в контактах между частицами и пленками воды в виде мельчайших пузырьков в воде. В поровой воде всегда содержится то или иное количество растворенного газа. Повышение давления или понижение температуры приводит к увеличению количества растворенного газа.

Содержание в грунте защемленного и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта и протекающих в них процессах. Уменьшение давления вследствие разработки котлована или извлечения образца грунта на поверхность может привести к выделению пузырьков газа и разрушению природной структуры грунта. Наоборот, увеличение давления при передаче нагрузки от сооружения может сопровождаться повышением содержания растворенного в воде газа. В то же время увеличение содержания в воде пузырьков воздуха может увеличить сжимаемость воды в сотни раз и сделать ее соизмеримой со сжимаемостью скелета грунта.

Наблюдения показывают, что при подтоплении территории (повышении уровня подземных вод) в обводненном грунте на многие годы, если не на десятилетия, задерживается защемленный газ. Это

имеет большое значение, в частности при сейсмическом микрорайонировании. На обводненных грунтах сейсмическая бальность выше. Защемленный воздух поднимает ее дополнительно, так как снижает скорость прохождения сейсмических волн.

Итак, грунт состоит из твердой, жидкой и газообразной компонент. В каждой из трех компонент чаще в малом и незначительном, а иногда и в существенном количестве содержатся микроорганизмы. Из всех составляющих грунта наиболее стабильной является твердая компонента. Жидкость (вода) при отрицательных температурах переходит в твердое состояние (лед), может истекать, испаряться. Газ при перемене условий растворяется, вытесняется жидкостью или другими газами. Очевидно, что свойства грунтов зависят от состава, состояния и взаимодействия слагающих его компонент.

1.3. Форма, размеры и взаимное расположение частиц в грунте

Совокупность твердых частиц, состоящих из минерального вещества, образует как бы каркас, скелет грунта. Поровая вода и газ как сплошная среда располагаются в порах и трещинах между частицами. Форма частиц может быть угловатой и округлой. Угловатая форма характерна для мельчайших кристаллов, которые не округляются при соударениях из-за их исключительно малой массы и значительной прочности. Среди крупных обломков выделяются угловатые (глыбы, щебень, дресва) и окатанные (валуны, галька, гравий).

Для удобства классификации частицы, близкие по крупности, объединяются в определенные группы (гранулометрические фракции), которым присваиваются соответствующие наименования (табл. 1.1).

Таблица 1.1. Классификация частиц грунта по размерам

Наименование частиц	Размер частиц, мм
<i>Крупнообломочные</i>	
Глыбы и валуны	Более 200
Щебень и галька	200...10
Дресва и гравий	10...2
<i>Песчаные</i>	
Крупные	2...0,5
Средние	0,5...0,25
Мелкие	0,25...0,10
Тонкие	0,10...0,05
<i>Пылевато-глинистые</i>	
Пылеватые	0,05...0,005
Глинистые	Менее 0,005

Природные грунты состоят из совокупности частиц разного размера. Пожалуй, только морские отложения бывают хорошо отсортированы: на песчаном морском пляже не встречаются ни крупнообломочные, ни пылевато-глинистые частицы. Речные пески значительно менее отсортированы. Здесь можно встретить не только песчаные, но и пылевато-глинистые частицы. Еще более неоднородны грунты другого образования.

В зависимости от соотношения в грунте частиц того или иного размера они разделяются на три группы: крупнообломочные, песчаные и пылевато-глинистые грунты.

Классификация первых двух групп грунтов приведена в табл. 1.2.

Таблица 1.2. Типы крупнообломочных и песчаных грунтов

Тип грунта	Характерный размер частиц, мм	Содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе
<i>Крупнообломочные</i>		
Глыбовый (валунный)	200	> 50
Щебенистый (галечниковый)	10	> 50
Дресвяный (гравийный)	2	> 50
<i>Песчаные</i>		
Гравелистый	2	> 25
Крупный	0,5	> 50
Средний	0,25	> 50
Мелкий	0,1	75 и более
Пылеватый	0,1	< 75

Содержание глинистых частиц в крупнообломочных и песчаных грунтах обычно не превышает 3%. Пылевато-глинистые грунты в зависимости от содержания в них глинистых частиц подразделяются на супеси — 3...10%, суглинки — 10...30%, глины — более 30%.

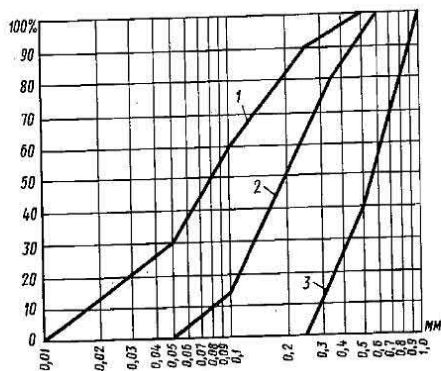


Рис. 1.6. Кривая гранулометрического (зернового) состава

Пески: 1 — пылеватый; 2 — мелкий; 3 — крупный

Гранулометрический (зерновой) состав грунта является одной из важнейших его характеристик. Он выражается кривой гранулометрического состава, — интегральной кривой распределения зерен грунта по размеру (рис. 1.6). На графике наглядно видна неоднородность грунта по структуре. Чем более неоднородным является грунт, тем более пологой будет кривая его состава. Для численного

выражения неоднородности крупно-обломочных и песчаных грунтов используется показатель C_u , называемый степенью неоднородности:

$$C_u = d_{60} / d_{10}, \quad (1.1)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, меньше которых в данном грунте содержится (по массе) соответственно 60 и 10% частиц.

Чем ближе степень неоднородности к единице, тем более однородным по гранулометрическому составу является грунт. При $C_u \geq 3$ грунт называют *неоднородным*.

Скальные грунты, как и нескальные, также состоят из зерен минералов и обломков горных пород. Однако частицы в скальном грунте прочно спаяны или сцементированы между собой и образуют единое (в механическом смысле) тело. Правда, это тело обычно так или иначе расчленено трещинами, т. е. имеет вторичные ослабления. Поэтому с точки зрения инженерной геологии при характеристике скальных грунтов обращают внимание не столько на их зернистость, сколько на трещиноватость. Более подробно этот вопрос рассматривается в § 1.5.

Размеры и форма частиц вполне характеризуют структуру грунта. Взаимное расположение частиц в грунте, его текстура определяются условиями образования. Так, морские пески, уплотненные вибрационным воздействием штормовых волн, имеют значительно более высокую плотность, чем аллювиальные (речные) или эоловые пески, которые отличаются рыхлым сложением.

Особое значение имеет текстура глинистых грунтов. Например, глинистые плоские по форме частицы могут образовывать текстурные агрегаты, подобные «карточному домику» (рис. 1.7, а). Между частицами в этом случае имеются открытые ячейки размером от 2...3 до 10...12 мкм. Глинистые грунты с ячеистым сложением — наиболее рыхлые, сильносжимаемые (илы и илистые грунты). Те же частицы могут оказаться соединенными в агрегаты, подобные пачкам листов бумаги. Если эти агрегаты стыкуются между собой по типу «торец — плоскость», то они образуют текстуру типа «книжный домик» (рис. 1.7, б). Если же они ориентируются параллельно и контактируют плоскими поверхностями, то образуется стопочная текстура, наиболее плотная и прочная текстура глинистого грунта (рис. 1.7, в).

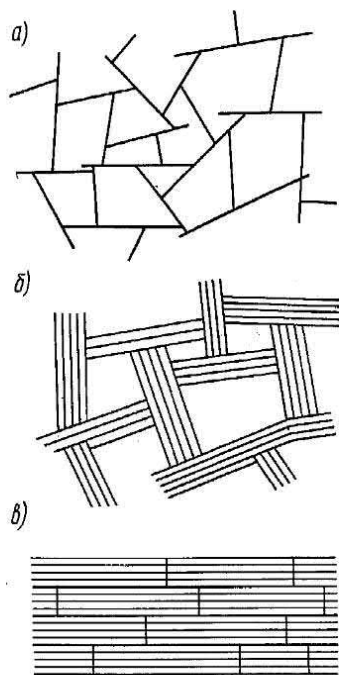


Рис. 1.7. Модели микротекстуры глинистых частиц (по В.И. Осипову)

Текстура грунта зависит от условий его формирования и геологической истории, в ходе которой грунт претерпел различные преобразования. Интересный пример представляют собой древние (протерозойские и кембрийские) глины, распространенные на северо-западе Русской платформы. Они образовались в морских условиях. Их минеральный состав и зернистость весьма постоянны на больших площадях в Ленинградской, Новгородской, Вологодской областях. Под Санкт-Петербургом глины были перекрыты палеозойскими отложениями мощностью до 350 м, которые создали давление до 7 МПа. Позже эти отложения были смыты, глины разрушены, а затем вновь нагружены ледником, который создал давление предположительно до 9 МПа. После отступления ледника глины под тонким покровом четвертичных отложений находятся под нагрузкой 0.1...2 МПа. Рассматриваемые отложения под Санкт-Петербургом (кембрийские глины) за сотни миллионов лет приобрели очень высокую плотность и малую влажность.

Те же отложения за то же время под Вологдой испытали значительно большие нагрузки от вышележащих пород. В мезозое давление на них составляло 40 МПа, в ледниковое время увеличилось до 50 МПа, а теперь вновь снизилось до 40 МПа. В результате глины здесь превратились в аргиллиты — плотную сланцеватую полускальную породу.

Формирование песчаных и особенно пылевато-глинистых грунтов в ходе геологической истории сопровождается многократным изменением нагрузки (уплотнением, разуплотнением). Вследствие этого в настоящее время рядом при одной мощности залегания могут существовать рыхлые современные и плотные древние отложения. Таковы, например, на территории Санкт-Петербурга (залегающие вблизи поверхности) сходные по составу илистые четвертичные отложения и упомянутые выше кембрийские глины.

Таким образом, природные грунты могут быть переуплотненными, когда под влиянием существовавших ранее нагрузок они подвергались значительному уплотнению, а затем эти нагрузки были сняты; нормально уплотненными, когда нагрузка примерно соответствует плотности грунтов, и недоуплотненными, когда их пористость намного больше, чем действующая от вышележащих слоев грунта нагрузка.

Недоуплотненные грунты могут находиться в процессе постепенного уплотнения (консолидации), например молодые водные осадки, или в стабильном состоянии за счет высокой прочности структурных связей между частицами — лёссовые грунты.

1.4. Структурные связи между частицами грунта

Связи между частицами и агрегатами частиц в грунте называются структурными связями.

По своей природе и по прочности они очень различны. Из-за

высокой прочности самих частиц именно связи между частицами определяют деформируемость и прочность грунтов. Громадное значение имеет то, что некоторые типы связей легко разрушаются при различных воздействиях на грунты в ходе строительства и эксплуатации сооружений. Вопрос о природе связей, способах их сохранения и упрочнения является важнейшим вопросом грунтоведения.

Образование структурных связей — длительный процесс, развивающийся на протяжении всей истории формирования и видоизменения горной породы. Скальным грунтам присущи жесткие кристаллизационные связи, энергия которых соизмерима с внутрикристаллической энергией химической связи отдельных атомов. Поэтому блоки слаботрепциноватых скальных пород обладают очень высокой прочностью и малой деформируемостью. При разрушении кристаллизационные связи не восстанавливаются — блоки породы расчлняются трещинами на отдельные куски. Снижение прочности и увеличение деформируемости скальных грунтов в условиях естественного залегания обусловлено прежде всего их трещиноватостью.

Нескальные грунты по характеру структурных связей разделяются на связные и несвязные (сыпучие). К связным относятся пылеватоглинистые грунты (супеси, суглинки, глины); к сыпучим — крупнообломочные и песчаные грунты.

Связные грунты способны воспринимать малые растягивающие напряжения, поэтому в них возможно существование вертикальных откосов небольшой высоты. Сыпучие грунты растягивающих напряжений не воспринимают, и создание в них вертикальных откосов без укрепления невозможно.

Спротивление взаимному перемещению частиц сыпучих грунтов обуславливается силами трения соприкасающихся поверхностей и зацепления между неровностями этих поверхностей. Эти силы тем больше, чем менее окатаны зерна в грунте (рис. 1.8). Такой механизм связи между частицами сыпучих грунтов называют внутренним трением грунта. При очень малом водонасыщении в пылеватых и мелких песках могут возникать слабые силы связности между частицами из-за капиллярного давления в контактах. Однако при увеличении водонасыщения они исчезают и практического значения не имеют.

Структурные связи в глинистых грунтах имеют значительно более сложную природу и определяются

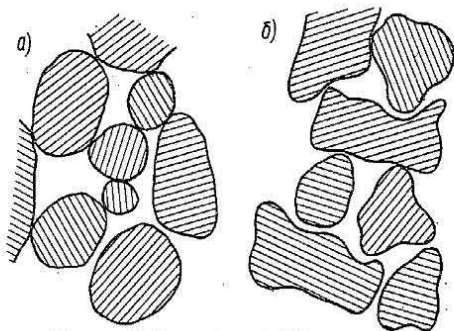


Рис. 1.8. Характер контактов зерен в песчаных и крупнообломочных грунтах:

a — сильно окатанные зерна; *b* — то же, слабо окатанные

электромолекулярными силами взаимного притяжения и отталкивания между частицами, а также частицами и ионами в поровой воде. Такие связи называются водно-коллоидными. Они и обуславливают связность глинистых грунтов. Интенсивность этих связей зависит от расстояния между частицами, зарядов на их поверхности, состава и содержания ионов в поровой воде.

В слабо уплотненных водных осадках глинистых грунтов при большом расстоянии между частицами и при наличии свободной воды из-за сил молекулярного притяжения между твердыми телами-частицами возникают слабые структурные связи. Уплотнение грунта приводит к сближению частиц и усилению этих связей. При дальнейшем уменьшении расстояния между частицами начинают проявляться отталкивающие силы одноименно заряженных поверхностей частиц и диффузных слоев воды: интенсивность увеличения прочности связей уменьшается, и дальнейшее сближение частиц возможно только при затрате дополнительных усилий. Например, увеличение плотности грунта под нагрузкой или его высушивание, приводящее к выжиманию или испарению части слоев рыхлосвязанной воды, вызовет дальнейшее повышение прочности связей. Однако большему сближению частиц и упрочнению связей все сильнее препятствуют возрастающие силы электрического отталкивания. Поэтому дальнейшее уплотнение грунта требует давлений, возрастающих до огромных значений.

Рассмотренные выше формы водно-коллоидных связей Н. Я. Денисов назвал первичным сцеплением. Необходимо отметить две важнейшие особенности этих связей: во-первых, прочность их сравнительно невелика, и, во-вторых, они восстанавливаются через некоторое время после разрушения. Альтернативными особенностями обладают цементационные связи в грунте. Они возникают в процессе диагенеза осадка, когда на поверхность частиц из поровых растворов отлагаются более или менее прочные и водостойкие гели оксидов кремния или железа либо прочные, но не водостойкие кристаллы гипса, кальцита, галита или других солей. Пленки срастаются в местах контакта частиц и обуславливают сцепление упрочнения. Цементационные связи хрупки. При разрушении они не восстанавливаются или восстанавливаются лишь частично по прошествии очень длительного времени, соизмеримого со сроком службы сооружений. Разница между глинистыми грунтами нарушенной и ненарушенной структуры и заключается, в частности, в том, что у первых оказываются разрушенными цементационные связи, придающие ненарушенным грунтам большую прочность.

В осадочных нескальных грунтах с течением времени под влиянием уплотнения от массы перекрывающей их толщи могут произойти процессы удаления избыточной воды, кристаллизации коллоидных и химических осажденных веществ, сопровождающиеся резким усилением цементационных связей и литификацией (окаменением) грунтов. При этом они переходят в осадочные скальные

грунты: крупнообломочные — в конгломераты, брекчии; песчаные — в песчаники; пылевато-глинистые — в алевролиты и аргиллиты.

Особый интерес представляет для строителей вопрос о природе связей в так называемых структурно-неустойчивых грунтах. К ним относятся лёсс, засоленные, набухающие, вечномёрзлые и другие грунты. Структурные связи между частицами в этих грунтах легко разрушаются при воздействиях, типичных для условий строительства. Особенности этих типов грунтов будут рассмотрены в § 2.4.

1.5. Трещины и их влияние на свойства грунтов

Трещины частой сетью разбивают скальные, плотные глинистые и даже некоторые песчаные грунты. Очевидно, что они существенно влияют на свойства грунта. По степени расчлененности трещинами удобно различать два крайних типа скальных грунтов (рис. 1.9):

монолитный грунт, в котором трещины если и есть, то не пересекаются (рис. 1.9, а);

разборный грунт, в котором трещины образуют густую сеть, пересекаются и полностью разделяют обломки породы (рис. 1.9, в).

Между этими двумя крайними типами помещается переходный тип — трещиноватый скальный грунт (рис. 1.9, б), в котором трещины частично пересекаются, но не полностью отчленяют блоки породы, а между монолитными блоками сохраняются мостики (целики) прочного скального грунта.

Скальный грунт, даже трещиноватый и разборный, обладает очень высокой прочностью и практически несжимаем в сравнении с нескальным грунтом. Различия в свойствах вытекают из принципиальной разницы в их строении. В нескальном грунте частицы соприкасаются в отдельных точках, между частицами имеются поры, размеры которых соизмеримы с размерами частиц (рис. 1.9, г). Это допускает некоторую свободу перемещения частиц в массе грунта, обуславливает высокое напряжение в контактах между частицами и в конечном счете облегчает деформирование и разрушение материала в кон-

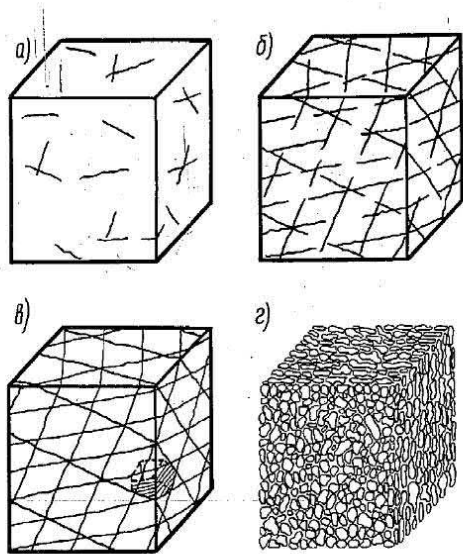


Рис. 1.9. Строение скальных (а—в) и нескальных (г) грунтов (по Л. Мюллеру)

тактах. В скальном массиве зерна цементированы и образуют плотные породы. Относительное их перемещение в породе исключается по крайней мере при напряжениях, обычных для промышленного и гражданского строительства. Перемещения в массиве возможны только по трещинам, но и тут они сильно затруднены. Ширина трещин составляет сотые или тысячные доли от объема массива, поэтому даже частичное закрытие трещин при сжатии не ведет к заметной объемной деформации массива. Сдвиг по трещинам возможен, но ему в определенной мере препятствует то, что вдоль трещины выступы одного блока, как правило, входят во впадины другого. Это определяет относительно высокую механическую прочность системы блоков.

Трещины в скальных грунтах могут быть частично или полностью заняты нескальным грунтом. Присутствие глинистого грунта в трещинах сильно снижает прочность скального грунта, особенно при его обводнении. Деформируемость при этом практически не увеличивается.

На свойства скального грунта значительное влияние оказывает частота трещин. При расстоянии между трещинами 10 см и менее сеть трещин следует называть частой. Если трещины следуют через 10...100 см, это сеть средней частоты. При расположении трещин через 100 см и более сеть трещин считается редкой.

Положение каждой отдельной трещины в массиве скального грунта можно характеризовать следующими параметрами: углом падения β , равным углу между плоскостью трещины и горизонтальной плоскостью (измеряется на вертикальной плоскости); азимутом направления падения α — азимутом вертикальной плоскости, в которой измерен угол β ; шириной раскрытия трещины b ; длиной трещин l .

В настоящее время установлено, что характеристика трещиноватости важна не только для скальных, но и для глинистых грунтов. Древние плотные глинистые грунты всегда имеют сеть трещин, по которым идет замачивание массива, отрыв и соскальзывание при оползнях. В связи с этим при изучении прочных глинистых грунтов типа морены и дочетвертичных морских глин нельзя пренебрегать их трещиноватостью.

Глава 2

ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ, КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ, СТРОЕНИЕ ОСНОВАНИЙ

2.1. Основные физические характеристики грунтов

Значение характеристик. Оценка каждой конкретной разновидности грунта как физического тела производится с помощью ряда физических характеристик. Разнообразие состава, строения и состо-

яния грунтов делает неизбежным введение значительного числа таких характеристик. Некоторые из них непосредственно применяются в расчетах оснований и грунтовых сооружений, совокупность ряда характеристик используется для классификации грунтов. Количественные показатели одних характеристик всегда определяются опытами, чаще всего с образцами грунта, других — расчетом по значениям определенных в опытах показателей.

Соответствие полученных таким образом характеристик состоянию грунта, залегающего в основании или составляющего тело сооружения, является одним из важнейших условий точности инженерных прогнозов. Поэтому отбор образцов для определения характеристик исследуемого грунта, упаковка и транспортировка их производятся так, чтобы полностью сохранить состояние грунта в естественных условиях залегания или в теле грунтового сооружения. Правила отбора, упаковки и транспортировки образцов, а также методики определения их физических характеристик регламентируются действующими ГОСТами и изложены в соответствующих руководствах. Лабораторные занятия по определению физических характеристик грунтов являются неотъемлемой частью курса, поэтому методики определения характеристик здесь подробно не рассматриваются.

Характеристики плотности, влажности и пористости грунта. Следуя рис. 1.2, представим себе некоторый объем V трехкомпонентного грунта массой M , разделенный на отдельные компоненты, где $V_1, m_1, V_2, m_2, V_3, m_3$ — соответственно объем и масса твердой, жидкой и газообразной компонент грунта (рис. 2.1). Тогда $V = V_1 + V_2 + V_3$; $M = m_1 + m_2 + m_3 \cong m_1 + m_2$, так как масса газообразной составляющей ничтожно мала и не оказывает влияния на результаты определений. Отметим также, что $V_2 + V_3$ соответствует полному объему пор в грунте, частично занятому водой и частично газом. Теперь можно ввести определение важнейших физических характеристик грунта.

Плотность грунта ($\text{г/см}^3, \text{т/м}^3$) — отношение массы грунта к его объему:

$$\rho = M/V = (m_1 + m_2)/(V_1 + V_2 + V_3). \quad (2.1)$$

Для определения плотности грунта обычно способом режущего кольца отбирается известный объем грунта или парафинируется образец неправильной формы, объем которого определяется по объему вытесняемой им воды. Затем с помощью взвешивания находят массу грунта без учета массы кольца или парафина.

При расчетах нагрузок на сооружения и напряжений от действия

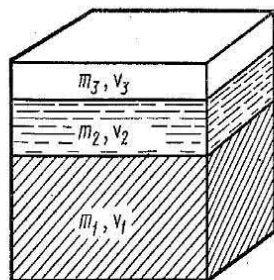


Рис. 2.1. Схематическое изображение содержания компонент в объеме V грунта

собственного веса необходимо переходить к значению удельного веса грунта (кН/м^3)

$$\gamma = \rho g, \quad (2.2)$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ — ускорение свободного падения. Удельный вес грунта зависит прежде всего от соотношения объемов, занятых твердыми частицами (V_1) и порами ($V_2 + V_3$). Для наиболее распространенных нескальных грунтов он составляет $13 \dots 22 \text{ кН/м}^3$, для скальных $18 \dots 30 \text{ кН/м}^3$.

Влажность грунта — отношение массы воды к массе твердых частиц, выражаемое в долях единицы, иногда в процентах:

$$w = m_2/m_1 = (M - m_1)/m_1. \quad (2.3)$$

Для определения влажности с помощью взвешивания устанавливают массу влажного грунта M . Затем выдерживают образец при температуре 105°C до достижения им постоянной массы m_1 , равной массе твердых частиц (массе сухого грунта). Разница $M - m_1$ соответствует массе испарившейся при нагревании грунта воды. Влажность большинства рыхлых грунтов меняется в пределах $0,01 \dots 0,4$, однако встречаются грунты (например, илы, торфы), у которых влажность может значительно превышать единицу.

Плотность частиц грунта (г/см^3 , т/м^3) определяется как отношение массы твердых частиц грунта к их объему:

$$\rho_s = m_1/V_1. \quad (2.4)$$

Плотность частиц зависит только от их минерального состава. Для скальных грунтов она обычно изменяется в пределах от $2,4$ до $3,3 \text{ г/см}^3$, для нескальных грунтов — $2,4 \dots 2,8 \text{ г/см}^3$. Наиболее часто встречающиеся значения ρ_s составляют (г/см^3): для песков — $2,65 \dots 2,67$, для супесей — $2,68 \dots 2,72$, для суглинков — $2,69 \dots 2,73$, для глин — $2,71 \dots 2,76$.

Удельный вес частиц γ , можно получить, умножив плотность частиц на ускорение свободного падения.

Приведенные выше основные физические характеристики грунта ρ , w , ρ_s всегда определяются экспериментально. Они используются для расчета других указанных ниже характеристик.

Плотность сухого грунта ρ_d часто называют плотностью скелета грунта и определяют как отношение массы сухого грунта (частиц грунта) к объему всего грунта:

$$\rho_d = m_1/V. \quad (2.5)$$

Разделив в формуле (2.3) M и m_1 на V и используя выражения (2.1) и (2.5), можно записать

$$\rho_d = \rho / (1 + w). \quad (2.6)$$

Удельный вес сухого грунта (скелета грунта) получается аналогично зависимости (2.2):

$$\gamma_d = \rho_d g = \gamma / (1 + w). \quad (2.7)$$

Пористость грунта определяется как отношение объема пор ко всему объему грунта, что соответствует объему пор в единице объема грунта:

$$n = (V_2 + V_3) / V. \quad (2.8)$$

Относительное содержание твердых частиц в единице объема грунта обозначают через $m = V_1 / V$, тогда

$$m + n = 1. \quad (2.9)$$

Величины n и m обычно выражаются в долях единицы, иногда в процентах. В большинстве случаев пористость нескальных грунтов колеблется от 0,3 до 0,5, но для лёссовых и илистых грунтов может достигать значительно более высоких значений.

Используя формулы (2.4) и (2.6), легко получить $m = \rho_d / \rho_s$, а учитывая (2.9) —

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s. \quad (2.10)$$

Коэффициент пористости грунта e равен отношению объема пор к объему твердых частиц $e = n / m = n / (1 - n)$, откуда

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d \quad \text{или, учитывая формулу (2.6),} \\ e = \rho_s (1 + w) / \rho - 1. \quad (2.11)$$

Из определения коэффициента пористости грунта можно получить

$$n = e / (1 + e); \quad m = 1 / (1 + e). \quad (2.12)$$

Коэффициент пористости грунта является одной из важнейших характеристик и непосредственно используется в расчетах. Для песчаных грунтов коэффициент пористости с достаточной точностью характеризует плотность их сложения (плотность взаимной упаковки частиц) и используется как классификационный показатель.

Понятия «пористость» и «влажность» грунта определенным образом связаны между собой.

Введем понятие влажности, соответствующей полному водонасыщению грунта, т. е. случаю, когда все поры заполнены водой, — w_{sat} . Эта величина часто называется полной влагоемкостью грунта.

Масса воды, заполняющей все поры некоторого объема грунта V , будет равна $m_2 = nV\rho_w$, где ρ_w — плотность воды. Масса твердых частиц грунта в этом объеме $m_1 = mV\rho_s$. Тогда, используя определение влажности и учитывая выражения (2.11), получим

$$w_{sat} = e\rho_w / \rho_s \quad \text{или} \quad w_{sat} = e\gamma_w / \gamma_s, \quad (2.13)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Степень влажности (степень водонасыщения) S , определяется

как отношение объема воды в порах грунта к объему пор и соответствует отношению влажности грунта к его полной влагоемкости.

Тогда, учитывая (2.13), можно записать

$$S_r = w\rho_{st}/(e\rho_w) \text{ или } S_r = w\gamma_{st}/(e\gamma_w). \quad (2.14)$$

По определению, степень влажности может изменяться от 0 в случае абсолютно сухого грунта до 1 при полном заполнении пор водой. Степень водонасыщения значительно сказывается на изменении свойств песчаных грунтов и используется как классификационный показатель.

Характеристики консистенции глинистых грунтов. Свойства глинистых грунтов существенно изменяются в зависимости от их влажности. Сильно увлажненный глинистый грунт обладает способностью растекаться, при подсушивании он переходит в пластичное состояние, а при дальнейшем уменьшении влажности — в твердое.

По консистенции различают три состояния глинистого грунта: твердое, пластичное и текучее (рис. 2.2). Границами между этими состояниями являются характерные значения влажности, называемые границей раскатывания (нижний предел пластичности) w_p и границей текучести (верхний предел пластичности) w_L .

Для практического определения влажности, соответствующей нижнему пределу пластичности, грунтовое тесто увлажняют (или подсушивают) до такого состояния, чтобы при раскатывании его в шнур толщиной порядка 3 мм он начал распадаться на отдельные кусочки. Верхний предел пластичности соответствует такому состоянию влажности грунтового теста, когда стандартный конус погружается в него на глубину 10 мм. Несмотря на то что способы определения этих границ и сами границы весьма условны, точность определения величин w_p и w_L вполне удовлетворительна.

Сравнение естественной влажности глинистого грунта с влажностью на границе текучести и границе раскатывания позволяет установить его состояние по консистенции (рис. 2.2). Для этого используют показатель текучести I_L , являющийся важной классификационной характеристикой глинистых грунтов:

$$I_L = (w - w_p)/(w_L - w_p). \quad (2.15)$$

Очевидно, что при $w < w_p$ (показатель текучести $I_L < 0$) грунт находится в твердом состоянии, при $w > w_L$ ($I_L > 1$) — в текучем, а при $w_p \leq w \leq w_L$ ($0 \leq I_L \leq 1$) — в пластичном состоянии.

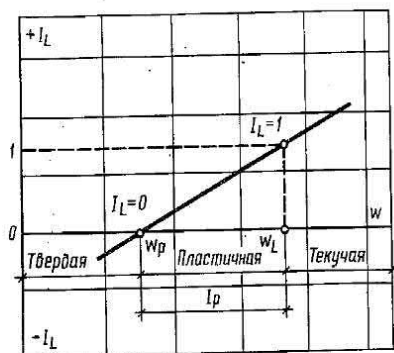


Рис. 2.2. Консистенция и изменение показателя текучести I_L в зависимости от влажности w :

w_p — влажность на границе раскатывания; w_L — влажность на границе текучести; I_p — число пластичности

Разница между границей текучести и границей раскатывания называется числом пластичности грунта:

$$I_p = w_L - w_p. \quad (2.16)$$

Чем больше в грунте относительное содержание глинистых частиц, тем больше оказывается величина I_p .

В соответствии с ГОСТ 25100-82 по числу пластичности определяются типы глинистого грунта: супесь — $0,01 \leq I_p \leq 0,07$, суглинок — $0,07 < I_p \leq 0,17$, глина — $I_p > 0,17$.

Поскольку песчаные грунты обычно не обладают способностью раскатываться в шнур или при малом содержании глинистых частиц показывают практически одинаковые величины w_p и w_L , число пластичности для песчаных грунтов ничтожно мало: $I_p < 0,01$.

Другие характеристики грунта. В строительной практике кроме рассмотренных выше используются и другие характеристики состава и состояния грунтов. Как правило, они применяются для более детального описания состава твердой фазы грунта, когда это важно. Эти характеристики указывают относительное содержание в грунте растворимой, коллоидной или органической части. По принятой терминологии, они выражают засоленность, набухаемость, льдистость, содержание органического вещества. Эти характеристики будут рассматриваться в последующих главах учебника по мере необходимости.

Нормативные и расчетные значения физических характеристик. Грунтовая толща, как правило, неоднородна и состоит из инженерно-геологических элементов (слоев грунта). Но и в пределах каждого элемента грунт одной и той же разновидности может отличаться по составу, строению и состоянию. Поэтому, для того чтобы указанные выше физические характеристики в среднем отражали свойства грунта слоя, из него должно быть отобрано достаточное для статистической обработки результатов количество проб грунта. В ГОСТ 20522-75 приводятся рекомендации по определению требуемого количества проб грунта в зависимости от его неоднородности и способы статистической обработки результатов определения характеристик.

Различают нормативные и расчетные значения физических характеристик грунта.

Для определения нормативной характеристики прежде всего находится среднее арифметическое значение результатов частных определений этой характеристики:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (2.17)$$

где n — число определений характеристики (объем выборки); X_i — частные значения определяемой характеристики.

Далее проверяют, не содержатся ли среди частных определений X_i какие-либо данные с грубым отклонением от общей совокуп-

ности результатов. Исключению из общей выборки подлежат максимальные или минимальные значения X_i , для которых выполняется условие

$$|\bar{X} - X_i| > \nu S_{dis} \quad (2.18)$$

где ν — статистический критерий, принимаемый по табл. 2.1; S_{dis} — смещенная оценка среднего квадратичного отклонения:

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2} \quad (2.19)$$

Таблица 2.1. Значения статистического критерия

Число определений	ν	Число определений	ν	Число определений	ν
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

Если такие отскоки отсутствуют, в качестве нормативной характеристики принимают среднее арифметическое значение $X_H = \bar{X}$. Если отскоки имеются, то эти значения исключаются из общей выборки, вновь определяется среднее арифметическое и вновь делается проверка на наличие отскоков.

Принятое таким образом нормативное значение характеристики из-за естественной неоднородности грунта и ограниченного количества определений всегда на какую-то неопределенную величину отклоняется от истинного искомого значения (математического ожидания). Следовательно, нормативное значение содержит некоторую погрешность. Чтобы снизить ее влияние на проект сооружения, в расчетах используются не нормативные, а так называемые расчетные характеристики свойств грунтов.

Расчетная характеристика X определяется делением нормативной характеристики X_H на коэффициент надежности по грунту γ_g :

$$X = X_H / \gamma_g \quad (2.20)$$

Для всех физических характеристик, кроме плотности грунта, СНиП 2.02.01 — 83 допускает принимать $\gamma_g = 1$. Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетного значения плотности грунта устанавливается в зависимости от изменчивости этой величины, числа определений и значений доверительной вероятности. Общие правила определения коэффициента надежности по грунту изложены в § 4.6. Следует иметь в виду, что расчетное значение

удельного веса грунта устанавливается по расчетному значению плотности грунта умножением ее на ускорение свободного падения.

2.2. Классификация грунтов

Для того чтобы определить место каждого конкретного грунта среди большого многообразия природных и искусственных грунтов, разработана классификация грунтов (ГОСТ 25100-82). Все грунты по характеру структурных связей подразделяются на два класса: скальные и нескальные грунты. В пределах каждого класса грунты разделяются на группы по происхождению (магматические, метаморфические, осадочные сцементированные, искусственные — для скальных грунтов; осадочные несцементированные и искусственные — для нескальных грунтов). Каждая группа подразделяется по условиям образования на подгруппы. Например, магматические грунты разделяются на глубинные и излившиеся; осадочные сцементированные — на обломочные, биохимические и химические. Среди несцементированных грунтов выделяются крупнообломочные, песчаные, пылеватые и глинистые, биогенные, почвы и т. п. Дальнейшее подразделение производится по преобладающему минеральному составу и размеру частиц грунта, по степени его неоднородности, числу пластичности — на типы грунтов: (например, песок гравелистый, песок крупный и т. п. — для песчаных грунтов; супесь, суглинок, глина — для глинистых грунтов и т. д.). В пределах каждого типа по структуре и текстуре, а иногда по составу примесей грунты разделяются на виды (например, для песка крупного — плотный, средней плотности, рыхлый; для супеси, суглинка и глины — щебенистые, дресвяные, без примеси органики или с примесью органики и т. д.). И наконец, в пределах каждого вида по физическим, физико-механическим, химическим свойствам и состоянию выделяются разновидности грунтов (например, песок крупный, влажный или насыщенный водой, засоленный и т. п.; суглинок щебенистый, тугопластичный и т. п.).

Отнесение грунта к тому или иному классу, группе, подгруппе, типу, виду и разновидности производится с помощью рассмотренных в § 2.1 характеристик грунтов. Во многих случаях обоснованное отнесение конкретного грунта к определенному виду или разновидности позволяет установить ориентировочные показатели его строительных свойств, используемые в предварительных расчетах. В хорошо изученных районах найденные путем классификации показатели часто оказываются достаточными для окончательных расчетов и проектирования простых сооружений.

Полная классификация грунтов приведена в ГОСТ 25100-82. Ниже дается упрощенная классификация крупнообломочных, песчаных и пылевато-глинистых грунтов, используемая в строительстве. Более подробные признаки выделения некоторых разновидностей будут рассмотрены в соответствующих разделах курса.

Классификация крупнообломочных грунтов. Наименование типа

грунта устанавливается по относительному содержанию в общей массе частиц той или иной крупности в соответствии с табл. 1.2. При наличии в заполнителе крупнообломочного грунта (среди частиц, оставшихся после удаления фракций крупнее 2 мм) песчаных частиц более 40% от общей массы сухого грунта, пылеватых или глинистых частиц более 30% к наименованию крупнообломочного грунта добавляется наименование заполнителя (например, гравийный грунт с песчаным, пылеватым или глинистым заполнителем).

В зависимости от степени влажности различают следующие разновидности крупнообломочных грунтов:

Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Классификация песчаных грунтов. Тип песчаного грунта также устанавливается по размеру частиц (см. табл. 1.2). При необходимости учитывается степень неоднородности грунта S_u .

Вид песчаного грунта устанавливается по плотности сложения, характеризуемой коэффициентом пористости (табл. 2.2).

Таблица 2.2. Характеристика вида песчаных грунтов

Тип песка	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Пески мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Разновидность песчаного грунта устанавливается по степени влажности так же, как для крупнообломочных грунтов.

Классификация пылеватоглинистых грунтов. По числу пластичности [формула (2.16)] выделяются три типа глинистых грунтов: супесь — $0,01 \leq I_p \leq 0,07$; суглинок — $0,07 < I_p \leq 0,17$; глина — $I_p > 0,17$. Если в массе глинистого грунта содержится 15...25% крупнообломочных частиц, к наименованию грунта добавляется наименование этих частиц (например, суглинок со щебнем, супесь с гравием). При содержании таких частиц от 25 до 50% название грунта меняется: суглинок щебенистый, супесь гравелистая и т. д.

Разновидность глинистого грунта определяют по показателю текучести I_L :

Для супесей		Для суглинков и глин	
твердые	$I_L < 0$	твердые	$I_L < 0$
пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$	полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
текучие	$I_L > 1$	тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
		мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
		текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
		текучие	$I_L > 1$

Иногда к характеристике глинистого грунта добавляется и значение коэффициента пористости.

Классификация скальных грунтов также производится с помощью ГОСТ 25100-82. Типы скальных грунтов выделяются по петрографическому составу слагающих их пород, вид — по структурно-текстурным особенностям данной породы. В отличие от нескальных грунтов в качестве основной характеристики разновидности скальных грунтов ГОСТ принимает предел прочности на одноосное сжатие образцов в водонасыщенном состоянии R_c (МПа). Различают скальные грунты:

Очень прочные	$R_c > 120$	Повиженной прочности	$5 > R_c \geq 3$
Прочные	$120 \geq R_c > 50$	Низкой прочности	$3 > R_c \geq 1$
Средней прочности	$50 \geq R_c > 15$	Весьма низкой прочности	$R_c < 1$
Малопрочные	$15 \geq R_c \geq 5$		

Скальные грунты при $R_c < 5$ МПа обычно называют полускальными.

В инженерной практике часто используют обобщенные характеристики трещиноватости скальных пород: КТП — коэффициент трещинной пустотности, $M_{тр}$ — модуль трещиноватости. Коэффициентом трещинной пустотности называют отношение объема трещин к объему скальных блоков. Формально эта характеристика аналогична пористости n нескальных грунтов. Но если в обычных условиях для нескальных грунтов n колеблется от 0,3 до 0,5, то для скальных грунтов КТП составляет сотые и даже тысячные доли единицы, достигая в исключительных случаях значения 0,1...0,15. Модуль трещиноватости — это количество трещин на 1 м длины обнажения скального грунта. Максимальные значения этого показателя приближаются к 100, минимальные составляют доли единицы.

С использованием этих показателей разработаны различные способы классификации трещиноватых скальных пород.

2.3. О связи физических и механических характеристик грунтов

Классификация грунтов позволяет не только определить данный грунт, т. е. выделить его среди многообразия других грунтов, но и часто установить ориентировочные значения его прочностных и деформационных характеристик. Действительно, прочность и деформируемость грунтов непосредственно связаны с их физическими свойствами и состоянием. Например, увеличение пористости песчаного или пылевато-глинистого грунта (увеличение коэффициента пористости) при прочих равных условиях непременно повлечет за собой снижение его прочности и повышение деформируемости. Соответственно увеличение влажности (показателя консистенции) глинистого грунта, также при прочих равных условиях, приведет к снижению его прочности и повышению деформируемости. Следо-

вательно, установление связей между физическими и механическими характеристиками грунтов в определенных условиях правомочно.

Так, в частности, основываясь на обобщении огромного количества испытаний, СНиП 2.02.01 — 83 допускает для предварительных расчетов оснований, а также для окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II и III классов и опор возводимых линий электропередачи и связи независимо от их класса определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам. С этой целью в СНиПе приводятся таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик некоторых разновидностей песчаных и пылевато-глинистых грунтов и значения соответствующих коэффициентов надежности по грунту.

Важной характеристикой несущей способности является расчетное сопротивление грунтов основания R_0 (кПа), ориентировочно оценивающее допускаемое давление на данный грунт под подошвой фундамента, имеющего ширину 1 м и глубину заложения 2 м.

СНиП 2.02.01 — 83 допускает назначать предварительные размеры фундаментов исходя из этой величины. Кроме того, значение величины R_0 для различных слоев при сложном напластовании позволяет на ранней стадии изысканий, определив только физические характеристики грунтов, провести приблизительную сопоставительную оценку их несущей способности.

СНиПом рекомендуются следующие расчетные сопротивления песчаных и пылевато-глинистых грунтов (табл. 2.3, 2.4).

Таблица 2.3. Расчетные сопротивления песчаных грунтов

Пески	Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложенных песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 2.4. Расчетные сопротивления пылевато-глинистых грунтов

Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L равном	
	0	1
	<i>Супеси</i>	
0,5	300	300
0,7	250	200

Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L равном	
	0	1
	<i>Суглинки</i>	
0,5	300	250
0,7	250	180
1,0	200	100
	<i>Глины</i>	
0,5	600	400
0,6	500	300
0,8	300	200
1,1	250	100

2.4. Геологическое строение оснований

Сооружение редко располагается на каком-либо одном грунте. Обычно в основании оказывается несколько типов грунтов. Тогда кроме оценки свойств каждого грунта возникает не менее важная задача — схематизация геологического строения основания, т. е. выделение внутренне однородных объемов разных грунтов и проведение границ между ними. Эта задача подробно рассматривается в курсе инженерной геологии. Здесь же остановимся лишь на некоторых принципиальных вопросах.

По предложению Н. В. Коломенского однородные части в геологической среде называют инженерно-геологическими элементами. Однородность элемента рассматривается как статистическое понятие, т. е. принимается, что характеристики грунта в его границах изменяются случайно, причем величина изменения этих характеристик не должна превышать определенных пределов. Обычно выделение инженерно-геологических элементов основания производится по данным анализа характеристик физико-механических свойств грунтов. Тогда приведенные выше понятия нормативных и расчетных характеристик в среднем определяют свойства грунта в границах выделенного инженерно-геологического элемента.

Практически при проведении границ между инженерно-геологическими элементами сначала строят геологическую гипотезу о расчленении грунтовой толщи. При этом, во-первых, проводят границы между грунтами разного происхождения, во-вторых, между грунтами различного наименования внутри каждого возрастного комплекса и, в-третьих, между грунтами различного состояния. Схематизация геологического строения основания является сложной инженерно-геологической задачей, от правильного решения которой во многом зависит достоверность последующих расчетов, а следовательно, и судьба сооружения.

Форма и размеры геологических тел в основании сооружений. Инженерно-геологические элементы формируют в массиве грунтов геологические тела (рис. 2.3). Самой распространенной формой

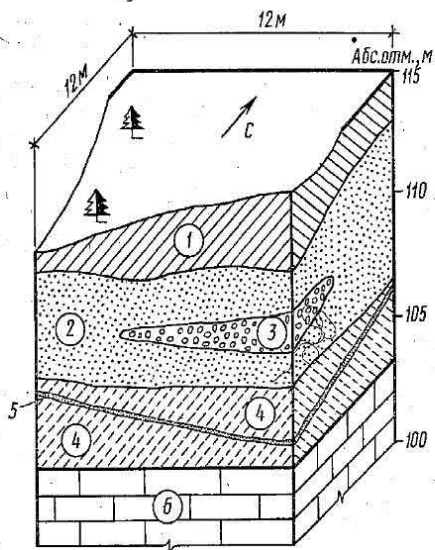


Рис. 2.3. Формы геологических тел в грун-
товом массиве:

1 — слой суглинки; 2 — слой песка, вклю-
чающий линзу гравия 3; 4 — слой супеси,
включающий песчаный прослой 5; 6 — из-
вестняк

залегания осадочных горных пород, т. е. всех нескальных и части скальных грунтов, является слой. Слой называют внутренне однородное геологическое тело, ограниченное в пределах рассматриваемой области двумя непересекающимися поверхностями: подошвой и кровлей.

Расстояние между этими поверхностями называют *мощностью слоя*. Часто подошва и кровля горизонтальны, плоски и практически параллельны, как показано для слоя 4 на рис. 2.3. Это характерно для морских, озерных и некоторых других отложений. В континентальных отложениях мощность слоя обычно меняется (слой 1 на рис. 2.3).

Внутри слоя залегает грунт одного наименования, но не обязательно одного состояния. Например, часть слоя суглинка может находиться в мерзлом, часть — в талом состоянии; часть слоя песка — в водонасыщенном, а часть — во влажном или маловлажном состоянии и т. п. Положение границы между грунтами различного состояния может меняться со временем в естественных условиях и тем более после освоения территории. Границы же слоев значительно более устойчивы. Хотя выветривание и некоторые техногенные воздействия на грунты способны изменить их состав настолько, что с течением времени изменится наименование грунта, а с ним и положение границы слоя.

Слой скальных грунтов 6, подстилающий толщу нескальных, в строительной практике часто называют *коренной породой*.

Линзой называют внутренне однородное геологическое тело, ограниченное в пределах рассматриваемой области замкнутой поверхностью (3 на рис. 2.3).

Из определения следует, что мощность линзы меняется от некоторого максимального значения до нуля. Линзы, как и слои, располагаются горизонтально или слабо наклонно. В отдельных случаях слои и линзы могут быть смяты в складки, что свидетельствует о прошедших в прежние времена пластических деформациях массива.

В определениях слоя и линзы использовалось понятие «рассматриваемой области». Можно следующим образом определить это

понятие. Если известно пятно застройки сооружения, то рассматриваемой областью будет, по существу, основание этого сооружения, т. е. та часть массива, в которой под влиянием нагрузок от сооружения происходят деформации грунта. Поскольку инженерно-геологическая модель массива грунта часто строится до выбора конкретного места для сооружения, рассматриваемой областью будет являться вся часть слоистой толщи или массива, попадающая на геологический разрез. Тогда слоем будет геологическое тело, границы которого пересекают вертикальные границы разреза; линзой — геологическое тело, замкнутое внутри разреза.

Если геологическое тело входит с одной стороны в разрез и заканчивается в нем, говорят, что имеет место выклинивание слоя.

Мощности слоев и линз могут быть невелики (несколько дециметров), но могут быть и значительны. Обычно мощность слоев и линз изменяется в пределах метров, но иногда достигает 10 и даже 30 м. Однородные слои мощностью более указанных значений встречаются крайне редко. Мощность слоя в таких случаях на разрезе может быть показана лишь частично. В расчетной схеме такой мощный слой обычно рассматривается как полупространство.

Слой мощностью менее 0,5 м, как правило, не выделяются. Их необходимо выделять только в тех случаях, когда такой маломощный слой сложен породой с резко отличными инженерно-геологическими свойствами. Например, выделяется песчаный водопроницаемый слой среди суглинка или слой слабого глинистого грунта среди водонасыщенных песков и т. п. В подобных случаях в инженерно-геологической модели показывают даже совсем тонкие слои, которые не могут быть изображены в масштабе разреза.

Очень тонкое однородное геологическое тело, ограниченное двумя непересекающимися поверхностями, называют прослоем (5 на рис. 2.3).

В расчетной схеме прослой часто моделируют поверхностью, в простейшем случае — плоскостью. Правильное изображение прослоев имеет исключительно большое значение, например, при прогнозе устойчивости склонов и при расчете фильтрации.

Жила — это внутренне однородное геологическое тело, протяженное и пересекающее слои.

Жилы обычно располагаются вертикально или наклонно. Жилы и подобные им более мощные тела (дайки) встречаются обычно в скальных грунтах, где они не нарушают прочности массива. В нескальных грунтах практически термин «жила» применяется исключительно в словосочетании «жила льда», так как скопление льда в мерзлых породах в форме жил, а также линз, значительно ослабляет основание и детально изучается при изысканиях.

Наряду с внутренне однородными телами в толще грунтов геологи выделяют зоны, например зону выветривания или зону повышенной трещиноватости у разрыва.

Зоной называют часть массива или толщи, где происходят закономерные постепенные изменения свойств грунтов с глубиной или же в каком-либо другом определенном направлении, например по нормали к крупной наклонной трещине. Зона — это область перехода от грунтов с одними свойствами к грунтам с другими свойствами.

Зоны выделяются обычно в тех случаях, когда закономерные изменения прослеживаются в пределах нескольких метров по разрезу.

Границы между геологическими телами. Определение границ между геологическими телами при построении инженерно-геологической модели массива грунта или геологического разреза далеко не всегда оказывается простым делом. Необходимо помнить, что строение грунтовой толщи определяется интерполяцией данных, полученных по отдельным вертикалям (бурение скважин, геофизическая разведка и т. п.). В зависимости от расстояния между этими вертикалями и условий образования грунтов границы, показанные на разрезе, будут лишь более или менее соответствовать действительным.

В природе границы между геологическими телами могут быть резкими или неопределенными («размазанными»). Например, если на коренное ложе долины, промытое в скальной породе, река откладывает песок, то граница между скалой и песком будет обязательно резкой. Внутри же аллювиальных отложений слой песка с вышележащим слоем супеси может быть связан постепенным переходом. Установить границу между ними можно лишь условно, по изменению числа пластичности I_p . Граница между песком и супесью, зафиксированная инженерно-геологической разведкой, может не отмечаться «на глаз» в котловане. Это, однако, не значит, что она не существует.

Границы, как резкие, так и условные, могут быть плавными или очень сложными по форме. На разрезе же они изображаются одинаковой тонкой линией (рис. 2.4). Границы между геологическими телами, например в толще ледниковых и водно-ледниковых отложений, могут быть очень неправильными по форме, извилистыми, но зачастую резкими (рис. 2.4, а). Неоднородность строения ледниковой толщи может существенно осложнять строительство.

Еще более сложной является граница между коренной породой и продуктами ее выветривания — элювием. Эта граница обычно то поднимается к поверхности, то погружается на глубину в несколько метров. Выявление границы элювия только в 2...3 вертикалях почти ничего не говорит о ее положении между этими вертикалями. Проведение спрямленной границы между скважинами может привести к значительным ошибкам по глубине (сравните v и z на рис. 2.4). Поэтому при строительстве на элювиальных грунтах часто приходится углублять котлованы ниже проектной отметки, чтобы вынуть сильно выветрелые грунты и поставить фундаменты по всей длине сооружения на скалу.

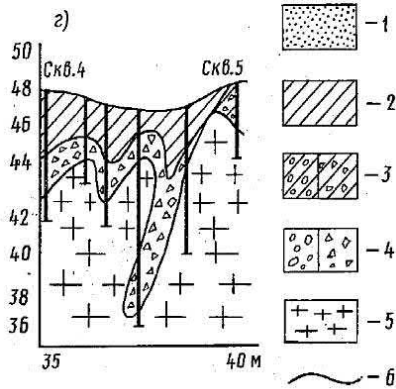
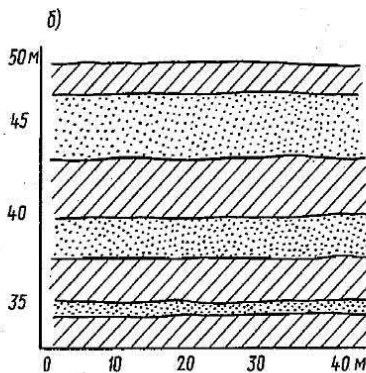
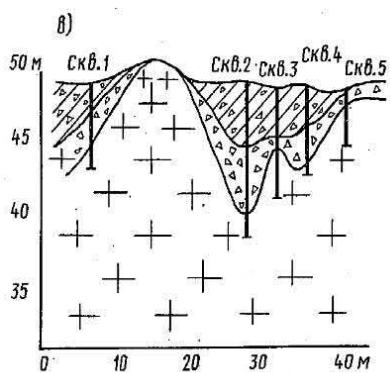
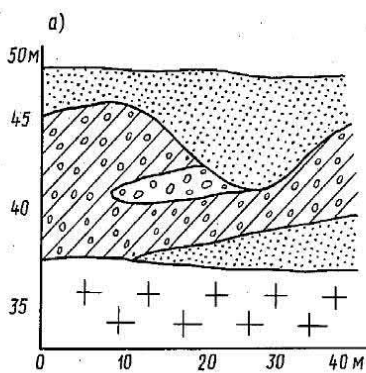


Рис. 2.4. Формы геологических границ в грунтовых толщах различного происхождения:

а — ледниковые и водно-ледниковые отложения; *б* — морские и озерные отложения; *в* — элювий; *г* — элювий (детализация); 1 — песок; 2 — суглинок; 3 — то же, с включением крупнообломочного материала; 4 — крупнообломочные грунты; 5 — гранит выветрелый, трещиноватый; 6 — граница между геологическими телами

Совершенно другой характер имеют геологические границы в морских и озерных отложениях (рис. 2.4, б). Они, как правило, близки по форме к горизонтальной плоскости. Здесь производителя работ, который сверяет проектный геологический разрез с натурой, ожидает минимум неожиданностей.

Значение данных о геологическом строении основания для строительства. Из изложенного ясно, что геологическое строение основания проектируемого сооружения может быть весьма сложным. Поскольку геологический разрез является основой для построения расчетной схемы взаимодействия сооружения и основания, следует стремиться с наибольшей точностью определять местоположение различных геологических тел и границ между ними. Не менее важны тщательное проведение опытов по определению физико-механических характеристик грунтов и статистическая обработка результатов испытаний.

Проведение изысканий регламентируется нормативными документами и действующими инструкциями. Инженерно-геологические изыскания должны производиться, как правило, территориальными изыскательскими, а также специализированными изыскательскими и проектно-изыскательскими организациями.

Повышение качества инженерных изысканий позволяет при проектировании фундаментов резко повысить технико-экономические показатели. Так, опыт ряда проектных институтов свидетельствует о том, что увеличение затрат на изыскания на 5...10% дает возможность снизить стоимость фундаментов на 20...30%.

2.5. Особые виды грунтов с неустойчивыми структурными связями

Среди грунтов, на которых возводятся сооружения, есть несколько характерных типов особенных образований. Строительство на этих грунтах сопряжено со специальными мероприятиями, несоблюдение которых часто приводит к авариям. К таким грунтам обычно относят мерзлые, вечномерзлые, лёссовые, набухающие, слабые водонасыщенные глинистые, засоленные, насыпные грунты, торфы и заторфованные грунты.

При всем различии условий природного образования и последующего изменения этим грунтам свойственна общая особенность — способность к резкому снижению прочности структурных связей между частицами при некоторых обычных для строительства и эксплуатации сооружений воздействиях: при нагревании — для одних, увлажнении — для других, быстром нагружении или вибрационном воздействии — для третьих типов грунтов. Это, в свою очередь, приводит также к резкому уменьшению прочности и несущей способности оснований, развитию недопустимых для сооружения деформаций.

Причины указанных процессов заключаются в том, что структурные связи в этих грунтах обусловлены легко поддающимися разрушению при определенных воздействиях факторами. Поэтому такие грунты часто называют структурно-неустойчивыми грунтами. Рассмотрим происхождение, состав, структурно-текстурные особенности, распространение и формы залегания структурно-неустойчивых грунтов. Методы строительства на структурно-неустойчивых грунтах будут рассмотрены в гл. 15.

Мерзлые и вечномерзлые грунты. Почти на всей территории бывшего СССР температура воздуха зимой опускается ниже 0°C. В результате длительного воздействия отрицательной температуры происходит промерзание грунта с поверхности на некоторую глубину. В весенне-летнее время, с установлением положительной температуры воздуха, промерзший слой грунта оттаивает. В обширных районах Севера и Северо-Востока на территории, составляющей около 47% всей суши бывшего СССР, среднегодовая температура

воздуха оказывается ниже 0°C . В теплое время года грунты здесь оттаивают на небольшую глубину (порядка 1...3 м), а ниже (до 30...500 м и более) находятся постоянно в мерзлом состоянии.

При температуре ниже 0°C , как правило, грунты резко меняют свои свойства в связи с переходом части поровой воды в твердую фазу — лед.

Грунты всех видов относятся к мерзлым, если они имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед. Грунты называют вечномерзлыми, если в условиях природного залегания они находятся в мерзлом состоянии непрерывно (без оттаивания) в течение многих (трех и более) лет.

Мерзлые и вечномерзлые грунты из-за наличия в них льдоцементных связей при отрицательной температуре являются очень прочными и малодеформируемыми природными образованиями. Однако при повышении или понижении температуры (даже в области отрицательных значений температуры) за счет оттаивания части льда или замерзания части поровой воды их свойства могут изменяться. При оттаивании порового льда структурные льдоцементные связи лавинно разрушаются и возникают значительные деформации. Многие виды вечномерзлых грунтов, особенно сильнольдистые пылевато-глинистые грунты, при этом могут переходить в разжиженное состояние.

Строение верхних зон земной коры зависит от географо-климатических условий района. На большей части европейской территории России (исключая северо-восточную оконечность Кольского полуострова), в Западной Сибири и Средней Азии толща грунта в зимнее время промерзает на некоторую глубину, а летом оттаивает. Ниже расположен постоянно талый грунт. Попеременно замерзающий и оттаивающий слой грунта называют деятельным слоем (рис. 2.5, а). На Севере и в Восточной Сибири ниже деятельного слоя располагается толща вечномерзлого грунта. В этом случае поверхностный слой грунта, промерзающий зимой и оттаивающий летом, называют слоем сезонного оттаивания, если он зимой сливается с вечномерзлым грунтом (рис. 2.5, б), и сезонного промерзания, если между ним и кровлей вечной мерзлоты находится слой талого грунта (рис. 2.5, в).

По В. А. Кудрявцеву, в зависимости от температурных условий область вечной мерзлоты разделяется на пять зон. В первой зоне (районы

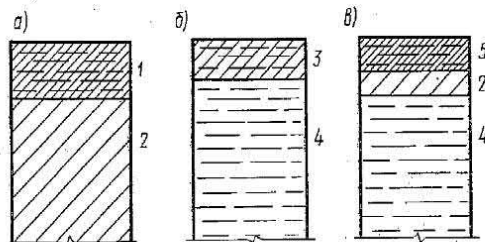


Рис. 2.5. Схема расположения слоев грунта:

1 — деятельный слой; 2 — талый грунт; 3 — слой сезонного оттаивания; 4 — вечномерзлый грунт; 5 — слой сезонного промерзания

Иркутска, Читы и т. д.), расположенной по западной и южной границам области, мощность мерзлых толщ не превышает 30...40 м, температура вечномерзлых грунтов близка к 0...-1°C. Здесь отмечается островное залегание вечномерзлых грунтов, перемежающееся территориями с отсутствием вечной мерзлоты. На севере и северо-востоке от нее находится вторая зона (среднегодовые температуры грунтов -1...-3°C, мощность вечной мерзлоты 40...150 м), являющаяся переходом от прерывистого к относительно сплошному распространению вечной мерзлоты. В результате тепляющего влияния водоемов, рек, деятельности человека в этих зонах возможно образование сквозных таликов — толщ незамерзающих грунтов. Далее на север и северо-восток со сложными границами располагаются зоны сплошного распространения мерзлых толщ (третья зона — среднегодовая температура грунтов от -3 до -5°C, мощность вечной мерзлоты до 200...250 м; четвертая — температура от -5 до -10°C, мощность до 400...600 м и более, занимающая значительную часть Якутии и северо-восточной оконечности страны; пятая зона относится к арктическому побережью). Здесь уже талики, как правило, не являются сквозными, а приурочены только к местным тепляющим факторам.

Мерзлые и вечномерзлые грунты отличаются характерной мозговой текстурой, обусловленной содержанием и расположением в них льда. Различают массивную (слитную) текстуру, когда лед содержится только в порах грунта и видимые прослойки льда отсутствуют. Такая текстура свойственна крупнообломочным и песчаным, а также маловлажным пылевато-глинистым грунтам. В случае слоистой текстуры, характерной для пылевато-глинистых грунтов, промерзающих при подтоке воды, лед содержится в грунте в виде удлиненных включений (шпиров) различных размеров, ориентированных примерно в одном направлении. Сетчатая (ячеистая) текстура свойственна сильно обводненным пылевато-глинистым и скальным грунтам. Шпирь и прослой льда в этом случае образуют сложную сеть, толщина их может измеряться сантиметрами. Наконец, в рыхлых крупнообломочных грунтах может формироваться корковая текстура, когда лед образует корки и линзы вокруг частиц и агрегатов грунта. Толща вечномерзлых грунтов может содержать также и более крупные включения льда (жилы, прослой, линзы), достигающие десятков сантиметров и даже метров. Схематический разрез вечномерзлой толщи и внутреннее строение ее инженерно-геологических элементов приведены на рис. 2.6.

Содержание льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах, а следовательно, и их состояние по прочности и деформируемости существенным образом зависят от изменения внешних воздействий, прежде всего отрицательной температуры. Это важнейшее качество мерзлых грунтов было установлено в 1945 г. Н. А. Цытовичем и названо им принципом равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах.

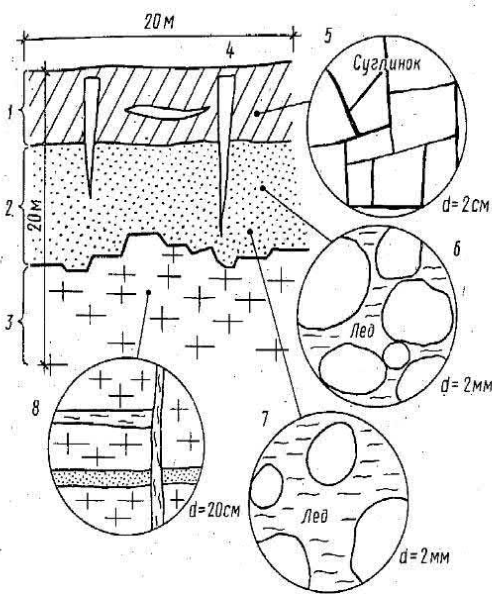


Рис. 2.6. Разрез вечномёрзлой толщи и внутреннее строение ее инженерно-геологических элементов:

1 — слой суглинка; 2 — слой песка; 3 — трещиноватая скальная порода; 4 — жилы и линзы льда; 5 — сеть ледяных жилок в суглинке (сетчатая текстура); 6 — поровый лед-цемент заполняет поры между частицами (массивная текстура); 7 — базальный лед-цемент разобьедает частицы (корковая текстура); 8 — трещинный лед в скальной породе (слоистая текстура, приближающаяся к ячеистой)

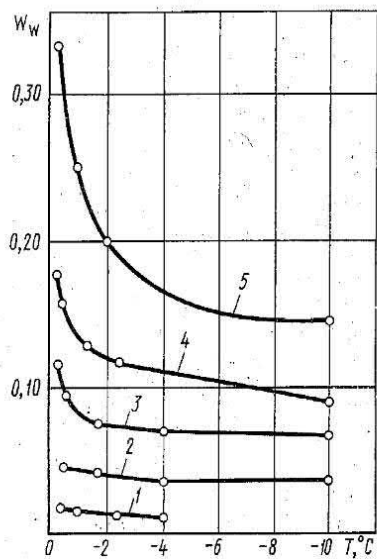


Рис. 2.7. Кривые содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах в зависимости от отрицательной температуры (по Н.А. Цытовичу):

1 — кварцевый песок; 2 — супесь; 3 — суглинок; 4 — глина; 5 — то же, содержащая монтмориллонит

Опыт показывает, что при промерзании грунтов, особенно мелкодисперсных (пылевато-глинистых), в лед переходит не вся поровая вода, а лишь часть ее. Дальнейшее понижение температуры сопровождается фазовыми превращениями, но интенсивность их уменьшается, причем чем больше в грунте связанной воды, тем большая часть поровой воды при данной отрицательной температуре находится в незамерзшем состоянии. Это хорошо иллюстрируется графиками на рис. 2.7. В кварцевых песках практически не содержится связанной воды, все фазовые переходы завершаются при температуре, близкой к 0 °С. В глинистых грунтах с увеличением содержания глинистых частиц относительное содержание связанной воды возрастает, что ведет к увеличению количества незамерзшей воды при данной температуре.

Указанные особенности мерзлых грунтов вызывают необходимость введения при их рассмотрении дополнительных физических характеристик. В соответствии со СНиП 2.02.04 — 88 «Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах» к ним относятся различ-

ные характеристики влажности (суммарная влажность мерзлого грунта, влажность мерзлого грунта за счет содержания только незамерзшей воды и влажность мерзлого грунта между отдельными ледяными включениями); льдистости — отношения объема льда, содержащегося в мерзлом грунте, ко всему объему грунта (суммарная льдистость мерзлого грунта и льдистость мерзлого грунта за счет ледяных включений); ряд других показателей (степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой, температура начала замерзания воды в порах грунта). Кроме того, для расчетов промерзания — оттаивания грунтов используются теплофизические характеристики: теплопроводность, объемная теплоемкость, различающиеся для талого и мерзлого грунта, и теплота таяния (замерзания) грунта.

Физический смысл этих характеристик и способы их определения подробно рассмотрены в указанном выше СНиПе.

Изменение температурного состояния мерзлых грунтов приводит к значительным изменениям их физических, а следовательно, и механических свойств.

Важнейшей особенностью мерзлых грунтов является их просадочность при оттаивании — резкое уменьшение объема грунта при таянии льда и отжатии воды, что может приводить к чрезмерным деформациям построенных на этих грунтах сооружений.

Лёссовые грунты (лёссы). Около 14% континентальной части бывшего СССР покрыто лёссовыми грунтами. Они распространены на значительной части юга европейской территории включая Украину, Центральный Крым, Северный Кавказ, Поволжье, часть Беларуси. Большие территории Средней Азии, Закавказья, Западной Сибири также покрыты лёссовыми грунтами. Равнинные территории многих стран Азии с сухим климатом (Монголии, Китая, Афганистана, Ирана и др.) сложены лёссовыми грунтами. Мощность лёссового покрова колеблется от нескольких метров до 20... 30 м, а иногда и более.

Лёссовые грунты по составу, структурно-текстурным признакам, а следовательно, и механическим свойствам существенно отличаются от всех других горных пород. Твердые частицы лёссовых грунтов на 80...90% состоят из кварца, полевого шпата и растворимых минералов. По крупности до 60%, иногда даже до 90% твердых частиц относится к пылеватым, остальные — к глинистым, лишь малая часть — к песчаным фракциям. По гранулометрическому составу и числу пластичности лёссовые грунты относятся к пылеватым супесям и суглинкам. Влажность лёссовых грунтов в естественном состоянии обычно не превышает 0,08...0,16, степень влажности $S_r < 0,5$.

Внешне лёсс представляет собой горную породу палевого цвета, маловлажную, слабосцементированную, пыльную в сухом состоянии. При увлажнении образцы лёсса распадаются на мелкие агрегаты. Пористость сухих или слабо увлажненных лёссов обычно

0,4...0,5 и более. Для них характерно наличие крупных, различных невооруженным глазом пор. Чаще всего это вертикальные округлые в сечении трубочки с диаметром от сотых долей миллиметра до миллиметра, редко больше. Важно подчеркнуть, что размер пор значительно превышает размер частиц грунта. Именно в связи с таким соотношением диаметра пор и диаметра частиц лёссовые грунты называют макропористыми. Поры, которые визуальнo кажутся мелкими, являются очень крупными по отношению к частицам, слагающим их стенки. При таком соотношении размеров поры сохраняются в грунте только за счет цементации частиц растворимыми минералами (CaSO_3 ; $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$; NaCl и др.).

Происхождение макропор связывают с корневой системой растений и другими факторами. В южных районах, где формируется лёсс, корни растений проникают на глубину нескольких метров в поисках воды. Отмирая и истлевая, корни оставляют после себя вертикальные каналы. Постепенное накапливание толщи лёссовых грунтов не приводит к разрушению макропор. Благодаря вертикальной пористости лёссы, несмотря на пылевато-глинистый состав, в естественном состоянии обладают хорошей водопроницаемостью в вертикальном направлении, что способствует быстрому и глубокому замачиванию лёссовых оснований при различного рода утечках воды.

При природной влажности лёссовые грунты за счет цементационных связей обладают заметной прочностью и способны держать вертикальные откосы высотой до 10 м и более. Увлажнение лёссов приводит к растворению цементационных связей и разрушению его макропористой текстуры. Это сопровождается резкой потерей прочности грунта, значительными и быстро развивающимися деформациями уплотнения — просадками. Поэтому лёссовые грунты называют просадочными.

Набухающие грунты. Набухающие грунты встречаются в районах Поволжья, Закавказья, Казахстана и Крыма. Они широко распространены в Египте, ЮАР, Маньяме, США и других странах. В Индии, например, около 30% территории сложено набухающими грунтами.

К набухающим относят глинистые грунты с большим содержанием гидрофильных глинистых минералов (монтмориллонит, каолинит, гидрослюда) и малой влажностью в природном состоянии ($w < w_p$).

Значения влажности на пределе текучести и числа пластичности у этих грунтов весьма велики. Поступающая в набухающие грунты влага адсорбируется поверхностью глинистых частиц, образуя гидратные оболочки. При первоначальном относительно близком расположении частиц под действием гидратных оболочек они раздвигаются, вызывая увеличение объема грунта. Часть воды проникает внутрь кристаллов глинистых минералов, также приводя к увеличению объема грунта. При уменьшении влажности набухающих

грунтов возникает их усадка, приводящая к объемным деформациям.

Таким образом, набухающие грунты отличаются набуханием (увеличением объема) при увлажнении и усадкой (уменьшением объема) при высыхании.

Увлажнение может быть вызвано повышением уровня подземных вод, накоплением дополнительной влаги под сооружением из-за нарушения природных условий испарения воды из грунта при экранировании его поверхности построенным сооружением и т. д. Уменьшение влажности грунта обычно связано с технологическими или климатическими факторами.

Некоторые грунты, не обладающие способностью к набуханию при их замачивании природной водой, приобретают свойства набухать при увлажнении их растворами солей, представляющими собой технологические отходы химических, металлургических и других предприятий. Это явление часто называют «химическим набуханием».

Увеличение влажности набухающих грунтов приводит к подъему расположенных в них фундаментов и развитию отрицательного (негативного) трения в случае свайных фундаментов. Е. А. Сорочан приводит примеры, когда подъем некоторых конструкций при набухании грунтов основания достигал 580 мм. Усадка грунта после высыхания вызывает осадку сооружений. В ряде случаев представляет опасность также и горизонтальное давление набухания на подземные элементы конструкций.

Слабые водонасыщенные глинистые грунты. К ним обычно относятся илы, ленточные глины, водонасыщенные лёссовые грунты и некоторые другие виды глинистых грунтов. Характерными особенностями таких грунтов являются их высокая пористость в природном состоянии, насыщенность водой, малая прочность и большая деформируемость.

Илами называют водонасыщенные современные осадки водоемов (морские, лагунные, озерные, речные, болотные илы), образовавшиеся при наличии микробиологических процессов. Влажность илов превышает влажность на границе текучести ($w > w_L$), коэффициент пористости $e \geq 0,9$.

По составу илы отличаются от других глинистых грунтов повышенным содержанием органических остатков, которые постепенно разлагаются в процессе естественного упрочнения породы, на что при отсутствии доступа кислорода уходят многие годы. Органические остатки и экологически связанные с ними и с водой в единую систему микроорганизмы придают илам особые свойства. В илах, как и в других глинистых отложениях, преобладают глинистая и пылеватая фракции, может присутствовать мелкопесчаная фракция. Более крупные обломки практически отсутствуют. Наряду с кварцем, полевыми шпатами и глинистыми минералами, составляющими основную массу всякого ила, в морских, лагунных и неко-

торых других илах присутствуют растворимые минералы в составе порового раствора или в кристаллическом виде. Органические образования в илах составляют от 2 до 12% массы.

Илы залегают на дне водоемов, непосредственно под водой либо под маломощным слоем песчаных отложений или под торфом. Мощность ила может достигать 10 м, а иногда и нескольких десятков метров. В последнем случае с глубиной происходит уплотнение и упрочнение илов. Они постепенно переходят на глубине 30...50 м в нормальный глинистый грунт текучеэластичной консистенции. С глубиной ил не только уплотняется, в нем обычно также уменьшается содержание органики.

Отличительной особенностью илов является то, что в ненарушенном состоянии они обладают небольшой структурной прочностью. Передача на илы давлений, меньших структурной прочности, вызывает лишь упругие деформации скелета грунта. Структура илов легко разрушается при статических нагрузках, превышающих структурную прочность, и особенно при воздействии динамических нагрузок. Однако со временем водно-коллоидные связи в илах восстанавливаются и уплотненный илистый грунт упрочняется.

Ленточные глины (ленточные отложения) — это толща грунтов, состоящая из близкого к горизонтальному переслаивания тонких и тончайших (несколько сантиметров и даже менее сантиметра) прослоев песка, супеси, суглинка и глины.

Суммарная мощность ленточных отложений может достигать 10 м и более.

Ленточные отложения широко распространены на северо-западе европейской части России. Они образовались в приледниковых озерах во время оледенения Русской равнины.

Тальными водами в озера ледника выносились глинистые частицы и малые обломки минералов, соответствующие размерам пыли и мелкого песка, причем в летнее время при интенсивном таянии поступал более крупный материал. В это время формировались песчаные и песчано-пылеватые прослои. В осеннее время при уменьшении скоростей в потоках талых вод в озера поступали преимущественно мельчайшие пылеватые и глинистые частицы. В это время песчаный прослой закрывался по всей площади озера глинистым. Таким образом, пара прослоев соответствовала годичному циклу.

В категорию особых грунтов ленточные глины попадают из-за своеобразия текстуры, из-за тонкой горизонтальной слоистости, которая создает особые свойства описываемых отложений. Слоистая текстура вызывает анизотропию свойств. Очевидно, что водопроницаемость толщи вдоль прослоев значительно больше, чем в поперечном направлении. Различие в водопроницаемости в горизонтальном и вертикальном направлениях может достигать 2...3 порядков.

В естественном состоянии ленточные отложения имеют высокую

пористость. Коэффициент пористости обычно равен 0,7...0,8 и нередко превышает единицу. Грунты обычно находятся в водонасыщенном состоянии. Естественная влажность w обычно равна 0,3...0,5, но может достигать и 0,7...0,8, тогда как влажность на пределе текучести w_L не превышает 0,6...0,65. Следовательно, ленточные отложения находятся в скрытопластичном состоянии или даже в скрытотекучем. Этому способствует тесное соседство песчаных и глинистых прослоев.

Высокое значение пористости и большая влажность ленточных глин свидетельствуют об их малой прочности и сильной деформируемости под нагрузками. Как и илистые грунты, ленточные глины в природном состоянии обладают некоторой структурной прочностью.

Торф и заторфованные грунты. Торфяные образования широко развиты в низинных болотно-лесных, тундровых, таежных районах (Беларусь, Прибалтика, Север, Западная Сибирь). Внешне торф представляет собой землистую массу от светло-бурого до темно-бурого и черного цвета, пластичную во влажном состоянии.

Торфом называют органоминеральные отложения, не менее чем на 50% состоящие из остатков болотной растительности.

Стебли трав и камыша, ветви кустарников, стволы и корневища деревьев находятся в торфе в разных соотношениях и в различной степени разложения, что делает торфы неоднородными даже в пределах одной залежи. Еще более разнообразны торфы различных болот.

Песчаные, пылеватые и глинистые грунты, содержащие в своем составе от 10 до 50% по массе органических веществ, называют заторфованными грунтами.

Состояние и свойства торфа и заторфованных грунтов в большой мере зависят от степени разложения органических остатков, переходящих в гумус, и относительного содержания в них неорганических минералов. Содержание гумуса в торфе повышается с увеличением степени его разложения. Плотность торфа обычно не превышает 1...1,2 г/см³, а влажность достигает нескольких единиц. В природных условиях торф и заторфованные грунты, как правило, находятся в водонасыщенном состоянии.

Торфы относятся к наиболее сжимаемым грунтам. Из-за большого содержания в торфах связанной воды осадки оснований, сложенных торфом или содержащих включения заторфованных грунтов, развиваются очень медленно. Несущая способность торфа и заторфованных грунтов также крайне невелика. Поэтому напластования, содержащие заторфованные грунты, являются одним из наихудших типов оснований сооружений.

Засоленные грунты. Засоленные грунты широко представлены в Казахстане, Средней Азии, Азербайджане, на Украине и в северных приморских районах.

К этой разновидности относятся крупнообломочные, песчаные и пылевато-глинистые грунты, содержащие определенное количество легко- и среднерастворимых солей.

Легкорастворимыми солями являются хлористые, сернокислые и карбонатные соли натрия, калия и магния (галит NaCl , сода NaCO_3 , мирабилит NaSO_4 и др.), среднерастворимыми — сульфат кальция (гипс) $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, ангидрит CaSO_4 , кальцит CaCO_3 и др.

Основная опасность строительства на засоленных грунтах связана с выносом солей фильтрующими водами (химическая суффозия), разрушением текстуры грунта и развитием вследствие этого неравномерных просадок. Фильтрующая вода становится раствором вымываемых солей и приобретает агрессивность по отношению к металлу и бетону.

Насыпные грунты. Интенсивная хозяйственная деятельность человека привела к образованию особой разновидности отложений — насыпных грунтов.

К насыпным относятся грунты природного происхождения с нарушенной естественной структурой, а также минеральные отходы промышленного производства, твердые бытовые отходы, образовавшиеся их отсышкой или гидронамывом.

Как отмечает В. И. Крутов, ежегодный объем земляных работ на территории бывшего СССР составляет около 3 млрд. м³. Это приводит к формированию больших регионов, сложенных насыпными грунтами. Функционирование города с населением 1 млн. жителей связано с образованием отходов, содержащих органику, которые ежегодно складировются в отвалы на территории около 40 га двухметровым слоем отсыпки. Таким образом, в результате горно-технической, инженерно-строительной и хозяйственной деятельности человека объемы образования и накопления насыпных грунтов стали соизмеримы с масштабами геологических явлений.

Территории, занятые насыпными грунтами, обычно представляют собой бывшие овраги, пруды, болота, поймы рек и т. п. Рельеф засыпаемых участков, как правило, сильно изрезан, поэтому мощность насыпных грунтов часто бывает весьма неравномерна. Кроме того, насыпные грунты могут подстилаться разновидностью других слабых грунтов.

В насыпных грунтах постепенно происходят различные физические, физико-химические, биологические и другие процессы, приводящие, с одной стороны, к их самоуплотнению, упрочнению, с другой — к распаду, разложению как структуры отдельных агрегатов, так и отдельных частиц, т. е. к разупрочнению. Поэтому насыпным грунтам в той или иной степени свойственны многие из тех особенностей, которые были отмечены выше при рассмотрении других разновидностей структурно-неустойчивых грунтов.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ
МЕХАНИКИ ГРУНТОВ****3.1. Постановка задач в механике грунтов**

Особенности грунтов оснований как объекта строительства. Из предыдущих глав курса следует, что в отличие от всех остальных материалов, с которыми приходится иметь дело строителю, грунты представляют собой тела естественного, реже искусственного происхождения со сложной историей образования и последующего изменения. Основной их отличительной особенностью является несплошность (раздробленность, дискретность) строения, а во многих случаях, например, пылевато-глинистые грунты, очень мелкая раздробленность (дисперсность) вплоть до коллоидных размеров частиц. Многокомпонентный состав грунтов, их пористость, водонасыщенность, структурные связи между частицами, сложное взаимодействие различных компонент друг с другом приводят к особым свойствам этих материалов, существенно отличающимся от свойств конструкционных материалов.

Массивы грунтов, являющиеся основанием сооружений, формируются в различных геолого-географических условиях, постоянно испытывают воздействие природных и техногенных процессов. Это порождает огромное многообразие их строения и состояния. В отличие от конструкционных материалов, состав которых подбирается технологами так, чтобы обеспечить необходимые свойства, грунты каждой строительной площадки обладают своими свойствами, что требует каждый раз их самостоятельного изучения.

Протекающие в них процессы видоизменяют состояние и свойства грунтов. Они могут быть крайне медленными, так что к началу строительства массив грунтов может рассматриваться как находящийся в равновесном состоянии. В других случаях (например, при строительстве на территориях, самоуплотнение которых продолжается) процессы, возникающие в результате строительства сооружений, будут накладываться на процессы, протекающие собственно в массиве грунтов.

В результате строительства сооружения начальное состояние основания нарушается и в грунтах возникают новые процессы. Грунты (скальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые) в разном состоянии по трещиноватости, плотности, влажности неодинаково реагируют на одни и те же нагрузки, и протекающие в них процессы будут приводить к различным результатам. Они могут вызывать смещения отдельных частиц, приводящие к их более плотной или более рыхлой упаковке (уплотнение и разуплотнение грунта), к возникновению в поровой воде разности напоров

и ее движению (фильтрация воды в грунте), к большим взаимным перемещениям одной части основания относительно другой (разрушение грунтов основания).

Состояние и свойства грунтов в основании построенного сооружения также могут меняться в процессе его эксплуатации (уплотнение от нагрузок, передаваемых сооружением; изменение влажностного режима при колебании уровня подземных вод; оттаивание вечной мерзлоты в основании и т. д.). Строительство новых сооружений рядом с существующими, ведение подземных работ, реконструкция сооружений и т. п. будут приводить к дополнительным воздействиям на грунты основания уже построенных сооружений. В результате в грунтах могут вновь развиваться процессы, осложняющие эксплуатацию сооружений.

Таким образом, грунты основания не только обладают особыми свойствами, но и постоянно (до строительства, во время строительства и в процессе эксплуатации сооружения) испытывают различного рода воздействия, изменяющие их состояние и свойства. Это вызывает необходимость разработки совершенно иного подхода к исследованиям, расчетам и проектированию оснований, чем принятый в инженерной практике для конструкционных материалов. Сказанное в полной мере может быть отнесено и к тем случаям, когда грунты являются материалом сооружения или средой, в которой оно возводится.

Модели механического поведения грунта. Для надежного и экономичного проектирования сооружений необходимо уметь определять изменение напряжений в грунтах основания в результате строительства, оценивать, будет ли обеспечена прочность грунтов при таком изменении напряжений и какие в результате возникнут деформации основания. В конечном счете общая задача, как и в других дисциплинах конструкторского цикла, заключается в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтов основания, взаимодействующего с сооружением, оценке их прочности и устойчивости.

Однако из-за указанных выше особенностей поведения грунтов в основании сооружений обычный подход строительной механики для решения этой задачи оказывается недостаточным, возникает необходимость разработки такой модели грунта, которая учитывала бы основные особенности его деформирования, и такого аппарата анализа, который позволял бы прогнозировать происходящие в грунтах основания процессы. Для этих целей могут быть использованы модель дискретной среды или модель сплошной среды.

В первом случае делается попытка отобразить в расчетной модели физические особенности грунта как дискретного материала, представляя его в виде совокупности отдельных частиц — шаров, дисков, балочек и т. п. (работы Г. И. Покровского, И. И. Кандарова, Р. Роу и др.). Однако развитие этого направления встречается с большими сложностями и пока еще не привело к созданию

законченной теории деформирования грунтов. Современная механика грунтов основывается на представлениях о грунтах как о сплошной однородной деформируемой среде.

Такая концепция сплошности вещества, хотя и противоречит представлениям об атомном (дискретном) строении материи, является основным постулатом механики сплошной среды. Это обеспечило разработку мощного математического аппарата с единым подходом к изучению всех твердых тел, жидкостей и газов.

Применительно к грунтам концепция сплошности была утверждена еще в 30-х годах нашего столетия классическими работами К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича и успешно развивается в нашей стране и за рубежом. Однако это потребовало введения ряда предпосылок, упрощающих реальное строение грунта, важнейшие из которых рассматриваются ниже.

Во-первых, вводится понятие элементарного объема грунта, т. е. такого его объема, линейный размер которого во много раз превышает линейный размер частиц или агрегатов, слагающих этот грунт. Тогда понятия напряжений и деформаций относятся уже не к точке как в механике сплошной среды, а к площадкам, соответствующим элементарному объему. Кроме того, размеры образца грунта для экспериментального определения характеристик его механических свойств в предположении сплошности материала должны быть значительно больше линейного размера элементарного объема. Во-вторых, применение аппарата механики сплошной среды для расчетов напряжений и деформаций в массиве грунта оказывается справедливым только в тех случаях, когда размеры массива и размеры площадок, через которые передаются нагрузки на массив, значительно больше размера элементарного объема грунта.

В большинстве случаев (для песчаных и пылевато-глинистых грунтов) эти условия всегда выполняются. Действительно, легко подсчитать, что в 1 см^3 песка средней крупности будет содержаться порядка 50 тыс. отдельных частиц. Следовательно, площадки, к которым относятся напряжения и деформации, будут иметь размеры менее 1 см, а образец для испытания грунта, чтобы неоднородности отдельных частиц не влияли на его свойства, может иметь размеры в несколько сантиметров. С другой стороны, при ширине фундамента, например, 1 м точность определения напряжений и деформаций в основании, сложенном такими песками, будет достаточна для инженерных расчетов.

Значительно осторожнее следует относиться к использованию модели сплошной среды в случае крупнообломочных и трещиноватых скальных грунтов. Здесь уже может потребоваться проведение испытаний с очень крупными образцами или даже переход к крупномасштабным полевым опытам.

Другим важным упрощением реального строения грунта является представление его в виде изотропного тела, т. е. тела, у которого свойства образцов, вырезанных по любому направлению,

одинаковы. Это условие применимо не ко всем разновидностям грунтов (не являются изотропными ленточные глины, скальные грунты с системной трещиноватостью или слоистостью и т. п.). Однако применение аппарата механики анизотропных сред к расчетам таких грунтов связано с очень большими трудностями и во многих случаях с достаточной для инженерных целей точностью их можно рассматривать как изотропные тела.

При проектировании ответственных сооружений используются и более сложные модели. К ним относятся модель двухкомпонентного грунта (модель грунтовой массы, когда все поры практически заполнены водой и содержание газа в грунте относительно невелико) и модель трехкомпонентного грунта (когда в грунте присутствуют все три компонента: твердые частицы, жидкость и газы). Здесь уже принимаются во внимание различная деформируемость каждой компоненты, взаимодействие их между собой и изменение количественного содержания каждой компоненты в единице объема грунта в процессе его деформирования.

Методы решения задач механики грунтов. Механика грунтов является прикладной дисциплиной, призванной изучать и количественно описывать механические процессы, протекающие в грунтах в результате строительства.

Состав задач, которые приходится при этом решать, очень широк и многообразен. Реакция различных видов грунтов на воздействия при строительстве также очень разнообразна. Тем не менее механика грунтов как научная дисциплина содержит единый методологический подход к решению всех этих задач независимо от вида и состояния грунтов.

Общим методом механики грунтов, как и вообще механики сплошной деформируемой среды, является решение краевых задач, т. е. совместное решение уравнений равновесия, геометрических соотношений или получаемых из них уравнений неразрывности и физических уравнений при заданных краевых (начальных и граничных) условиях.

Это позволяет определить напряженно-деформированное состояние в любой точке массива грунта и в конечном счете оценить прочность грунта в этой точке, устойчивость массива и взаимодействие с ним сооружения и принять оптимальное решение о строительстве сооружения.

Уравнения равновесия и геометрические соотношения справедливы при любом законе деформирования грунта. Поскольку именно физические уравнения устанавливают связь между напряжениями и деформациями, т. е. определяют особенности напряженно-деформированного состояния грунта, их часто называют определяющими уравнениями или уравнениями состояния.

В зависимости от сложности задачи (класса ответственности сооружения, особенностей деформирования грунтов и т. п.) решения механики грунтов могут быть и очень сложными, и относительно

простыми. Например, при проектировании оснований и фундаментов реакторного отделения АЭС или платформы для добычи нефти на шельфе из-за очень больших размеров сооружений, сложных нагрузок и воздействий, жестких технологических требований к эксплуатации этих сооружений, опасности аварийных последствий потребуются более сложные решения, чем при проектировании оснований и фундаментов типового здания. Соответственно и уравнения состояния для этих задач должны будут в разной мере учитывать всю полноту процессов, происходящих в грунтах основания.

Правильный выбор вида уравнений состояния для конкретных условий является одной из основных задач механики грунтов. С этой целью проводятся эксперименты, выявляющие особенности деформирования грунтов под нагрузкой, и с использованием той или иной расчетной модели грунта дается математическое описание результатов этих экспериментов. Таким образом, уравнения состояния имеют феноменологический характер.

Мерой количественной оценки напряженно-деформированного состояния массива грунтов являются напряжения, деформации и перемещения, возникающие в нем от действия внешних (нагрузка от сооружения) и внутренних (массовых) сил.

С учетом изложенного выше, понятия о напряжениях, деформациях и перемещениях в грунтах соответствуют общим понятиям механики сплошной среды.

Тогда напряженно-деформированное состояние в точке массива вполне определено, если известны три компоненты нормальных ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и три пары касательных ($\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}$) напряжений, три компоненты линейных ($\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$) и три пары угловых ($\gamma_{xy} = \gamma_{yx}, \gamma_{xz} = \gamma_{zx}, \gamma_{yz} = \gamma_{zy}$) деформаций и три компоненты перемещений (u, v, w). Поскольку грунты, как правило, очень плохо работают на растяжение, в механике грунтов в отличие от механики сплошной среды сжимающие напряжения принимаются со знаком плюс, а растягивающие — со знаком минус.

При определении напряженно-деформированного состояния грунта часто пользуются понятиями главных напряжений и главных деформаций, не зависящих (инвариантных) от выбора положения осей координат x, y, z . Напомним, что главными нормальными напряжениями называются нормальные напряжения, отнесенные к главным площадкам, на которых касательные напряжения равны нулю. При этом всегда принимается, что $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Зная главные нормальные напряжения, можно определить и главные касательные напряжения, действующие на площадках, где они достигают наибольших значений:

$$\tau_1 = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}; \tau_2 = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}; \tau_3 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}. \quad (3.1).$$

Аналогичным образом можно определить и главные деформации. Связь между главными напряжениями, главными деформаци-

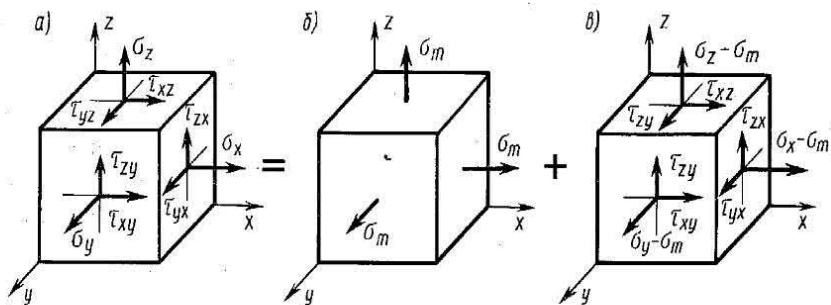


Рис. 3.1. Разложение тензора напряжений (а) на шаровой тензор (б) и девиатор напряжений (в)

ями и соответствующими компонентами напряжений и деформаций по осям x , y , z , а также положения главных площадок определяются по общим правилам механики сплошной среды.

Иногда бывает удобно (см. § 3.2 и гл. 8) общее напряженное или деформированное состояние в точке массива грунта разделить на две составляющие. Применительно к напряженному состоянию это показано на рис. 3.1. Тогда общее напряженное состояние (тензор напряжений), определяемое 9 компонентами напряжений (рис. 3.1, а), выразится как сумма гидростатического напряженного состояния (шаровой тензор), вызывающего изменение только объема грунта (рис. 3.1, б), и девиаторного напряженного состояния (девиатор напряжений), вызывающего только изменение его формы (рис. 3.1, в). Аналогично можно разделить и общее деформированное состояние в точке массива грунта.

Это позволяет использовать в описании поведения грунта приводимые ниже инвариантные (не зависящие от положения осей координат) характеристики его напряженно-деформированного состояния:

среднее нормальное (гидростатическое) напряжение σ_m , вызывающее только изменение объема вырезанного из грунта элементарного параллелепипеда, соответствующую ему среднюю линейную деформацию ε_m и общую объемную деформацию ε_v , равные

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_m = \frac{1}{3} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_v = 3\varepsilon_m; \quad (3.4)$$

интенсивность касательных напряжений τ_i — комбинацию напряжений, следствием действия которых является только изменение формы элементарного параллелепипеда, характеризуемое интенсивностью деформаций сдвига γ_i , где

$$\begin{aligned} \tau_i &= \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} \gamma_i &= \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{((\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2))} = \\ &= \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Приведенные выше инварианты напряжений и деформаций используются при описании результатов экспериментов для составления уравнений состояния ряда расчетных моделей грунтов.

3.2. Особенности деформирования грунтов

Особенности деформирования грунтов выявляются в результате экспериментов, основные сведения о которых будут приведены в гл. 4. Здесь мы ограничимся только «мысленными» экспериментами, т. е. будем рассматривать некоторые воображаемые схемы нагружения грунта и с их помощью иллюстрировать его поведение под нагрузкой.

Линейные и нелинейные деформации. Пусть на поверхности грунта установлен штамп (или фундамент), передающий на грунт по подошве возрастающее давление p (рис. 3.2, а). Под действием этого давления будет происходить перемещение поверхности грунта (осадка штампа) s , величина которого возрастает с увеличением p . Опыт показывает, что эта зависимость имеет весьма сложный характер (рис. 3.2, б).

При изменении давления от 0 до некоторой величины p_1 осадка штампа будет близка к линейной (участок Oa). Дальнейшее увеличе-

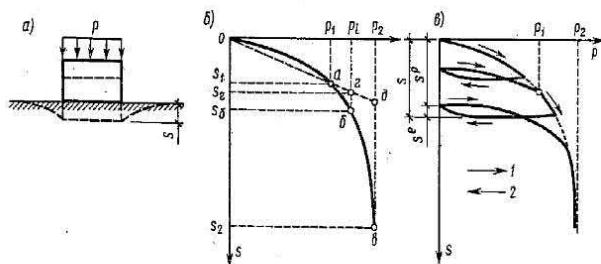


Рис. 3.2. Схема опыта (а) и графики зависимости осадки штампа от давления по подошве p при нагружении (б) и при нагружении—разгрузке (в):

1 — нагружение; 2 — разгрузка

ние давления ($p_1 < p_i < p_2$) вызывает все большее значение осадки и зависимость $s=f(p)$ становится существенно нелинейной (участок *абв*). При $p=p_2$ происходит резкое увеличение осадки, свидетельствующее об исчерпании несущей способности грунта.

Если теперь перейти от зависимости между давлением под штампом и перемещениями поверхности грунта к анализу зависимости между напряжениями и деформациями в элементарном параллелепипеде, вырезанном из основания, то очевидно, что и эта зависимость окажется нелинейной.

Таким образом, в общем случае грунтам свойственна нелинейная деформируемость, причем в некотором начальном интервале изменения напряжений она достаточно близка к линейной.

Упругие и пластические деформации. Усложним опыт и в процессе нагружения штампа при достижении некоторых значений давления p будем производить разгрузку (рис. 3.2, *в*). Тогда можно заметить, что при любом значении p , даже в пределах линейной деформируемости ($p \leq p_1$), разгрузка не вызывает полного восстановления осадок поверхности грунта.

Следовательно, при любом значении давления общая осадка грунта может быть разделена на восстанавливающуюся (упругую) s^e и остаточную (пластическую) s^p .

При этом, как правило, $s^p \gg s^e$. Переходя к деформациям, это условие можно записать в виде

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \text{ при } i, j = x, y, z. \quad (3.7)$$

При записи уравнения (3.7) использована тензорная символика, позволяющая одной строкой записать все компоненты деформаций. При $i=j$ соответствующие компоненты запишутся $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$ и будут характеризовать линейные деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$. При $i \neq j$ получим $\varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zx}, \varepsilon_{yx}, \varepsilon_{zy}, \varepsilon_{xz}$, что соответствует угловым деформациям $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{yx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xz}$. Такая символика, естественно, может быть использована и при записи компонент напряжений.

Объемные и сдвиговые деформации. Представим себе, что мы вырезали элементарный параллелепипед из основания штампа и для каждого значения p рассчитали все компоненты напряжений, действующих по его граням. Тогда, по аналогии с рис. 3.1, можно составить программу отдельных испытаний двух образцов того же грунта в режимах гидростатического и девиаторного нагружений. В результате испытаний получим графики, представленные на рис. 3.3.

Характер кривых на рис. 3.3 свидетельствует о том, что с увеличением среднего нормального напряжения σ_m объемная деформация ε_v возрастает, но стремится к некоторой постоянной величине. В то же время увеличение интенсивности касательных напряжений τ_i не может происходить беспредельно и вызывает все большее возрастание сдвиговых деформаций γ_i , приводящее в конечном счете к разрушению грунта.

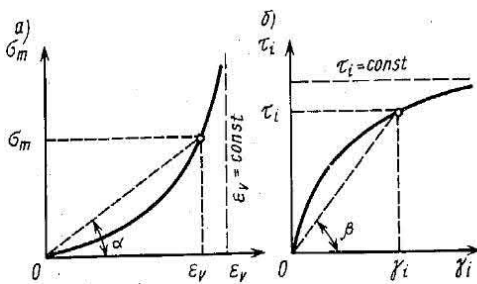


Рис. 3.3. Зависимости между напряжением и деформацией грунта:

a — объемная деформация; *б* — то же, сдвиговая

Отсюда можно сделать важный вывод о том, что разрушение грунта происходит под действием сдвиговых напряжений, поэтому главной формой разрушения в механике грунтов считается сдвиг. Гидростатическое обжатие вызывает уплотнение, а следовательно, и увеличение прочности грунта.

Этот вывод имеет большое практическое значение при решении инженерных задач.

Из-за дискретного строения грунта действительный характер его деформирования при гидростатическом и девиаторном нагружении будет значительно сложнее. Так, при сдвиге (девиаторное нагружение) песчаного образца плотного сложения к моменту разрушения отмечается некоторое увеличение его объема, называемое дилатансией. При сдвиге же песчаного образца рыхлого сложения, напротив, происходит его дополнительное уплотнение (отрицательная дилатансия, или контракция). В то же время при гидростатическом обжатии образца грунта, в случае больших давлений, между частицами могут возникнуть местные концентрации напряжений, приводящие к его разрушению. Однако учет этих процессов производится только в достаточно сложных моделях.

Можно было бы показать, что разгрузка образца (уменьшение σ_m и τ_i) от любого уровня напряжений, как и в опыте со штампом, обнаруживает наличие упругих и пластических деформаций, причем с увеличением интенсивности касательных напряжений τ_i доля пластических деформаций γ_i^p в общей деформации сдвига γ_i будет возрастать. При некотором предельном для данного грунта значении τ_i ($\tau_i = \text{const}$ на рис. 3.3, б) возникнет состояние неограниченного пластического деформирования ($\gamma_i^p \rightarrow \infty$), что часто называется течением грунта.

Таким образом, сдвиговое разрушение грунта и полная потеря им прочности вызываются неограниченным развитием пластических деформаций, т. е. течением грунта. Такое состояние называется предельным.

Если теперь вернуться к схеме на рис. 3.2, то можно заключить, что по мере увеличения давления p грунт под штампом переходит из упругого состояния (правильнее говорить: из линейно деформируемого состояния, так как наличие петли гистерезиса при разгрузке не позволяет рассматривать грунт как упругое тело) в пластическое (нелинейно деформируемое) состояние и, наконец, при $p = p_2$ в текучее (предельное состояние). Поэтому в зависимости от

интенсивности действующей нагрузки различают два напряженных состояния: допредельное ($p < p_2$) и предельное ($p = p_2$).

Ползучесть грунта. Рассмотренные выше особенности деформирования грунтов соответствуют их стабилизированному состоянию. Это означает, что каждая точка на кривых, представленных на рис. 3.2 и 3.3, отображает равновесное состояние грунта, при котором все процессы деформирования от действия данной нагрузки или напряжения уже завершились.

Однако в реальных грунтах деформации никогда не происходят мгновенно, а развиваются во времени, причем чем более дисперсным является грунт, тем большее время потребуется для стабилизации деформаций.

Процесс деформирования грунта, развивающийся во времени даже при постоянном напряжении, называется ползучестью.

В зависимости от вида грунта, его состояния и действующего напряжения ползучесть может протекать с уменьшающейся или с возрастающей скоростью.

В первом случае говорят о процессе затухающей, во втором — незатухающей ползучести (рис. 3.4).

В обоих случаях деформация в любой момент времени складывается из условно-мгновенной деформации γ_0 , возникающей сразу после приложения нагрузки и иногда рассматриваемой как упругая ($\gamma_0 \approx \gamma^e$), и деформации ползучести, развивающейся во времени $\gamma(t)$:

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma(t). \quad (3.8)$$

Для затухающей ползучести деформация $\gamma(t)$ возрастает с уменьшающейся скоростью и стремится к некоторому конечному пределу γ_K . В случае незатухающей ползучести кроме условно-мгновенной деформации различают еще три стадии: I — затухающей (неустановившейся) ползучести, где скорость деформации уменьшается; II — установившегося течения с примерно постоянной скоростью деформации; III — прогрессирующего течения, где скорость деформации начинает возрастать, что со временем обязательно приводит к разрушению грунта.

Отметим, что обозначения на рис. 3.4 и в формуле (3.8) относятся к деформациям сдвига. Однако все рассмотренные закономерности остаются справедливыми и для других случаев нагружения образца.

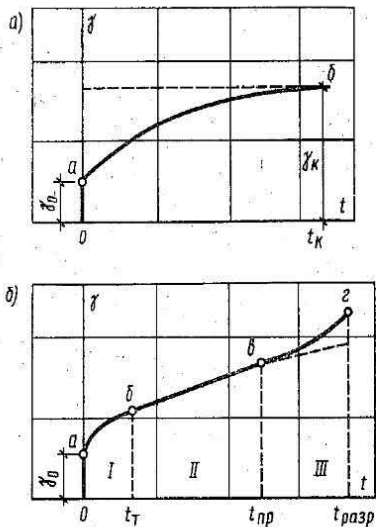
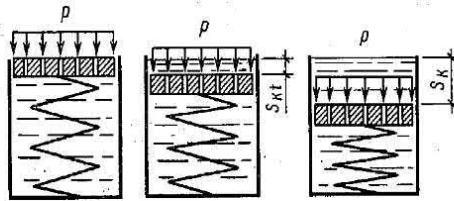


Рис. 3.4. Кривые затухающей (а) и незатухающей (б) ползучести грунта



$t_0 = 0$	$t_0 < t < t_K$	$t = t_K$
$\bar{\sigma}_0 = 0$	$0 < \bar{\sigma}_t < p$	$\bar{\sigma}_K = p$
$u_{w0} = 0$	$0 < u_{wt} < p$	$u_{wK} = 0$

Рис. 3.5. Механическая модель процесса консолидации водонасыщенного грунта при одноосном сжатии

Понятия затухающей и незатухающей ползучести в грунтах связаны с понятием предела длительной прочности, т. е. таким напряжением (или соотношением напряжений), до превышения которого деформация грунта имеет затухающий характер и разрушение не происходит при любом значении времени воздействия нагрузки. При превышении

предела длительной прочности грунта возникает незатухающая ползучесть, которая рано или поздно приведет к его разрушению.

Фильтрационная консолидация грунта. В предыдущих случаях грунты рассматривались как сплошные тела. Это допустимо при анализе стабилизированного состояния для всех видов грунтов, при расчетах ползучести скальных грунтов, нескальных грунтов в водонасыщенном состоянии, т. е. при $S_v \leq 0,8$ (трехкомпонентных грунтов), а также мерзлых грунтов.

Деформирование полностью водонасыщенных грунтов (грунтовой массы) происходит значительно сложнее. Уплотнение грунта связано с уменьшением его пористости. В то же время в водонасыщенных грунтах все поры заполнены водой. При нагрузках, обычных для строительства промышленных и гражданских сооружений, во многих случаях вода, как и частицы скелета грунта, может считаться практически несжимаемой. Поэтому уплотнение водонасыщенного грунта возможно только при отжатии части воды из его пор.

Процесс уплотнения грунта, сопровождающийся отжатием воды из пор, называется фильтрационной консолидацией (иногда просто консолидацией).

Консолидацию слоя полностью водонасыщенного грунта при действии равномерной нагрузки интенсивностью p удобно представить в виде простейшей механической модели Терцаги — Герсеванова (рис. 3.5). Здесь сосуд с несжимаемой водой, дырчатым поршнем и пружиной имитирует некоторый объем грунта, причем пружина с определенной жесткостью соответствует сжимаемому скелету грунта, отверстия в поршне — диаметру пор в грунте, а вода — поровой жидкости. Эта модель в общем виде учитывает дискретность грунта и позволяет рассматривать отдельно напряжения, возникающие в скелете грунта и поровой жидкости.

В момент приложения нагрузки p (при $t=0$) поровая вода еще не успевает отжаться через отверстия, скелет грунта еще не дефор-

мируется, поэтому вся нагрузка воспринимается только водой. В результате в начальный момент в воде возникает избыточное (поровое) давление u_w , равное приложенной к поршню нагрузке ($u_{w0} = p$). Напряжение в скелете грунта (эффективное напряжение) σ в этот момент равно нулю ($\sigma_0 = 0$).

Избыточное давление в воде приводит к ее отжатию через поры грунта (отверстия в поршне) в области с меньшим давлением. Поршень опускается, все сильнее сжимая скелет грунта (пружину) и создавая в нем увеличивающееся эффективное напряжение. Поскольку в любой момент времени должно выполняться условие равновесия системы $p = \sigma_t + u_{wt}$, с увеличением эффективного напряжения поровое давление уменьшается.

Когда пружина сожмется до такой степени, что полностью воспримет внешнюю нагрузку ($\sigma_x = p$), поровое давление упадет до нуля ($u_{wx} = 0$) и дальнейшее отжатие воды прекратится. Это означает, что к моменту времени t_k консолидация грунта завершилась, его уплотнение прекратилось и наступило стабилизированное состояние.

Таким образом, в соответствии с рассмотренной моделью в процессе консолидации грунта эффективное напряжение постепенно возрастает от 0 до p , а поровое давление соответственно уменьшается от p до 0. Тогда, по-прежнему используя тензорную символику, для любого момента времени можно записать, что полное напряжение в грунте σ_{ij} равно сумме эффективного напряжения в скелете грунта $\bar{\sigma}_{ij}$ и порового давления в воде u_w :

$$\sigma_{ij} = \bar{\sigma}_{ij} + u_w \quad (3.9)$$

при $i = j = x, y, z$.

В водонасыщенном грунте, обладающем свойствами ползучести, деформации будут развиваться во времени как в результате постепенного отжатия воды, так и вследствие ползучести скелета.

Отметим, что полное водонасыщение грунтов ($S_r = 1$) встречается крайне редко. Если в грунте содержатся заземленные пузырьки воздуха или воздух частично растворен в поровой воде ($0,8 < S_r < 1$), то из-за сжимаемости воды уже в начальный момент времени ($t = 0$) часть нагрузки будет передаваться на поровую воду, а часть — на скелет грунта.

Физические процессы при деформировании грунтов. Изложенные выше особенности деформирования по-разному проявляются у различных видов грунтов и существенно зависят от состояния грунта и интенсивности действующих нагрузок.

Монолитные скальные грунты при нагрузках, возникающих в результате строительства промышленных и гражданских сооружений, обычно могут рассматриваться как практически недеформируемые тела. Однако трещиноватая скала и тем более разборный скальный грунт уже обладают некоторой деформируемостью. У трещинова-

тых скальных грунтов сдвиговые деформации связаны прежде всего с соотношением направлений действия усилий и плоскостей трещин и представляют значительно большую опасность, чем объемная деформируемость. Разрушенные структурные связи в скальных грунтах со временем не восстанавливаются.

Объемные деформации крупнообломочных и однородных по гранулометрическому составу песчаных грунтов в значительной степени обуславливаются упругим сжатием частиц, а по мере увеличения нагрузки — пластическим разрушением контактов между ними, поэтому они обычно бывают невелики. В неоднородных песках будут развиваться значительные деформации уплотнения. В водонасыщенных песчаных грунтах это сопровождается отжатием воды из пор. Поскольку размеры пор в песчаных грунтах относительно велики, процесс консолидации в них протекает значительно быстрее, чем в глинистых грунтах. Сдвиговые деформации в крупнообломочных и песчаных грунтах происходят за счет взаимного перемещения частиц с учетом разрушения контактов.

Наиболее сложно развивается процесс деформирования в глинистых грунтах. Объемные деформации в них связаны с более плотной переупаковкой частиц, окруженных пленками связанной воды, с уменьшением объема пор, отжатием поровой воды и упругим сжатием заземленных пузырьков воздуха, а сдвиговые — главным образом с взаимным перемещением и перекомпоновкой частиц, окруженных гидратной оболочкой. Интенсивность проявления деформаций в глинистых грунтах в большой мере зависит от характера структурных связей и величины действующих нагрузок. Даже слабо уплотненные водные осадки глинистых грунтов с водно-коллоидными связями при небольших нагрузках, не превышающих структурную прочность, могут проявлять упругие свойства, т. е. почти полностью восстанавливаются после снятия нагрузки. Дальнейшее увеличение нагрузки вызывает постепенное разрушение структурных связей и интенсивное уплотнение грунта. Разрушенные водно-коллоидные связи со временем восстанавливаются и после уплотнения глинистого грунта может наблюдаться его упрочнение.

Размеры пор в глинистых грунтах крайне малы, поэтому процесс консолидации в них протекает очень медленно. Деформации могут не стабилизироваться в течение многих месяцев, лет, даже десятилетий. Также медленно могут развиваться и процессы ползучести, связанные с взаимным смещением частиц, окруженных водными пленками, поворотом, изгибом и разрушением отдельных частиц.

Очень сложные процессы происходят при деформировании структурно-неустойчивых грунтов. Здесь уже кроме перечисленных выше факторов большое значение имеет изменение физической обстановки (оттаивание мерзлых грунтов, обводнение лёссовых просадочных грунтов, разложение органических включений в торфах или насыпных грунтах и т. п.).

3.3. Основные расчетные модели грунтов

Требования к расчетным моделям. Выше отмечалось, что точность прогнозов в механике грунтов в большой степени определяется тем, с какой полнотой в уравнениях состояния отражаются особенности деформирования грунтов. Следовательно, в общем случае единая модель грунта и соответствующие ей уравнения состояния должны отображать все процессы, рассмотренные в § 3.2. Однако построение такой модели потребовало бы разработки очень сложного математического аппарата расчетов и проведения громоздких трудоемких экспериментов для определения параметров модели. Во многих случаях это не оправдывало бы относительно небольшой экономический эффект, который может быть получен при решении достаточно простых инженерных задач. Поэтому в практике проектирования для конкретных случаев используются расчетные модели грунта разной сложности.

Для широкого круга задач строительства оказалось возможным выделить те, где основной является оценка несущей способности (прочности и устойчивости) грунтов. Напротив, в других задачах наиболее важным будет прогноз деформаций основания и сооружения. Наконец, в некоторых задачах необходимы и оценка несущей способности, и прогноз деформаций грунтов. Однако эти расчеты можно проводить раздельно. Это позволило распространить на расчеты оснований общие принципы расчетов по предельным состояниям:

- 1) по несущей способности (потеря устойчивости; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение грунта; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести и т. п.);

- 2) по деформациям (достижение состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию сооружения или снижающего его долговечность вследствие недопустимых перемещений — осадок, разности осадок, кренов и т. п.).

Существо расчетов по первой группе предельных состояний заключается в том, что расчетная нагрузка на основание не должна превышать силу предельного сопротивления грунтов основания. По второй группе предельных состояний совместная деформация сооружения и основания не должна превышать предельной для конструктивной схемы данного сооружения.

Во многих случаях для промышленного и гражданского строительства расчеты по второй группе предельных состояний (по деформациям) являются определяющими.

Такой подход обусловил возможность использования наиболее простых расчетных моделей грунтов: для расчетов конечных напряжений и стабилизированных осадок — теории линейного деформирования грунта; для расчетов развития осадок во времени — теории фильтрационной консолидации грунта; для расче-

тов несущей способности, прочности, устойчивости и давления грунта на ограждения — теории предельного напряженного состояния грунта.

Отметим также, что во многих случаях на практике оказывается возможным ограничиваться решениями в постановке задач плоской деформации или даже одномерных задач. Это приводит к существенным упрощениям расчетов.

В то же время развитие современных методов численных расчетов и широкое внедрение в проектную практику быстродействующих вычислительных машин все больше расширяет круг задач, использующих более сложные расчетные модели. К ним в первую очередь относятся модели теории нелинейного деформирования грунта.

Модель теории линейного деформирования грунта. Применимость этой модели к грунтам была впервые обоснована трудами Н. П. Пузыревского, К. Терцаги, Н. М. Герсевича, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича. Эта модель наиболее распространена в инженерной практике благодаря своей простоте и возможности использования хорошо разработанного математического аппарата теории упругости для описания напряженно-деформированного состояния грунтов. Она еще долгое время будет успешно конкурировать с более сложными моделями, особенно при расчетах для массового строительства. Практические методы ее применения будут рассмотрены в гл. 5 и 7.

Теория линейного деформирования грунта базируется на предположении, что при однократном нагружении (или разгрузке) зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах линейна. Кроме того, при нагружении рассматривается лишь общая деформация грунта без деления ее на упругую и пластическую составляющие. Первое допущение обеспечивает возможность использования для расчетов напряжений в массиве грунта аппарата теории упругости, а второе — при известных напряжениях рассчитывать конечные деформации основания.

Возвращаясь к рис. 3.2, б, можно заключить, что это соответствует не всей кривой осадок *Oabv*, а только отрезку *Oa*. Поскольку в некотором (а для многих грунтов — весьма значительном) интервале изменения давления линейный участок *Oa* близко совпадает с опытной кривой, в пределах этого интервала считается возможным использовать зависимости теории линейной деформируемости.

Таким образом, использование теории линейного деформирования грунта всегда требует установления предела ее применимости.

При расчете напряжений в основании и осадок грунта под подошвой фундамента таким пределом может служить среднее давление по подошве фундамента, до достижения которого зависимость между давлением и осадкой близка к линейной (p_1 на рис. 3.2, б). Несоблюдение этого условия может приводить к значительным

ошибкам в расчетах. Например, используя методы теории линейного деформирования для расчета осадки за пределами пропорциональности (при $p_i > p_1$ на рис. 3.2, б), получат заниженную величину s_p , тогда как действительная величина осадки будет значительно больше и равна s_c .

Уравнения состояния модели теории линейного деформирования записываются в виде обобщенного закона Гука:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_z + \sigma_x)]; \quad \gamma_{yz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]; \quad \gamma_{zx} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx}, \end{aligned} \quad (3.10)$$

где E — модуль общей линейной деформации; ν — коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона), часто называемые деформационными характеристиками грунта.

В случае разгрузки уравнения состояния имеют тот же вид, однако будут включать уже другие величины E' и ν' , характеризующие лишь упругие (восстанавливающиеся) деформации грунта, свойственные этому процессу.

Способы экспериментального определения характеристик деформируемости грунта будут рассмотрены в § 4.2.

В заключение отметим, что теорию линейного деформирования иногда называют теорией упругости грунтов. Формально это справедливо, так как она использует математический аппарат теории упругости. Однако нужно иметь в виду, что это сходство чисто формальное, так как теория линейного деформирования рассматривает общие деформации, не разделяя их на упругие и пластические. Кроме того, нагружение и разгрузка грунта в теории линейного деформирования происходят по разным законам и описываются различными по величине характеристиками деформируемости грунта.

Модель теории фильтрационной консолидации. В наиболее простой постановке теория описывает деформирование во времени полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы). Принимается, как было показано выше (см. рис. 3.5), что полное напряжение, возникающее в элементе грунта от приложенной нагрузки, разделяется на напряжения в скелете грунта (эффективные напряжения) и давление в поровой воде (поровое деление). В различных точках массива грунта под действием нагрузки возникают разные значения порового давления. Вследствие этого образуется разность напоров в поровой воде и происходит ее отжатие в менее нагруженные области массива.

Одновременно под действием эффективных напряжений происходят перекомпоновка частиц и уплотнение грунта.

Математическое описание этого процесса базируется на основной предпосылке о неразрывности среды, сформулированной академиком Н. Н. Павловским еще в 1922 г., т. е. считается, что уменьшение пористости грунта (его уплотнение) пропорционально расходу воды (оттоку воды из пор грунта).

Следствием этого является важное положение о том, что скорость деформации грунта будет находиться в прямой зависимости от скорости фильтрации в нем поровой воды. Поэтому основной характеристикой грунта, определяющей время протекания процесса фильтрационной консолидации, является коэффициент фильтрации k .

В теории фильтрационной консолидации скелет грунта принимается линейно деформируемым, т. е. предел применимости этой теории определяется тем же условием, что и в предыдущем случае.

Методы решения задач промышленного и гражданского строительства в такой постановке теории фильтрационной консолидации приводятся в § 7.4. Следует отметить, что в инженерной практике используются и более сложные модели теории консолидации, разработанные трудами К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, М. А. Био, Ю. К. Зарецкого, З. Г. Тер-Мартirosяна и других ученых, учитывающие трехкомпонентный состав грунта, сжимаемость поровой воды, ползучесть скелета и другие процессы, возникающие в грунте при его деформациях.

Модель теории предельного напряженного состояния грунта. Если две предыдущие модели описывали закономерности деформирования грунта, справедливые только при условии прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями в каждой точке массива, то рассматриваемая модель относится только к предельному состоянию, т. е. к такому напряженному состоянию, когда в массиве грунта от действующих нагрузок сформировались значительные по размерам замкнутые области, в каждой точке которых устанавливается состояние предельного равновесия. Поэтому теорию предельного напряженного состояния часто называют теорией предельного равновесия грунта.

Напомним (см. понятие об объемных и сдвиговых деформациях в § 3.2), что предельное состояние грунта определяется таким соотношением между напряжениями, действующими по некоторым площадкам, которое обеспечивает возможность неограниченного развития пластических деформаций, т. е. течения грунта. Тогда состояние предельного равновесия в некоторой точке массива грунта будет соответствовать соотношению между напряжениями и деформациями, предшествующему течению грунта, т. е. малейшее нарушение этого соотношения может привести к неограниченному росту пластических деформаций грунта. Если подобные точки массива объединятся в значительные по размерам области, то течение

оис-
нов-
кад.
ение
оды
ско-
сти
ной
есса
ент
ма-
той
час.
гро-
да-
сти-
ции,
А.
яна
нта,
хы,
сли
два-
щи-
чке
ль-
гда
чи-
ых
те-
те-
иях
им
ым
ого
гда
ун-
де-
ее
му
ас-
ние

грунта возникнет в пределах этих областей, что приведет к неограниченному увеличению деформаций грунта и полной потере несущей способности основания.

Поясним сказанное на следующем примере (рис. 3.6), представляющем собой дальнейшее развитие анализа процессов, показанных на рис. 3.2. При давлении под штампом p_1 в некоторой области основания 1 (рис. 3.6, а) развиваются процессы уплотнения грунта, протекающие в соответствии с теорией линейного деформирования. Следствием этого является осадка штампа s_1 . Даже и в этом случае в основани-

нии под краями штампа возможно образование незначительных по величине зон пластических деформаций 2, однако из-за малости они не будут оказывать влияние на общее развитие осадок.

При увеличении давления ($p_1 < p_i < p_2$) размеры этих зон увеличиваются и часть основания непосредственно под штампом, воспринимающая нагрузку, соответственно уменьшается (рис. 3.6, б). Как следствие этого происходит непропорционально большее возрастание осадки s_i (рис. 3.6, г).

Дальнейшее увеличение нагрузки будет приводить к еще большему росту зон пластических деформаций, и, наконец, при $p = p_2$ они объединятся в области, захватывающие почти всю верхнюю часть основания (рис. 3.6, в). При этом, как показывает опыт, во многих случаях по сторонам штампа на поверхности грунта образуются валы выпирания 3. Осадка s_2 при приближении давления p к величине p_2 стремительно возрастает и может оказаться очень значительной. В ряде случаев штамп, установленный на основании, теряет устойчивость. Поэтому давление p_2 рассматривается в теории предельного равновесия грунта как предельная нагрузка на основание или его предельная несущая способность.

Применительно к рассмотренному примеру теория предельного равновесия и позволяет рассчитать такое значение предельной нагрузки, передаваемой штампом на основание, когда в основании

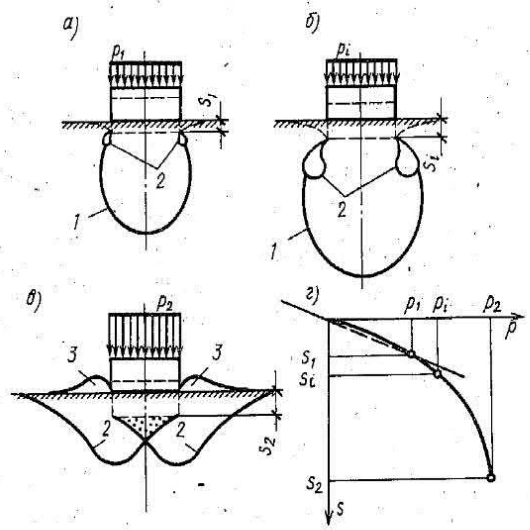


Рис. 3.6. Развитие зон предельного равновесия грунта в основании при увеличении давления под штампом (а—в) и соответствующая этому зависимость осадки штампа от давления (г):

1 — границы области уплотнения грунта; 2 — то же, зон предельного равновесия; 3 — валы выпирания грунта

полностью сформируются области пластического деформирования грунта. В то же время с помощью этой теории нельзя определять деформации грунта, поэтому величина осадки s_2 остается неизвестной.

Решение задач теории предельного равновесия сводится к совместному решению дифференциальных уравнений равновесия и особого уравнения, называемого условием предельного напряженного состояния грунта. Вид этого условия определяется выбором той или иной модели предельного напряженного состояния грунта, часто называемой моделью прочности грунта. Для случая плоской деформации при использовании модели прочности грунта Кулона — Мора (см. § 4.4) система уравнений теории предельного равновесия запишется в виде

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= X; \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= Z; \\ (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 &= (\sigma_x + \sigma_z + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi, \end{aligned} \quad (3.11)$$

где c — удельное сцепление грунта, φ — угол внутреннего трения. Эти показатели часто называют прочностными характеристиками грунта. Способы их определения будут рассмотрены в § 4.4. Символами X и Z обозначены компоненты объемных сил.

Теория предельного равновесия позволяет определять не только несущую способность грунтов основания. Ее решения используются также для более общих расчетов устойчивости сооружений и оснований, откосов и склонов, определения давления грунта на ограждения. Некоторые из этих задач будут рассмотрены в гл. 6. В основе современных решений теории предельного равновесия лежат фундаментальные работы В. В. Соколовского. Среди других ученых, внесших большой вклад в развитие этой теории, следует указать С. С. Голушкевича, В. Г. Березанцева, В. С. Христофорова, М. В. Мальшпева, Г. Мейергофа, Ж. Биареза и др.

«Линейная» и «нелинейная» механика грунтов. Приведенные выше модели грунта содержат в себе некоторое противоречие. Действительно, теория линейного деформирования грунта, справедливая в ограниченном диапазоне нагрузок, позволяет рассчитывать напряжения и деформации только при $p \leq p_1$. Задачи, основанные на использовании этой теории, относятся к линейной механике грунтов. В то же время теория предельного равновесия позволяет устанавливать только предельные нагрузки на основание ($p = p_2$) и не дает возможности рассчитывать соответствующие им величины осадок. Таким образом, расчет деформаций оснований в диапазоне нагрузок от p_1 до p_2 с помощью этих теорий выполнен быть не может.

Для широкого класса задач, как указывалось в начале настоящего параграфа, такой подход является вполне оправданным. Поэтому в следующей главе будут рассмотрены методы определения характеристик механических свойств грунтов, необходимых для расчетов оснований с помощью этих теорий. Однако при проектировании особо ответственных сооружений оказывается целесообразным использовать и более сложные модели грунта, позволяющие определять деформации во всем диапазоне нагрузок. Эти решения относятся к нелинейной механике грунтов.

Теории нелинейного деформирования грунтов применяются для расчетов напряженно-деформированного состояния и оценки прочности оснований и грунтовых сооружений, когда связь между напряжениями и деформациями существенно нелинейна, поэтому они часто называются теориями пластичности грунтов. Сложность расчетов при этом существенно возрастает, что требует использования ЭВМ.

Значительное распространение в инженерной практике получила деформационная теория пластичности, основанная на теории малых упругопластических деформаций акад. А. А. Ильюшина. В наиболее простом виде эта теория исходит из допущения, что объемная и сдвиговая деформации зависят только соответственно от среднего нормального напряжения и интенсивности касательных напряжений, т. е.

$$\varepsilon_v = \psi(\sigma_m); \quad \gamma_i = f(\tau_i). \quad (3.12)$$

Вернемся теперь к графикам на рис. 3.3 и введем следующие понятия: $K(\sigma_m) = \sigma_m / \varepsilon_v = \operatorname{tg} \alpha$ — секущий модуль объемной деформации, $G(\tau_i) = \tau_i / \gamma_i = \operatorname{tg} \beta$ — секущий модуль сдвига. Поскольку зависимости (3.12), характеризуемые этими графиками, существенно нелинейны, величины $K(\sigma_m)$ и $G(\tau_i)$ будут переменными, зависящими от σ_m и τ_i . Уравнения состояния в этом случае уже будут иметь значительно более сложный вид, чем обобщенный закон Гука (3.10), а именно:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2G(\tau_i)} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1}{3K(\sigma_m)} \sigma_m; & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G(\tau_i)} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{2G(\tau_i)} (\sigma_y - \sigma_m) + \frac{1}{3K(\sigma_m)} \sigma_m; & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G(\tau_i)} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{2G(\tau_i)} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1}{3K(\sigma_m)} \sigma_m; & \gamma_{zx} &= \frac{1}{G(\tau_i)} \tau_{zx}. \end{aligned} \quad (3.13)$$

В свою очередь, в соответствии с выражениями (3.2) и (3.5), σ_m и τ_i будут зависеть от компонент напряжений в каждой точке массива грунтов, поэтому определение переменных модулей $K(\sigma_m)$ и $G(\tau_i)$ в каждом случае требует проведения значительного количества сложных экспериментов. В то же время деформационная те-

ория пластичности не учитывает некоторые процессы, происходящие в грунте. Более точные решения можно получить с помощью теории пластического течения. Однако это приводит к дальнейшему усложнению экспериментов для определения параметров уравнения состояния и расчетного аппарата анализа. Теорию пластического течения применяют при решении сложных задач гидротехнического строительства. В задачах промышленного и гражданского строительства ее используют редко.

Различные модификации теорий нелинейного деформирования грунтов представлены в работах С. С. Вялова, А. Л. Гольдина, Ю. К. Зарецкого, А. Л. Крыжановского, В. Г. Николаевского, В. И. Соломина, В. Г. Федоровского и других ученых.

Глава 4 МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

4.1. Общие положения

Характеристики механических свойств грунтов. Для расчетов деформаций, оценки прочности и устойчивости грунтовых массивов и оснований необходимо знать характеристики механических свойств грунтов. Под механическими свойствами грунтов понимают их способность сопротивляться изменению объема и формы в результате силовых (поверхностных и массовых) и физических (изменение влажности, температуры и т. п.) воздействий. Характеристики этих свойств различаются для разных видов и состояния грунтов и зависят от действующих напряжений. В допредельном по прочности напряженном состоянии (например, при $p < p_2$ на рис. 3.2) характеристики механических свойств называются деформационными, так как они определяют способность грунта сопротивляться развитию деформаций (осадок, горизонтальных смещений и т. п.). В предельном по прочности состоянии (при $p = p_2$) эти характеристики называются прочностными и определяют способность грунта сопротивляться разрушению. Наконец, в случае грунтовой массы на процессы деформирования и разрушения грунта существенно влияет скорость отжатия воды из пор, поэтому возникает необходимость рассмотрения еще и фильтрационных характеристик грунта. Характеристики фильтрационных свойств грунтов имеют также и самостоятельное значение (расчет притока воды в котлован, водопонижающих установок и т. п.).

Механические свойства грунтов зависят от их состава (минерального и гранулометрического), физического состояния (плотности, влажности, температуры) и структурных особенностей, обусловленных физико-географическими условиями образования и последующего изменения грунтов. Грунты каждой строительной пло-

щадки формировались в течение длительного времени, испытывали различные, часто неопределенные, воздействия природной среды, а возможно, и человеческой деятельностью. Поэтому характеристики их механических свойств, как правило, не могут быть назначены в зависимости от физического состава и состояния, а должны определяться экспериментально. Только в простейших случаях, как было указано в § 2.3, допускается определять значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по данным об их физических свойствах.

Для определения характеристик механических свойств грунтов обычно проводятся лабораторные и полевые испытания. В лаборатории испытываются образцы грунта относительно небольших размеров, отобранные на площадке строительства из шурфов и скважин. Особое внимание уделяется тому, чтобы образцы грунта по физическому состоянию соответствовали условиям естественного залегания. В этом случае они называются образцами ненарушенной структуры. При проектировании грунтовых сооружений испытываются специально изготовленные образцы, состояние которых должно соответствовать тому, которое грунты будут иметь в теле сооружения. Они называются образцами нарушенной структуры.

Полевые испытания характеристик механических свойств грунтов обычно значительно более трудоемки и дорогостоящи. Они позволяют определять характеристики лишь при использовании самых простых моделей грунта. В то же время полевые испытания обеспечивают наиболее полное соответствие грунта условиям его естественного залегания. В ряде случаев (при невозможности отбора образцов без существенного нарушения природного состояния, например для водонасыщенных песков, глинистых грунтов текучей консистенции; при испытаниях трещиноватых скальных пород в массиве и т. п.) они являются единственным способом определения характеристик механических свойств.

Необходимым требованием является также соответствие напряженно-деформированного состояния и условий деформирования испытываемого грунта тем, которые будут иметь место в основании или сооружении. Это достигается выбором соответствующих схем испытаний и режимов проведения опытов.

Основные схемы лабораторных испытаний. Наиболее распространенные схемы испытаний представлены на рис. 4.1. Нормальные силы F_x , F_y , F_z , прикладываемые определенным образом к торцевым и боковым поверхностям образцов, вызывают в них нормальные напряжения σ_x , σ_y , σ_z , а сдвигающая сила T — касательные напряжения τ в плоскости сдвига (пунктирная линия на рис. 4.1, в).

Простейшая схема — одноосное сжатие образца (рис. 4.1, а) — применяется только для испытания прочных связных грунтов (скальные, мерзлые грунты, плотные маловлажные глины

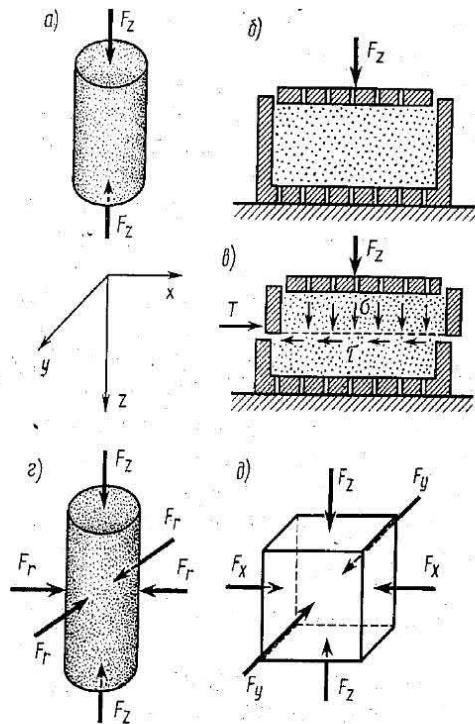


Рис. 4.1. Основные схемы испытаний образцов грунта:

a — одноосное; *б* — компрессионное; *в* — сдвиговое; *г* — трехосное в стабилометре; *д* — трехосное в приборе с независимыми главными напряжениями

Схема компрессионных испытаний (рис. 4.1, б) наиболее широко применяется в производственных лабораториях для определения характеристик деформационных свойств грунта. Образец грунта, помещенный в жесткую металлическую обойму кольцевой формы, нагружается с помощью жесткого металлического штампа нормальной силой F_z . Под действием этой силы в образце возникают сжимающие напряжения $\sigma_z = \sigma$, вызывающие уплотнение грунта и осадку штампа. При испытаниях образцов водонасыщенных грунтов отток воды из пор осуществляется через отверстия в штампе и днище. В отличие от предыдущей схемы, боковое кольцо препятствует расширению образца и $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. Однако в образце возникают боковые напряжения σ_x и σ_y , измерить которые в стандартном компрессионном приборе не представляется возможным. Кроме того, в контактах между торцами образца, штампом и днищем

и т. п.). В опытах используются образцы цилиндрической или призматической формы. Особенности схемы являются отсутствие боковых напряжений ($\sigma_x = \sigma_y = 0$) и возможность

неограниченного развития боковых деформаций ($\epsilon_x = \epsilon_y \rightarrow \infty$). Эта схема в наименьшей степени соответствует

действительным условиям деформирования некоторого объема грунта в массиве, так как не учитывает реакции окружающего его грунта, ограничивающие боковые перемещения. Если заменить сжимающие силы F_z на растягивающие, получим схему одноосного растяжения образца. Все указанные ограничения для нее также будут действительными.

Одноосное сжатие или растяжение используется для определения как деформационных, так и прочностных характеристик.

прибора и между боковыми поверхностями образца и металлическим кольцом возникают также неопределенные касательные напряжения.

Непосредственно схема компрессионных испытаний близка лишь ограниченному кругу инженерных задач, которые можно рассматривать как одномерные (уплотнение грунта при горизонтальном напластовании под действием собственного веса; осадка ограниченной толщи грунта в основании развитого в плане плитного фундамента и т. п.). Однако результаты компрессионных испытаний с определенными допущениями широко используются в расчетах и более сложных задач.

Наиболее простой схемой определения прочностных характеристик является схема одноплоскостного сдвига (рис. 4.1, в). Образец грунта помещается в жесткое металлическое кольцо, разрезанное на две части (верхнюю и нижнюю), между которыми имеется зазор. Прикладывая к образцу через штамп нормальную силу F_z , добиваются уплотнения грунта в условиях компрессии до требуемого состояния. Затем с помощью горизонтальной силы T производится разрушение образца путем сдвига одной его части по другой. Характеристики прочности грунта определяются как параметры функции сдвигающих напряжений $\tau = T/A$ от нормальных напряжений $\sigma = F_z/A$, где A — площадь сечения образца.

Основными недостатками сдвиговых испытаний, так же как и компрессионных, являются неполная определенность напряженного состояния образца и изменчивость значений σ и τ в процессе сдвига. Кроме того, эта схема предусматривает разрушение образца по заранее заданной, фиксированной зазором поверхности сдвига. Наличие в пределах этой поверхности более прочных включений или, наоборот, ослаблений, не характерных для всего образца, может привести к случайным результатам.

В природных условиях схема одноплоскостного сдвига в наибольшей степени соответствует сдвигу фундамента или сооружения с прилегающим к нему грунтом по основанию под действием горизонтальных сил или сдвигу одной части грунта по другой при наличии фиксированной поверхности разрушения, например слабой прослойки. Тем не менее эта схема широко используется в производственной практике.

В наибольшей степени напряженно-деформированному состоянию образца в массиве соответствуют испытания по схеме трехосного нагружения. Различаются схемы стабилметрического нагружения цилиндрического образца при $\sigma_z > \sigma_y = \sigma_x \neq 0$ (рис. 4.1, з) и нагружения кубического образца независимыми нормальными напряжениями $\sigma_z \geq \sigma_y \geq \sigma_x \geq 0$ (рис. 4.1, д). Конструкции приборов для трехосных испытаний грунта предусматривают передачу усилий на боковую поверхность образца через гибкие резиновые оболочки, что препятствует развитию касательных напряжений по поверх-

ности образца. Следовательно, указанные выше компоненты напряжений соответствуют главным напряжениям, т. е. $\sigma_z = \sigma_1$; $\sigma_y = \sigma_2$; $\sigma_x = \sigma_3$. Разрушение образца за счет сдвига происходит не по какой-то фиксированной поверхности, как в приборе одноплоскостного сдвига, а по некоторым наклоненным к оси z площадкам, где устанавливается предельное соотношение между напряжениями τ и σ .

Схема трехосных испытаний позволяет с наибольшей точностью определить как деформационные, так и прочностные характеристики грунтов, используемые для различных, включая самые сложные, моделей. Однако конструкции приборов и методики экспериментов при этом существенно усложняются по сравнению с компрессионными и сдвиговыми испытаниями. Схема стабилметрического нагружения в промышленном и гражданском строительстве используется при проектировании ответственных сооружений. Схема нагружения независимыми главными напряжениями применяется для исследовательских целей или в особо сложных случаях. При массовом строительстве для определения характеристик деформационных и прочностных свойств пользуются, как правило, компрессионными и сдвиговыми испытаниями грунтов.

Режимы испытания образцов. Для определения характеристик механических свойств грунтов важное значение имеет режим испытаний, прежде всего характер нагружения образцов. В большинстве случаев испытания проводятся при статическом нагружении, заключающемся в медленном изменении прикладываемых к образцу отдельными ступенями нагрузок, имитирующем процесс строительства. При этом каждая следующая ступень нагрузки прикладывается после стабилизации деформаций от предыдущей ступени. При необходимости (фундаменты под машины, сооружения с динамическими нагрузками и т. п.) к этому добавляется динамическое нагружение, имитирующее соответствующее импульсное или вибрационное воздействие. В последующих главах учебника рассматриваются в основном характеристики механических свойств грунтов при статическом нагружении. Способы определения динамических характеристик грунтов подробно изложены в учебнике П. Л. Иванова (1991), работах А. К. Бугрова, Н. Д. Красникова, Г. М. Ляхова и др.

При проведении испытаний образцов грунта необходимо учитывать физические процессы, которые будут происходить в основании в результате строительства. К ним прежде всего относятся обеспечение возможности оттока воды при испытаниях образцов водонасыщенных грунтов, дополнительного увлажнения лёссовых просадочных или глинистых набухающих грунтов, изменения температуры вплоть до оттаивания мерзлых грунтов и некоторые другие особенности проведения экспериментов.

Важно всегда помнить, что от того, насколько состояние испы-

ываемых образцов грунта соответствует его состоянию в условиях природы, насколько правильно выбраны схема и режим проведения испытания, будут во многом зависеть достоверность полученных характеристик механических свойств и в конечном счете соответствие действительности сделанных при проектировании прогнозов.

В настоящей главе изучаются механические свойства наиболее распространенных типов грунтов. Дополнительные особенности механических свойств структурно-неустойчивых грунтов будут рассмотрены в гл. 15.

4.2. Деформируемость грунтов

Физические представления. Под действием нагрузок, передаваемых сооружениями, грунты основания могут испытывать большие объемные и сдвиговые деформации. Это приводит к развитию значительных вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности оснований (осадки и сдвиги) и установленных на них сооружений.

Деформации грунтов имеют упругий и пластический характер. Упругие деформации возникают при условии сохранения структурного каркаса и связей в грунте, происходят без относительного смещения твердых частиц и обуславливаются лишь упругим сжатием скелета грунта, самих частиц и поровой воды. Они развиваются под действием статических нагрузок, не превышающих структурной прочности грунта, или кратковременных динамических нагрузок. При снятии нагрузок (разгрузка дна котлована при его разработке) восстановление деформаций (подъем дна котлована) происходит по закону упругого деформирования.

При нагрузках, превышающих структурную прочность грунта, связи между частицами, образующими скелет, начинают разрушаться. Возникают пластические деформации, вызванные относительным перемещением частиц. Пластические деформации, как правило, развиваются во времени: чем больше в грунте содержится глинистых частиц, тем медленнее в нем протекает процесс развития пластических деформаций. Это связано с резким уменьшением скорости отжатия воды по тонким капиллярам пор глинистого грунта, с особыми свойствами связанной воды, с вязким сопротивлением относительному перемещению самих глинистых частиц. В песках средней крупности и крупных, крупнообломочных и трещиноватых скальных грунтах скорость развития пластических деформаций на несколько порядков больше, чем в глинистых грунтах. Пластические деформации значительно превышают упругие и только в малотрещиноватых скальных грунтах могут быть относительно невелики.

Пластические деформации в грунтах можно разделить на объемные и сдвиговые. Объемные деформации приводят к изменению объема пор в грунте, т. е. к его уплотнению, сдвиговые — к измене-

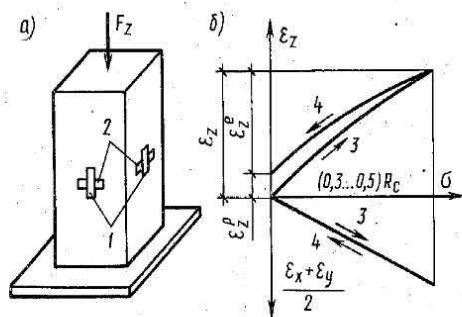


Рис. 4.2. Схема (а) и результаты (б) одноосных испытаний образца скальных грунтов:

1, 2 — тензодатчики для измерения продольных и поперечных деформаций; 3 — нагружение; 4 — разгрузка

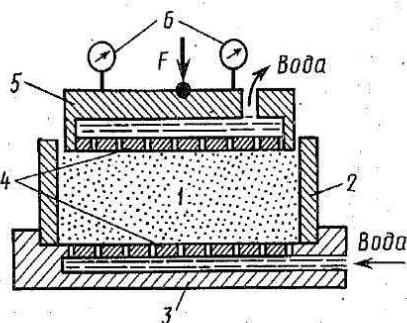


Рис. 4.3. Схема одометра компрессионного прибора

нию его первоначальной формы и могут вызвать разрушение грунта. В водонасыщенных грунтах объемные деформации сопровождаются отжатием воды из пор грунта и имеют очень сложный характер.

В ряде случаев (динамическое воздействие на грунты, отрывка глубоких котлованов и т. п.) производится раздельное изучение упругих и пластических деформаций. Однако в большинстве случаев оказывается возможным ограничиться изучением лишь общих (суммарных) деформаций и вызываемых ими общих перемещений в массиве грунта.

Одноосные испытания. В опытах используются образцы цилиндрической или призматической формы с диаметром или стороной поперечного сечения 40...45 мм (рис. 4.2, а). Торцы образца, через которые с помощью прессы передается нагружение, должны быть строго параллельны и гладко отшлифованы. Чтобы в наибольшей степени исключить влияние трения на торцах и обеспечить равномерное напряженное состояние в средней части образца, его высота должна быть в 2...3 раза больше ширины или диаметра.

Для определения продольных и поперечных деформаций в средней части боковой поверхности образца наклеиваются тензодатчики. Нагружение производится ступенями в зависимости от прочности грунта.

Образец нагружается до величины, соответствующей $(0,3...0,5) R_c$, где R_c — предел прочности образца грунта на одноосное сжатие (см. § 4.4). После этого также ступенями образец полностью разгружается. Характерные кривые деформируемости образца скального грунта представлены на рис. 4.2, б.

В качестве деформационных характеристик используются следующие показатели: E — модуль деформации, E' — модуль упругости, ν — коэффициент Пуассона. Величины E и E' определяются по одной и той же формуле в требуемом интервале изменения напряже-

ний $E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon_z$. При этом модуль деформации определяется по ветви нагружения и характеризует общие (упругие и пластические) деформации образца $\varepsilon_z = \varepsilon_z^e + \varepsilon_z^p$, а модуль упругости — по ветви разгрузки и характеризует лишь восстанавливающиеся деформации ε_z^e . Для малотрещиноватых скальных грунтов эти величины близки между собой и различаются не более чем на 10...30%. Обычно величины модулей деформации образцов скальных пород изменяются от 1000...3000 МПа (для слабых известняков, алевролитов) до 100 000 МПа и более (для прочных гранитов, диабазов и других изверженных пород). Коэффициент Пуассона образцов, определяемый по формуле

$$\nu = -(\varepsilon_x + \varepsilon_y)/(2\varepsilon_z),$$

для большинства образцов скальных грунтов мало меняется при нагружении и разгрузке и составляет порядка 0,1...0,3.

Компрессионные испытания. Схема одометра компрессионного прибора показана на рис. 4.3. Образец грунта 1, помещенный в металлическое кольцо 2, устанавливается на днище 3. Сверху на образец через штамп 5 с помощью нагрузочного устройства отдельными ступенями передается сила F , вызывающая в образце сжимающие напряжения $\sigma = F/A$, где A — площадь поперечного сечения образца. В днище и штампе имеются тонкие отверстия 4, обеспечивающие отток поровой воды при сжатии образца грунта или, наоборот, поступление воды в грунт при необходимых условиях испытания. Под действием силы F происходит вертикальное перемещение штампа, вызывающее осадку образца. Величина этих перемещений измеряется индикаторами часового типа 6, устанавливаемыми на штампе одометра. Чтобы уменьшить влияние силы трения деформирующегося образца грунта о стенки кольца, диаметр образца должен в три раза и более превышать его высоту.

Увеличивая ступенями сжимающее напряжение σ и дожидаясь стабилизации деформаций от каждой ступени нагружения, можно определить конечную осадку образца грунта s , соответствующую данной ступени нагружения. Тогда мерой количественной оценки деформируемости грунта в условиях компрессионного сжатия будет служить относительная деформация сжатия $\varepsilon = s/h$, где h — первоначальная высота образца.

Аналогичным образом, производя ступенями разгрузку образца, можно получить зависимость относительной деформации удлинения (разуплотнения) образца при уменьшении напряжения. Характер графиков соответствующих испытаний представлен в нижней части рис. 4.4.

Компрессионная кривая. Поскольку уплотнение и разуплотнение грунта непосредственно связаны с изменением его пористости, в проектно-изыскательской практике результаты компрессионных испытаний традиционно представляют в виде компрессионной кривой — зависимости коэффициента пористости грунта от сжимающего напряжения (верхняя часть рис. 4.4).

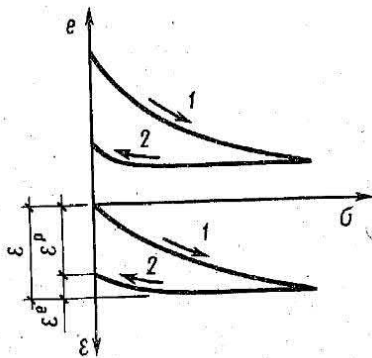


Рис. 4.4. Компрессионные кривые и зависимости изменения относительной деформации от напряжения:

1 — нагружение; 2 — разгрузка

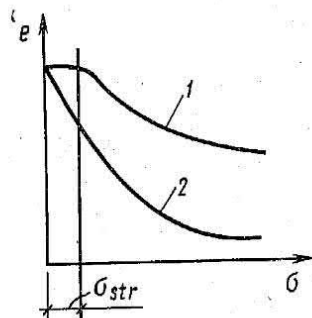


Рис. 4.5. Компрессионные кривые грунта ненарушенной (1) и нарушенной (2) структуры

Если исходить из того, что твердые частицы грунта и поровая вода практически несжимаемы и жесткое металлическое кольцо полностью препятствует боковым деформациям, то сжатие образца в одометре компрессионного прибора происходит только за счет уменьшения объема пор. Следовательно, объем твердых частиц в образце грунта V_1 в процессе его уплотнения остается постоянным, а объем пор $V_2 + V_3$ уменьшается. Тогда в соответствии с определением (см. § 2.1) уменьшение коэффициента пористости при изменении объема образца грунта в связи с его уплотнением будет иметь вид

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta(V_2 + V_3)}{V_1} = e_0 - \frac{\Delta n_i}{m}, \quad (4.1)$$

где e_0 — начальное значение коэффициента пористости образца, вычисленное по формуле (2.11); e_i — коэффициент пористости образца при действии сжимающего напряжения σ_i .

С другой стороны, поскольку образец деформируется без возможности бокового расширения, общее уменьшение объема пор (пористости) $\Delta(V_2 + V_3)$ будет численно равно произведению осадки образца s_i на его площадь A , т. е. $\Delta n_i = s_i A$. Объем твердых частиц в образце в соответствии с формулой (2.12) определится как

$$V_1 = \frac{1}{1 + e_0} Ah.$$

Тогда выражение (4.1) можно представить в виде

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h} = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon_i. \quad (4.2)$$

Формулой (4.2) пользуются для вычисления коэффициентов пористости грунта при каждой данной ступени нагрузки и построения по результатам опытов компрессионной кривой. Естественно, что эти же рассуждения соответствуют и случаю разгрузки образца, тогда в формулах (4.1) и (4.2) знак минус надо заменить на плюс.

Структурная прочность грунта. Приведенная на рис. 4.4 компрессионная кривая соответствует результатам испытаний образцов песчаных грунтов или пылевато-глинистых грунтов нарушенной структуры. Во многих случаях пылевато-глинистые грунты ненарушенной структуры обладают структурной прочностью, обусловленной связями между частицами и придающей скелету грунта способность выдерживать некоторую нагрузку до начала разрушения его каркаса. Выше отмечалось, что при нагрузках, не превышающих структурной прочности грунта, в нем развиваются только упругие деформации.

Это наглядно проявляется при компрессионных испытаниях. Постепенное нагружение образца грунта, обладающего структурной прочностью, при малых ступенях нагрузки вызовет лишь малые по величине упругие деформации. Коэффициент пористости грунта при этом практически не меняется (начальный участок кривой 1 на рис. 4.5). По достижении нагрузкой структурной прочности начинается разрушение скелета, сопровождающееся перекомпоновкой частиц, уплотнением грунта и приводящее к уменьшению коэффициента пористости. Таким образом, структурная прочность грунта σ_{str} может быть определена опытным путем по характерному изменению компрессионной кривой.

Структурная прочность различных типов грунтов может изменяться в широких пределах: от 0,01...0,05 МПа для слабых водонасыщенных глинистых грунтов до 0,15...0,20 МПа для маловлажных лёссовых грунтов. Понятие структурной прочности грунта иногда используют для ограничения мощности сжимаемой толщи под подошвой фундамента, полагая, что при напряжениях в основании, не превышающих этой величины, уплотнение грунта не происходит.

При нарушении природной структуры грунта происходит разрушение связей между частицами скелета. Если даже начальная плотность грунта нарушенной структуры будет такая же, как и грунта естественной структуры, то его уплотнение все равно начнется при самых малых нагрузках и сжимаемость будет значительно больше (кривая 2 на рис. 4.5). Поэтому, в частности, и осадки сооружений на насыпных грунтах обычно превышают осадки сооружений на естественных основаниях.

Коэффициент сжимаемости. Компрессионная кривая грунта нарушенной или ненарушенной структуры за пределами нагрузок, соответствующих структурной прочности, может быть описана уравнением, впервые предложенным К. Терцаги:

$$e = -a \ln(\sigma/\sigma_0) + b, \quad (4.3)$$

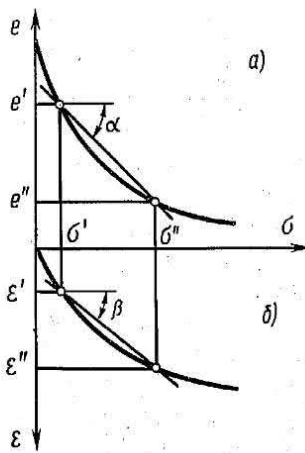


Рис. 4.6. Определение коэффициентов сжимаемости (а) и относительной сжимаемости (б) по результатам компрессионных опытов

где a , σ_0 , b — параметры, определяемые по трем точкам опытной кривой при различных значениях σ .

Однако использование этого уравнения для инженерных целей неудобно, поэтому в практических расчетах обычно исходят из того, что при небольших изменениях сжимающих напряжений (порядка 0,1...0,3 МПа для различных грунтов) участок компрессионной кривой за пределами структурной прочности с достаточной точностью можно заменить отрезком прямой (рис. 4.6, а).

В этом случае вводится понятие коэффициента сжимаемости m_0 , кПа⁻¹, определяемого как отношение изменения коэффициента пористости грунта к изменению сжимающего напряжения и численно равного $\operatorname{tg} \alpha$:

$$m_0 = (e' - e'') / (\sigma'' - \sigma'). \quad (4.4)$$

Коэффициент сжимаемости характеризует способность грунта уплотняться при увеличении сжимающего напряжения. Важно отметить, что из-за криволинейного характера графика компрессионных испытаний коэффициент сжимаемости будет зависеть от интервала выбранных напряжений. При одинаковых значениях σ' и σ'' более сжимаемым будет тот грунт, у которого m_0 будет больше, а следовательно, и осадка сооружения, возведенного на этих грунтах, при прочих равных условиях превысит осадку сооружения на грунтах с меньшим коэффициентом сжимаемости.

Если в уравнении (4.4) записать $\Delta e = e' - e''$ и $\Delta \sigma = \sigma'' - \sigma'$, т. е. перейти к приращениям, то получим

$$\Delta e = m_0 \Delta \sigma. \quad (4.5)$$

Это соотношение имеет важное значение для расчета осадок оснований сооружений. Его часто называют законом компрессионного уплотнения грунтов: при небольшом изменении сжимающих напряжений уменьшение коэффициента пористости грунта пропорционально увеличению сжимающего напряжения.

Рассмотрим теперь зависимость между изменением сжимающих напряжений и относительной деформацией уплотнения. Как видно из рис. 4.6, б, связь между относительными деформациями и напряжениями при компрессионном уплотнении также нелинейна. Указанную зависимость можно приближенно заменить линейной на некотором интервале изменения напряжений, как это было сделано выше при выводе закона компрессионного уплотнения.

При напряжении σ' образец грунта имеет высоту h' и коэффициент пористости e' . С увеличением напряжения до значения σ'' высота образца и коэффициент пористости уменьшаются вследствие уплотнения и становятся равными соответственно h'' и e'' . Разность $h' - h''$ численно равна осадке образца s на рассматриваемом интервале изменения напряжений.

Согласно уравнению (4.2), коэффициент пористости e'' может быть определен как

$$e'' = e' - (1 + e') s / h', \quad (4.6)$$

откуда следует

$$\Delta e = e' - e'' = (1 + e') \Delta \varepsilon, \quad (4.7)$$

где $\Delta \varepsilon = s / h'$ — относительная деформация образца грунта в интервале изменения напряжений от σ' до σ'' .

Сопоставляя (4.7) и (4,5), получим

$$\Delta \varepsilon = \frac{m_0}{1 + e'} \Delta \sigma = m_v \Delta \sigma, \quad (4.8)$$

где $m_v = m_0 / (1 + e')$ — относительный коэффициент сжимаемости грунта, кПа^{-1} .

Аналогичным образом можно получить подобные характеристики и для случая разгрузки образца. Тогда используются понятия коэффициента разуплотнения и относительного коэффициента разуплотнения.

Приведенные выше коэффициенты являются деформационными характеристиками грунта при компрессионном нагружении и в некоторых случаях непосредственно используются в расчетах осадок или подъема дна котлована.

Общий случай компрессионной зависимости. Выше рассматривалось уплотнение образца грунта только под действием вертикального сжимающего напряжения $\sigma_z = \sigma$. Остальные компоненты сжимающих напряжений σ_x и σ_y во внимание не принимались. Однако в общем случае они также будут оказывать влияние на деформируемость элементарного объема грунта, находящегося в массиве (рис. 4.7). Действительно, чем большие значения реактивных напряжений σ_x и σ_y возникнут в элементе грунта от приложенных вертикальных нагрузок, тем меньшей сжимаемостью будет обладать этот грунт.

Введение условия (4.5) позволяет

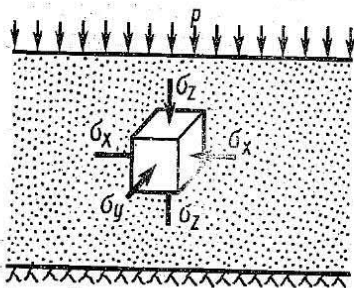


Рис. 4.7. Схема напряжений в элементе грунта при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки

рассматривать грунт в интервале изменения напряжений от σ' до σ'' как линейно деформируемую среду. Тогда для описания деформируемости грунта в этих условиях можно использовать уравнения обобщенного закона Гука (3.10). Поскольку при действии на поверхности массива грунта равномерно распределенной нагрузки p , соответствующей схеме компрессионного сжатия, площадки, к которым приложены напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, будут главными (т. е. $\tau_{zx} = \tau_{yz} = \tau_{xy} = 0$), эти уравнения запишутся в виде

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)],\end{aligned}\tag{4.9}$$

где ν — коэффициент Пуассона, равный, по определению, отношению абсолютных величин поперечных и продольных деформаций образца при одноосном сжатии без ограничения бокового расширения:

$$\nu = \varepsilon_x / \varepsilon_z = \varepsilon_y / \varepsilon_z.\tag{4.10}$$

Напомним, что в компрессионных испытаниях $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$; $\sigma_x = \sigma_y$. Тогда из первых двух уравнений системы (4.9) получается

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 + \nu} \sigma_z.\tag{4.11}$$

Введем понятие коэффициента бокового давления грунта в состоянии покоя ξ , определяющего соотношение абсолютных значений нормальных напряжений, действующих по вертикальным и горизонтальным площадкам элементарного объема грунта в условиях невозможности его бокового расширения.

Тогда в соответствии с рис. 4.7 из выражения (4.11) можно установить связь между коэффициентами ξ и ν :

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}; \quad \nu = \xi / (1 + \xi); \quad \xi = \nu / (1 - \nu).\tag{4.12}$$

Таким образом, если при проведении компрессионных испытаний оказывается возможным измерить боковые напряжения, возникающие в образце в результате приложения к нему сжимающего напряжения σ , то эти коэффициенты могут быть определены. Некоторые конструкции одометров компрессионных приборов позволяют провести такие измерения. Обычно для этого используются опыты со стабилометрами (см. § 4.4).

Теоретически коэффициент бокового давления любого материала может меняться в пределах от 0 до 1. Тогда пределы изменения

коэффициента Пуассона составят $0 \leq \nu \leq 0,5$. Обобщая результаты многочисленных опытов, Н. А. Цытович приводит следующие наиболее распространенные значения коэффициента бокового давления: для песчаных грунтов $\xi = 0,25 \dots 0,37$, для глинистых (в зависимости от консистенции) $\xi = 0,11 \dots 0,82$. Им соответствуют следующие пределы изменения коэффициента Пуассона: для песчаных грунтов $\nu = 0,2 \dots 0,27$; для глинистых $\nu = 0,1 \dots 0,45$. Чем ближе глинистый грунт по консистенции приближается к текучему состоянию, тем значения ξ и ν будут больше.

Если в последнее уравнение системы (4.9) подставить значения $\sigma_x = \sigma_y$ из выражения (4.11) и провести преобразования в соответствии с формулами (4.12), то получим

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\xi^2}{1+\xi} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \beta, \quad (4.13)$$

где β — коэффициент, зависящий от ν или от ξ . Нетрудно убедиться, что коэффициент β всегда меньше 1. Следовательно, относительная деформация сжатия ε_z в условиях компрессионного нагружения грунта всегда меньше относительной деформации этого же образца грунта при одноосных испытаниях ($\varepsilon_z = \sigma_z/E$).

Модуль деформации. Напомним, что все выкладки, приведенные в предыдущем пункте, относятся к некоторому интервалу изменения напряжений от σ' до σ'' , где грунт может рассматриваться как линейно деформируемая среда. Тогда уравнение (4.13) правильнее было бы записать в приращениях, т. е.

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{E} \beta. \quad (4.14)$$

Если теперь вернуться к анализу компрессионной кривой и иметь в виду, что $\Delta \varepsilon_z = \Delta \varepsilon$, а $\Delta \sigma_z = \Delta \sigma$, то, приравняв выражения (4.8) и (4.14), получим

$$E = \frac{\beta}{m_\nu} = \frac{1+e'}{m_0} \beta. \quad (4.15)$$

Таким образом, модуль деформации грунта, определяемый по результатам компрессионных испытаний в некотором интервале изменения напряжений, непосредственно связан с изменением его коэффициента пористости. Коэффициент сжимаемости m_0 или относительный коэффициент сжимаемости m_ν могут быть определены в соответствии с построениями на рис. 4.6. Для определения коэффициента β необходимо знать величины ν или ξ в этом же интервале изменения напряжений. При отсутствии этих данных коэффициент β допускается принимать равным: для пылеватых и мелких песков — 0,8; супесей — 0,7; суглинков — 0,5; глин — 0,4.

Модуль деформации грунта является важным показателем его деформационных свойств, характеризующим уплотняемость грунта

при нагружении. Он используется при расчете осадок сооружений на грунтовых основаниях. При необходимости определения восстановления деформаций в результате разгрузки грунта используется модуль упругости, определяемый по значениям коэффициента разуплотнения или относительного коэффициента разуплотнения грунта.

Модуль объемной деформации и модуль сдвига. Изложенное выше показывает, что для описания процесса деформирования грунта с использованием модели линейно деформируемой среды достаточно знать две деформационные характеристики: модуль деформации E и коэффициент Пуассона ν , которые могут быть вычислены по результатам экспериментальных исследований. Эти характеристики обычно применяются при решении одномерной задачи компрессионного уплотнения. В общем случае при решении плоской и пространственной задач бывает удобно любую деформацию грунта представить в виде суммы объемных деформаций и деформаций сдвига (см. § 3.3). При этом используются другие деформационные характеристики грунта: модуль объемной деформации K и модуль сдвига G , которые могут быть определены следующим образом.

Преобразуем правую часть первого уравнения системы (4.9), добавляя к ней со знаками плюс и минус член $\nu\sigma_x/E$, тогда получим

$$\varepsilon_x = \frac{1+\nu}{E} \sigma_x - \frac{\nu}{E} \sigma_m.$$

где $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$.

Теперь, вновь добавляя к этому выражению с разными знаками член $(1+\nu)\sigma_m/E$, получим

$$\varepsilon_x = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E} \sigma_m.$$

Поступая аналогично с остальными уравнениями этой системы, обобщенный закон Гука можно представить в виде

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1+\nu}{E} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E} \sigma_m; \\ \varepsilon_y &= \frac{1+\nu}{E} (\sigma_y - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E} \sigma_m; \\ \varepsilon_z &= \frac{1+\nu}{E} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E} \sigma_m. \end{aligned} \quad (4.16)$$

Здесь первые члены правой части уравнений характеризуют деформации сдвига (формоизменения грунта), а вторые — объемные деформации. Действительно, если определить из этих выражений значение объемных деформаций $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$, то сумма первых членов правых частей будет равна нулю, т. е. при действии только

нормальных напряжений деформации формоизменения отсутствуют. Тогда уравнения (4.16) можно записать в виде

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{2G} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{2G} (\sigma_y - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{2G} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m.\end{aligned}\quad (4.17)$$

где

$$G = E/[2(1+\nu)]; \quad K = E/(1-2\nu).\quad (4.18)$$

Отсюда легко выразить коэффициент Пуассона через модуль объемной деформации и модуль сдвига:

$$\nu = \frac{K+2G}{2(K+G)}.\quad (4.19)$$

Таким образом, зная из опыта любую пару деформационных характеристик грунта E и ν или K и G , можно по приведенным выше формулам определить остальные характеристики. Зная модуль сдвига G , можно определить горизонтальные перемещения (сдвиги) сооружений на грунтовых основаниях под действием горизонтальных сил.

Принцип гидроемкости грунта. Рассматривая общий случай объемной деформации грунта, Н. М. Герсеванов ввел допущение, что коэффициент пористости грунта зависит только от суммы нормальных напряжений $\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3\sigma_m$ и не зависит от их соотношения, т. е.

$$e = e(\theta).\quad (4.20)$$

Для схемы компрессионного нагружения это положение легко доказать, исходя из следующего. Так как $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$, $\theta = \sigma_z(1+2\xi)$, то, переходя к приращениям, получим $\Delta\theta = \Delta\sigma_z(1+2\xi)$. Поскольку $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma$, то, подставив это выражение в формулу (4.5), окончательно имеем

$$\Delta e = m_0 \frac{\Delta\theta}{1+2\xi}.\quad (4.21)$$

В случае компрессионного нагружения уменьшение коэффициента пористости грунта в данной точке может произойти только при соответствующем увеличении суммы нормальных напряжений в этой точке. Это допущение используется для расчета скорости уплотнения (консолидации) полностью водонасыщенного грунта. Так как в этом случае (при полном заполнении пор водой) пористость грунта связана с его влажностью, условие (4.20) называется принципом гидроемкости Н. М. Герсеванова.

В случае плоской и объемной задачи процесс консолидации, по крайней мере для плотных глин, развивается сложнее, однако использование принципа гидроемкости существенно упрощает математический аппарат теории фильтрационной консолидации грунтов.

4.3. Водопроницаемость грунтов

Физические представления. Водопроницаемостью называется свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды. При этом под сплошным потоком воды понимается ее неразрывное движение (фильтрация) по всему сечению активных пор грунта, т. е. той части пор, которая не заполнена связанной водой. Водопроницаемость грунтов зависит от их пористости, гранулометрического и минерального состава, градиента напора.

Фильтрация воды в грунтах представляет собой сложный процесс. Действительно, поры в разномерном грунте образуют извилистые каналы переменного сечения, соединяющиеся между собой в различных направлениях. Следовательно, и траектории движения воды в этих каналах будут крайне сложными. В пылевато-глинистых грунтах пленки связанной воды, окружающие глинистые частицы и связанные с ними силами электростатического притяжения, могут образовывать пробки, перекрывающие поровые каналы в некоторых сечениях и затрудняющие движение свободной воды. Действительная скорость движения воды в разных сечениях грунта может быть различной и, строго говоря, будет неопределенной, поэтому математическое описание фильтрации воды в грунте связано со схематизацией этого процесса и основывается на результатах экспериментов.

Рассмотрим схему фильтрации воды в элементе грунта (рис. 4.8). Пусть в точках 1 и 2 слоя водонасыщенного грунта, удаленных друг от друга на расстояние L , действуют разные пьезометрические напоры: $H_1 > H_2$. Напомним, что из курса гидравлики напор в любой точке движущегося потока воды определяется выражением

$$H = p/\gamma_w + z + v^2/(2g) \approx p/\gamma_w + z, \quad (4.22)$$

где p/γ_w — пьезометрическая высота (p — давление в воде; γ_w — удельный вес воды); z — высота рассматриваемой точки над некоторой горизонтальной плоскостью сравнения; $v^2/(2g)$ — скоростной напор (v — скорость движения воды в потоке; g — ускорение свободного падения). Поскольку в реальных грунтах скорость движения воды мала, скоростным напором в выражении (4.2) обычно пренебрегают.

Здесь важно отметить, что давление в воде p может быть обусловлено не только высотой столба жидкости, как показано на рис. 4.8, но и нагрузкой от сооружения, передающейся на грунты основания через подошву фундамента (поровое давление).

Под действием этой разности напоров может начаться движение воды в порах грунта от точки 1 к точке 2. Примем, что это движение происходит по цилиндрической трубке тока площадью сечения A . Тогда, измерив за некоторое время t расход воды Q , поступившей из точки 1 в точку 2, можно рассчитать условную скорость фильтрации:

$$v = Q / (At). \quad (4.23)$$

Отнесение скорости фильтрации к общей площади сечения трубки тока A кроме факторов, указанных выше, содержит еще и ту условность, что часть этого сечения занята твердыми частицами, а в пылевато-глинистых грунтах еще и связанной водой, не принимающей участия в фильтрации. Поэтому скорость фильтрации, определенная по формуле (4.23), всегда будет отличаться от истинной скорости фильтрации воды в грунте.

Закон ламинарной фильтрации. Коэффициент фильтрации. Первые эксперименты по изучению фильтрации воды в грунте были проведены на песках французским ученым Дарси в 1854 г. Им было установлено, что скорость фильтрации (или расход воды, протекающей в единицу времени через единицу площади сечения грунта, — q) прямо пропорциональна разности напоров ($\Delta H = H_1 - H_2$) и обратно пропорциональна длине пути фильтрации L :

$$v = k \frac{\Delta H}{L} = ki, \quad (4.24)$$

где i — гидравлический градиент (градиент напора), равный потере напора по длине пути фильтрации: $i = \Delta H / L$.

В песчаных и тем более пылевато-глинистых грунтах при обычных значениях градиента напора скорость фильтрации относительно невелика и движение воды имеет параллельно-струйчатый, т. е. ламинарный, характер. И только в крупнообломочных или сильно трещиноватых скальных грунтах при очень больших градиентах напора возникают завихрения в движущемся потоке воды (турбулентность).

Поэтому уравнение (4.24) часто называют законом ламинарной фильтрации Дарси: скорость движения воды в грунте прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.

Коэффициент пропорциональности k называется коэффициентом фильтрации и является основной фильтрационной харак-

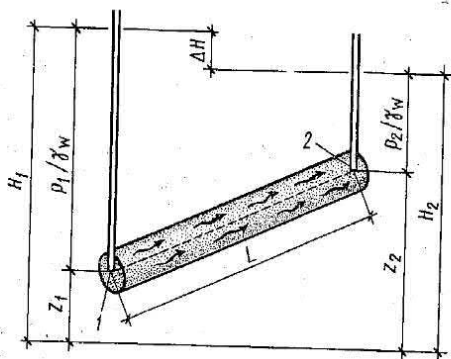


Рис. 4.8. Схема фильтрации воды в элементарной трубке грунта

теристикой грунта. Он численно равен скорости фильтрации воды в грунте при градиенте напора $i=1$ и имеет размерность см/с, м/сут или см/год ($1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$; $1 \text{ см/с} \approx 8,6 \cdot 10^2 \text{ м/сут}$). Коэффициент фильтрации грунта всегда определяется экспериментально и очень сильно зависит от гранулометрического и минерального состава грунта, а также его плотности. Так, для песков его значения колеблются в пределах $k = a \cdot 10^{-1} \dots a \cdot 10^{-4} \text{ см/с}$; для супесей — $a \cdot 10^{-3} \dots a \cdot 10^{-6}$; для суглинков — $a \cdot 10^{-5} \dots a \cdot 10^{-8}$; для глин — $a \cdot 10^{-7} \dots a \cdot 10^{-10} \text{ см/с}$, где a может быть любым числом от 1 до 9,9. Поскольку диапазон изменения коэффициента фильтрации грунта очень велик, а точность экспериментального его определения относительно невелика, обычно его находят с точностью до порядка, т. е. значением a пренебрегают.

Отметим, что коэффициент фильтрации уже позволяет оценить скорость движения воды в грунте, а следовательно, и ее расход. С помощью приведенных выше формул нетрудно рассчитать, что приток воды в котлован через 1 м^2 поверхности в течение суток при $i=1$ составит: в песчаных грунтах с $k=10^{-2} \text{ см/с}$ — $8,6 \text{ м}^3$ воды, в глинистых грунтах с $k=10^{-8} \text{ см/с}$ — $8,6 \text{ см}^3$, т. е. если в первом случае потребуется организация мощной системы водоотлива, то во втором случае фильтрацией воды в котлован можно пренебречь.

Начальный градиент напора. Многочисленные опыты по фильтрации воды в песчаных грунтах подтверждают полную справедливость закона Дарси (кривая 1 на рис. 4.9). Вместе с тем опыты с пылевато-глинистыми грунтами показывают систематическое отклонение от этого закона (кривая 2). Так, в глинистых грунтах, особенно плотных, при относительно небольших значениях градиента напора фильтрация может не возникать (начальный участок кривой 2). Увеличение градиента приводит к постепенному, очень медленному развитию фильтрации. Наконец, при некоторых значениях гидравлического градиента устанавливается постоянный режим фильтрации.

Во многих случаях исключают из рассмотрения начальный криволинейный участок Oa на рис. 4.9 и закон ламинарной фильтрации для пылевато-глинистых грунтов принимают в виде

$$v = k'(i - i_0), \quad (4.25)$$

где k' — коэффициент фильтрации пылевато-глинистого грунта, определяемый в интервале зависимости между точками a и b ; i_0 — начальный градиент напор, т. е. участок на оси i , отсекаемый продолжением отрезка прямой ab до пересечения с этой осью.

Отметим, что на рис. 4.9 масштаб оси v для обеих этих кривых следует

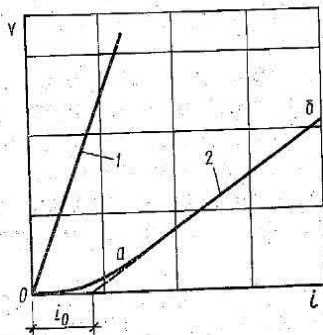


Рис. 4.9. Зависимость скорости фильтрации в грунте от гидравлического градиента

принимать различным, так как величины k и k' , как указывалось выше, различаются на несколько порядков.

Понятие начального градиента напора впервые установлено опытами Б. Ф. Рельтова и С. А. Роза и связывается обычно с проявлением особых свойств воды в глинистых грунтах, отмеченных в начале настоящего параграфа. С. А. Роза показал, что для плотных кембрийских глин начальный градиент напора может достигать очень больших значений, порядка 10...20.

При действующем градиенте напора меньше начального значения ($i < i_0$) фильтрация в водонасыщенном грунте практически не возникает, а следовательно отсутствует возможность уплотнения грунта. При расчетах осадок оснований мощность зоны уплотнения иногда ограничивают той глубиной, где выполняется условие $i = i_0$.

Процессы, развивающиеся в грунтах при фильтрации воды. При движении потока воды в порах грунта между ним и частицами возникают объемные силы взаимодействия. Равнодействующую этих сил в каждой точке можно разложить на две составляющие: направленную вертикально вверх и действующую по направлению движущегося потока. Первая составляющая называется взвешивающей силой (архимедовой силой) и оказывает выталкивающее воздействие на частицы грунта (взвешивание грунта в воде). Вторая — фильтрационная сила — приводит к гидродинамическому давлению движущейся воды на частицы грунта. Взвешивающие силы проявляются даже при отсутствии движения воды и обуславливают уменьшение удельного веса грунта ниже уровня подземных вод. Фильтрационные силы возникают только при движении потока воды в грунте, и их интенсивность зависит от гидравлического градиента.

Движение воды в грунтах может приводить к развитию разнообразных процессов, осложняющих строительство. К ним, в частности, относятся процессы механической суффозии и кольматации грунта. Суффозия заключается в том, что движущийся поток воды в крупных порах песчаных и крупнообломочных грунтов может увлекать мелкие частицы, которые оседают в каких-либо частях массива и кольматируют (закупоривают) поры или выносятся на поверхность. В результате начавшейся суффозии может происходить увеличение пористости грунта, приводящее к возрастанию скорости фильтрации и дальнейшему развитию процесса. При этом скелет грунта оказывается ослабленным и может подвергнуться разрушению. При выходе потока воды на открытую поверхность (например, откос котлована) может развиваться поверхностная суффозия, приводящая к образованию воронок размыва и последующему разрушению (оплыванию) этой поверхности.

Напротив, кольматация, т. е. отложение мелких частиц вблизи открытой поверхности, вызывает уменьшение пористости и снижение водопроницаемости грунта. Кольматация бортов котлована уменьшает приток фильтрующей в него воды. В то же время

кольматация дренажных устройств, используемых для отвода воды, приводит к постепенному их выходу из строя.

Суффозионная устойчивость грунта зависит от его гранулометрического состава, градиента напора, скорости фильтрации, напряжений в скелете грунта и определяется экспериментально. Одним из основных путей борьбы с суффозией грунта является уменьшение действующего напора.

В грунтах, содержащих большое количество растворимых минералов (гипс, кальцит, галит и др.), движущийся поток воды может вызывать химическую суффозию — растворение и постепенное вымывание этих минералов. Эти процессы также сопровождаются увеличением пористости и ослаблением грунта. Наиболее опасным здесь является карстообразование — развитие больших воронок и подземных полостей, сильно осложняющих строительство. Эти вопросы будут рассмотрены в гл. 16.

Выше отмечалось, что связанная вода в пылевато-глинистых грунтах практически не принимает участия в фильтрации, вызванной разностью напоров, обычных для условий промышленного и гражданского строительства. В некоторых случаях возникает необходимость откачки поровой воды из пылевато-глинистых грунтов. Для этого через водонасыщенный грунт пропускают постоянный электрический ток, вызывающий движение катионов, окруженных гидратными оболочками, к отрицательному электроду. Этот процесс называется электроосмотической фильтрацией, причем скорость движения воды может увеличиться в 10...100 раз по сравнению с напорной фильтрацией в тех же грунтах.

Эффективное напряжение и поровое давление. В § 3.2 была рассмотрена механическая модель Терцаги — Герсеванова (см. рис. 3.5), иллюстрирующая процесс деформирования во времени водонасыщенного грунта.

Было установлено, что полное напряжение в грунте σ_{ij} в любой момент времени равно сумме эффективного напряжения в скелете грунта $\bar{\sigma}_{ij}$ и порового давления в воде u_w [формула (3.9)]:

$$\sigma_{ij} = \bar{\sigma}_{ij} + u_w.$$

Отсюда эффективное напряжение в скелете грунта может быть выражено через полное напряжение и поровое давление:

$$\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - u_w. \quad (4.26)$$

Опытами Л. Рендулика было показано, что эффективное напряжение, действуя в контактах между частицами скелета грунта, приводит в конечном счете к частичному разрушению скелета, сопровождающемуся уплотнением грунта. Поровое давление развивается только в воде, не оказывает воздействия на скелет грунта, т. е. не приводит к его уплотнению, а создает лишь дополнительный напор в воде, вызывающий ее фильтрацию, поэтому его иногда называют нейтральным давлением.

Таким образом, фильтрация воды в грунте возникает не только в результате разности пьезометрических напоров, как это было показано на рис. 4.8, но и под действием напоров, обусловленных разницей порового давления в различных точках основания, воспринимающего нагрузку от сооружения. Этот механизм положен в основу математического аппарата теории фильтрационной консолидации грунта, рассматриваемой в § 7.4.

4.4. Прочность грунтов

Физические представления. При изучении конструктивных материалов под прочностью обычно понимают такое предельное значение напряжения сжатия или растяжения, после достижения которого материал теряет свою сплошность, в нем образуются трещины отрыва или сдвига и он распадается на части или отдельные куски. Этот процесс называют хрупким разрушением. Естественно, что хрупкое разрушение материала может происходить и при сложном напряженном состоянии, однако оно всегда сопровождается образованием трещин отрыва или сдвига. Такой характер разрушения свойствен, например, образцам прочных скальных грунтов.

В некоторых случаях (битум, лед, образцы мерзлых глинистых грунтов) предельные нагрузки, характеризующие потерю прочности, вызывают неограниченное пластическое деформирование материала без видимого нарушения сплошности, переходящее в течение. Образцы таких материалов, нагружаемые по схеме одноосного сжатия, приобретают характерную бочкообразную форму.

Особенности разрушения материалов (хрупкое или пластическое) зависят не только от преобладающих в них структурных связей, но и от скорости нагружения. Многие материалы, которым в обычных условиях свойственно пластическое разрушение, при быстром возрастании нагрузок могут разрушаться хрупко.

Таким образом, под прочностью в широком смысле слова подразумевают свойства материала сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций, приводящих к недопустимым искажениям формы тела. До настоящего времени в физике не разработана единая теория прочности, и для различных материалов используются те теории, которые показывают наилучшее соответствие результатам экспериментов.

Применительно к песчаным грунтам еще в 1773 г. французским ученым Ш. Кулоном было экспериментально установлено, что их разрушение происходит за счет сдвига одной части грунта по другой. Сопротивление сдвигу песчаных и крупнообломочных грунтов возникает в основном в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга. Сопротивление растяжению в этих грунтах практически отсутствует, поэтому часто песчаные и крупнообломочные грунты называются сыпучими.

Такая же концепция прочности (разрушение за счет сдвига) была

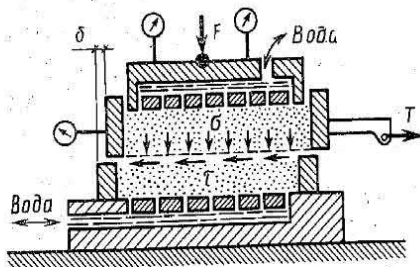


Рис. 4.10. Схема сдвигового прибора

позже распространена и на пылевато-глинистые грунты. Однако процесс разрушения в них развивается значительно сложнее. Имеющиеся в них водно-коллоидные и цементационные связи обеспечивают пылевато-глинистым грунтам некоторое сопротивление растяжению. Эти грунты часто называют связными.

Сопротивление сдвигу грунтов очень сильно зависит от их плотности, влажности, гранулометрического и минерального состава, напряженного состояния. Характеристики сопротивления сдвигу грунтов рассматриваются как прочностные показатели и всегда определяются экспериментально.

Одноосные испытания. Данные испытания проводятся, как правило, для образцов скальных грунтов. В опытах используются цилиндрические образцы диаметром или стороной сечения 40...45 мм. Условия испытания те же, что и описанные в § 4.2, только нагружение ведется до полного разрушения образца. Получаемая при этом величина $R_c = F_{пр}/A$, где $F_{пр}$ — предельное разрушающее усилие, A — площадь поперечного сечения образца, называется прочностью образца грунта на одноосное сжатие. Для различных скальных грунтов она изменяется в широких пределах: от 1...5 МПа для мелов, очень слабых известняков и песчаников до 250...300 МПа и более для очень прочных базальтов, габбро, мраморов.

Сопротивление растяжению (R_p — прочность образца грунта на одноосное растяжение) может быть определено непосредственными испытаниями прямыми или косвенными методами. Однако с достаточной для инженерных целей точностью R_p для образцов скальных грунтов можно принимать равным $(1/10...1/20) R_c$.

Важно отметить, что характеристики прочности R_c и R_p скальных грунтов в массиве из-за влияния трещиноватости резко снижаются. Подробнее об этом будет сказано в гл. 16.

Испытания на одноплоскостной сдвиг. При испытаниях используют сдвиговый прибор (рис. 4.10). По существу, это тот же компрессионный прибор (см. рис. 4.3), у которого металлическое кольцо разделено на две части: верхнюю и нижнюю. Между ними имеется зазор, образующий плоскость, по которой произойдет сдвиг одной части образца по другой неподвижной части. Как и при компрессионных испытаниях, образец грунта помещается в металлическое кольцо, на него с помощью штампа ступенями передается сжимающее усилие F , под действием которого грунт уплотняется до требуемого состояния. Осадка образца s под действием ступенчатого возрастающего сжимающего напряжения $\sigma = F/A$ измеряется инди-

каторами, установленными на штампе.

Затем при постоянном значении $\sigma = \text{const}$ к верхней каретке прибора также ступенями прикладывается горизонтальное усилие T . Под действием возникающих в плоскости зазора касательных напряжений $\tau = T/A$ развиваются горизонтальные перемещения верхней части образца δ , измеряемые индикатором, установленным на верхней каретке прибора. Обычно образец выдерживают при данной ступени нагрузки T до полной стабилизации горизонтальных перемещений от этой нагрузки, после чего прикладывают новую ступень нагрузки.

По мере увеличения τ интенсивность горизонтальных перемещений δ возрастает и при некотором предельном значении $\tau = \tau_{\text{пр}}$ дальнейшее перемещение образца происходит без увеличения сдвигающего напряжения. Это свидетельствует о разрушении образца грунта при заданном значении σ за счет сдвига по фиксированной зазором поверхности.

Предельное значение τ , при котором начинается разрушение образца, называется сопротивлением сдвигу.

Подобные испытания проводятся для нескольких образцов грунта, находящихся в одинаковом состоянии («образцов-близнецов»), при разных значениях σ . Опыт показывает, что увеличение сжимающего напряжения, действующего на образец грунта, приводит к возрастанию величины $\tau_{\text{пр}}$. Характерный режим испытания трех образцов песчаного грунта при $\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1 = \text{const}$ показан на рис. 4.11, а.

Сопротивление сдвигу. Закон Кулона. Многочисленными экспериментами различных авторов установлено, что график зависимости сопротивления сдвигу от нормального напряжения для песчаных и крупнообломочных грунтов в интервале изменения σ , представляющем интерес для промышленного и гражданского строительства (до 0,3...0,5 МПа), с достаточной точностью может быть представлен отрезком прямой, выходящей из начала координат (рис. 4.11, б). Тогда эта зависимость может быть выражена уравнением

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma \operatorname{tg} \varphi = \sigma f. \quad (4.27)$$

Поскольку сопротивление сдвигу сыпучих (песчаных и крупнообломочных) грунтов определяется прежде всего сопротивлением трению перемещающихся частиц, угол φ принято называть углом внутреннего трения, а коэффициент пропорциональности $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициентом внутреннего трения сыпучего грунта.

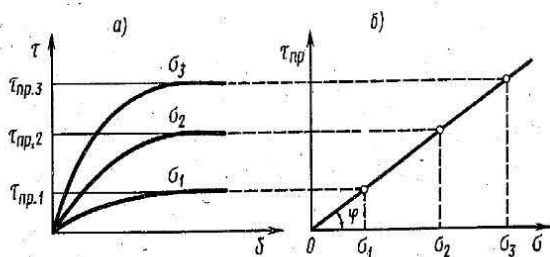


Рис. 4.11. Кривые горизонтальных перемещений образцов при разных значениях σ (а) и график сопротивления сдвигу образцов песчаного грунта (б)

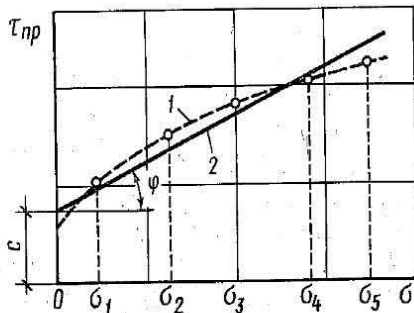


Рис. 4.12. График сопротивления сдвигу образцов пылевато-глинистого грунта:

1 — опытная кривая; 2 — спрямленный график

Проведа подобные испытания для образцов пылевато-глинистых грунтов, получают более сложную криволинейную зависимость (рис. 4.12). Здесь уже сопротивление сдвигу обуславливается не только силами трения, возникающими между перемещающимися частицами, но и связностью грунта, т. е. сложными процессами нарушения пластичных (водно-коллоидных) и более жестких (цементационных) связей. Однако, как и для сыпучих грунтов, зависимость сопротивления сдвигу от нормального напряжения обычно представляется в виде уравнения отрезка прямой

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma f + c. \quad (4.28)$$

Отрезок c , отсекаемый на оси τ этой прямой, называется удельным сцеплением пылевато-глинистого грунта и характеризует его связность.

Параметры φ и c лишь условно могут быть названы углом внутреннего трения и удельным сцеплением, так как физика процесса разрушения грунта значительно сложнее. На самом деле это всего лишь параметры зависимости данного грунта, полученные опытным путем. Однако такое их наименование сложилось исторически и широко используется в механике грунтов. Отметим также, что при определенных условиях даже сыпучие грунты могут обладать некоторой «связностью». Например, влажные пески, особенно мелкие и пылеватые, под действием капиллярно-стыковой воды (см. § 1.2) приобретают небольшую связность. При сдвиге крупно-обломочных грунтов и крупных песков, особенно однородных, за счет зацепления частиц также могут возникать относительно небольшие значения удельного сцепления. Однако силы связности в этих случаях очень малы и не оказывают существенного влияния на сопротивление сдвигу.

Уравнения (4.27) и (4.28) часто называют законом Кулона для сыпучих и связных грунтов, формулируя этот закон в таком виде: сопротивление грунтов сдвигу есть функция первой степени от нормального давления.

Обычно при использовании этих уравнений индекс «пр» (предельное) при τ опускают, имея в виду, что они справедливы только в предельном состоянии. Очевидно, что чем больше при равных σ значения параметров φ и c , тем более прочным является данный грунт.

Давление связности. Угол отклонения. Уравнение (4.28) часто

бывает удобно представить в той же форме, что и уравнение (4.27), записав его в виде

$$\tau_{пр} = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.29)$$

где $\sigma_c = c/\operatorname{tg} \varphi = c \operatorname{ctg} \varphi$ — давление связности грунта, суммарно заменяющее действие всех сил сцепления. Такая запись позволяет формально заключить, что проявление связности (сцепления) грунта как бы эквивалентно фиктивному увеличению нормального напряжения в плоскости сдвига, повышающему прочность грунта.

Теперь, выделив элементарную площадку в плоскости сдвига грунта, можно рассмотреть изменение на ней напряжений, действующих в процессе испытания образца (рис. 4.13). Примем величины c и φ постоянными и не зависящими от σ . Тогда общее значение нормального напряжения $\sigma + \sigma_c$ в течение всего испытания остается также постоянным. Ступенчатое нагружение образца горизонтальной нагрузкой приводит только к возрастанию τ .

При $\tau_i < \tau_{пр}$ в образце развиваются некоторые горизонтальные перемещения δ , однако сдвиг еще не происходит и прочность грунта остается не исчерпанной. По мере возрастания τ_i увеличивается угол отклонения θ_i равнодействующей нормальных и касательных сил p_i от оси нормальных напряжений. При этом всегда сохраняется условие

$$\operatorname{tg} \theta_i = \tau_i / (\sigma + \sigma_c). \quad (4.30)$$

Как только величина τ_i достигнет предельного значения, равного сопротивлению грунта сдвигу, т. е. $\tau_i = \tau_{пр}$, произойдет разрушение грунта в плоскости сдвига и дальнейшее увеличение τ оказывается невозможным. При этом угол отклонения достигает своего максимального значения θ_{\max} . Тогда, подставив в (4.30) $\tau_i = \tau_{пр}$ и $\operatorname{tg} \theta_i = \operatorname{tg} \theta_{\max}$ и сравнив полученное выражение с (4.29), можно записать важное условие

$$\theta_{\max} = \varphi, \quad (4.31)$$

т. е. максимальный угол отклонения равен углу внутреннего трения грунта. Очевидно, что это условие справедливо и для сыпучих грунтов, где $\sigma_c = 0$.

Сопротивление сдвигу при сложном напряженном состоянии. Теория прочности Кулона — Мора. В § 4.1 отмечалось, что схема одноплоскостного сдвига соответствует лишь частным случаям разрушения грунта в основании сооружений. В общем случае, как это делалось и при изучении деформируемости грунта, необходимо

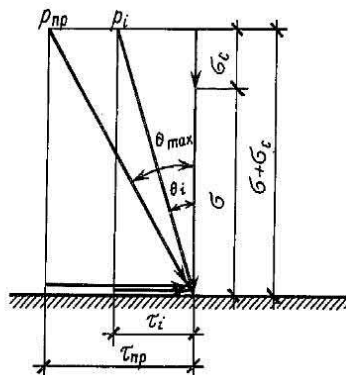


Рис. 4.13. Напряжения на элементарной площадке в плоскости сдвига грунта

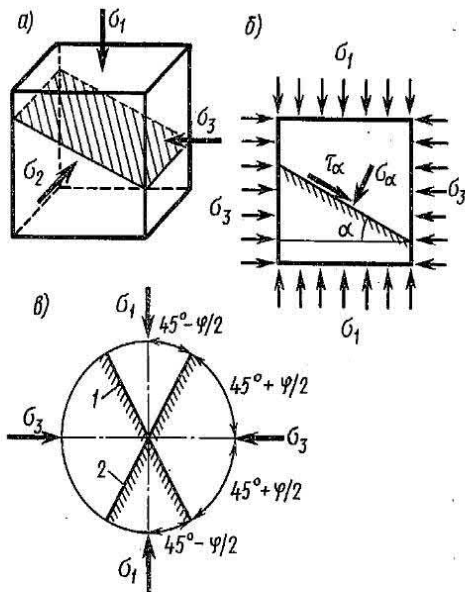


Рис. 4.14. Положение площадки скольжения (а); напряжения на наклонной площадке (б) и ориентация площадок скольжения относительно направления действия главных напряжений (в):

1, 2 — площадки скольжения

рассмотреть прочность грунта в условиях сложного напряженного состояния. Для этого используется теория прочности Кулона — Мора.

Пусть к граням элементарного объема грунта приложены главные напряжения $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (рис. 4.14, а). Будем постепенно увеличивать напряжение σ_1 , оставляя постоянной величину σ_3 . В конце концов в соответствии с теорией Кулона — Мора произойдет сдвиг по некоторой площадке, наклоненной к горизонтальной плоскости, причем промежуточное главное напряжение σ_2 будет действовать параллельно этой площадке, никак не влияя на сопротивление грунта сдвигу. Поэтому из дальнейшего рассмотрения оно может быть исключено.

В отличие от схемы одноплоскостного сдвига, где положение поверхности разрушения было фиксировано зазором между верхней и нижней каретками, в случае сложного напряженного состояния положение этой площадки неизвестно. В теории Кулона — Мора принимается, что на площадке скольжения выполняется условие (4.27) для сыпучих или (4.28) для связных грунтов. Тогда определить положение площадки скольжения можно следующим образом. Запишем известные из курса сопротивления материалов выражения для касательного и нормального напряжений на наклонной площадке в виде (рис. 4.14, б):

$$\begin{aligned} \tau_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha; \\ \sigma_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha. \end{aligned} \quad (4.32)$$

Согласно (4.28), на площадке скольжения эти напряжения в предельном состоянии будут связаны выражением

$$\tau_\alpha = \sigma_\alpha \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (4.33)$$

Тогда положение площадки скольжения можно определить из условия экстремума выражения (4.33)

$$\frac{\partial(\tau_\alpha - \sigma_\alpha \operatorname{tg} \varphi - c)}{\partial \alpha} = 0, \quad (4.34)$$

подставив сюда соответствующие выражения из (4.32).

Дифференцируя в соответствии с (4.34) и проведя преобразования, получим

$$\alpha_{\text{пр}} = \pi/4 \pm \varphi/2. \quad (4.35)$$

Отсюда следует, что в предельном состоянии в каждой точке грунта имеются две сопряженные площадки скольжения, наклоненные под углом $\pi/4 - \varphi/2$ к линии действия максимального и $\pi/4 + \varphi/2$ — минимального главного напряжения (рис. 4.14, в).

Графическая интерпретация теории Кулона — Мора. Условие предельного равновесия. Приведенные выше положения наглядно иллюстрируются с помощью графического построения кругов напряжений Мора для предельного состояния. Пусть некоторый образец связного грунта испытывался в условиях плоской задачи (рис. 4.14, б) при постоянном значении минимального главного напряжения $\sigma_3 = \text{const}$ так, чтобы при некотором значении максимального главного напряжения σ_1 наступило его разрушение, т. е. в нем сформировались площадки скольжения. В координатных осях $\tau - \sigma$ построим в соответствии с правилами курса сопротивления материалов круг напряжений Мора (рис. 4.15). Отложим на оси τ отрезок OE , соответствующий сцеплению c данного грунта. Если теперь через точку E провести касательную к кругу напряжений, пересекающуюся с осью σ , то получим графическое изображение прямой, соответствующей уравнению сопротивления сдвигу связного грунта (4.28)

Действительно, из треугольника $O'AC'$ можно записать $AC' = O'C' \operatorname{tg} \varphi$, т. е. $\tau_{\text{пр}} = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi$, что соответствует уравнению (4.29). Поскольку в соответствии с построениями на рис. 4.15 $\sigma_c = c/\operatorname{tg} \varphi$, отсюда легко получить зависимость

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Можно также показать, что для любой точки на круге напряжений с координатами τ_α и σ_α , соответствующими напряжениям на наклонной площадке, не находящейся в предельном состоянии, угол отклонения θ будет всегда меньше максимального угла отклонения $\theta_{\text{max}} = \varphi$ [см. уравнения (4.30)]

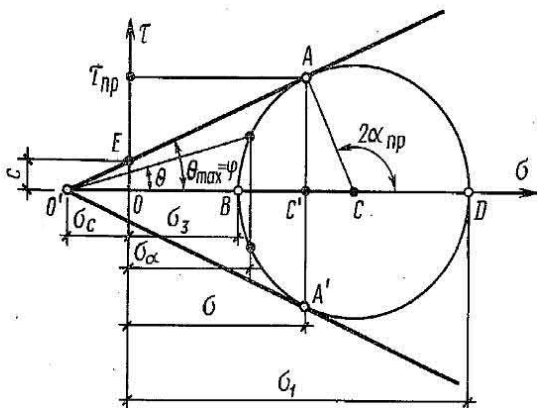


Рис. 4.15. Круг напряжений и график сопротивления сдвигу связного грунта в условиях плоской задачи

и (4.31)]. Также отметим, что прямая сопротивления сдвигу не может пересекать круг напряжений, так как иначе пришлось бы допустить, что θ может быть больше φ или, что то же самое, τ может быть больше $\tau_{пр}$, а это, как следует из рис. 4.13, физически невозможно.

Точка касания A прямой сопротивления сдвигу к кругу напряжений определяет наклон площадки скольжения к направлению главных напряжений. Поскольку треугольник $O'AC$ прямоугольный, имеем $180^\circ - 2\alpha_{пр} = 180^\circ - (90^\circ + \varphi)$. Отсюда получаем одно из двух условий выражения (4.35): $\alpha_{пр} = \pi/4 + \varphi/2$. Так как главные напряжения взаимно перпендикулярны, это определяет и второе условие $\alpha_{пр} = \pi/4 - \varphi/2$. Если же аналогичным образом рассмотреть и вторую касательную к кругу напряжений $O'A'$ на рис. 4.15, все эти рассуждения можно использовать и для второй сопряженной площадки скольжения, показанной на рис. 4.14, в.

Из построений на рис. 4.15 легко получить следующее важное условие: так как $\sin \varphi = \frac{AC}{O'C}$, а $O'C = O'O + OB + BC$, то, учитывая,

что $AC = BC = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$; $O'O = \sigma_c$; $OB = \sigma_3$, имеем

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c). \quad (4.36)$$

Выражение (4.36) часто называют условием предельного равновесия связных грунтов, так как оно показывает предельное соотношение между главными напряжениями σ_1 и σ_3 , при котором в данной точке массива грунта, характеризуемого параметрами прочности φ и $c = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi$, наступает состояние предельного равновесия. Очевидно, что для сыпучих грунтов, для которых $c = 0$, условие предельного равновесия будет иметь более простой вид:

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3). \quad (4.37)$$

Отметим, что если в какой-либо точке грунта имеет место такое соотношение главных напряжений, при котором правая часть уравнений (4.36) или (4.37) оказывается меньше величины $\sin \varphi$ данного грунта, это означает, что грунт в этой точке находится в допредельном состоянии по прочности. В этом нетрудно убедиться, построив соответствующий круг напряжений, так как он не будет касаться прямой сопротивления сдвигу. Соответственно условие, когда правая часть приведенных уравнений оказывается больше величины $\sin \varphi$, физически невозможно, поскольку величина θ не может быть больше φ .

Если учесть, что главные напряжения выражаются через компоненты напряжений с помощью известных зависимостей

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}, \quad (4.38)$$

то уравнение (4.36) можно записать в виде

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_c)^2 \sin^2 \varphi. \quad (4.39)$$

Напомним, что это условие используется при решении задач теории предельного равновесия [см. формулы (3.11)]. Аналогичным образом можно было бы выразить и уравнение (4.37).

Испытания по схеме трехосного сжатия. Наибольшее распространение получила схема стабилметрического нагружения грунта. Принципиальная схема стабилметра показана на рис. 4.16. Цилиндрический образец грунта 4 помещается в рабочую камеру прибора 7, заполненную водой или глицерином. Для того чтобы предохранить образец от поступления жидкости, его окружают тонкой резиновой оболочкой 6. Нормальное напряжение σ_1 создается в образце через штамп 2 с помощью нагрузочного устройства. Боковое напряжение $\sigma_2 = \sigma_3$ осуществляется созданием в жидкости рабочей камеры гидростатического давления. Измерение давления в камере производится манометром 3, вертикальных перемещений образца — индикаторами 5. Для отжатия воды из образца в процессе испытания или, наоборот, его насыщения используется система дырчатых штампа и поддона с трубками, прикрытыми кранами 1.

Для вычисления горизонтальных перемещений используется тонкая градуированная трубка (волюмометр 8), снабженная краном 1 и позволяющая определить объем жидкости, вытекающей из рабочей камеры прибора, что соответствует объемной деформации образца.

Испытания в стабилметре проводятся для изучения деформационных и прочностных характеристик грунтов, причем в первом случае опыт можно проводить как в условиях компрессионного испытания, так и по схеме трехосного сжатия. В случае компрессионного испытания кран волюмометра перекрывается, производится вертикальное нагружение образца и с помощью манометра определяются возникающие в результате горизонтальные напряжения $\sigma_2 = \sigma_3$. Это позволяет для любой ступени нагружения по формулам (4.12) вычислить соответствующие значения коэффициента бокового давления $\xi = \sigma_2/\sigma_1 = \sigma_3/\sigma_1$ и коэффициента Пуассона. При испытаниях по схеме трехосного сжатия кран волюмометра остается открытым. По показаниям индикаторов рассчитывают вертикальную деформацию ε_1 , по уменьшению объема жидкости в рабочей камере — боковые деформации $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$, по показаниям

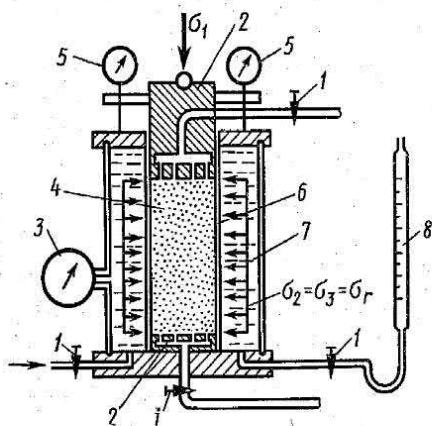


Рис. 4.16. Схема стабилметра

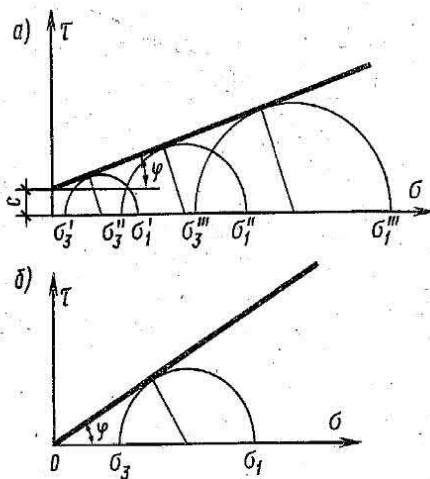


Рис. 4.17. Определение прочностных характеристик по опытам в стабилометре:

а — связный грунт; б — сыпучий грунт

манометра — соответствующие им боковые напряжения $\sigma_2 = \sigma_3$ и с использованием уравнений (4.17) находят значения модуля объемного сжатия K и модуля сдвига G .

Прочностные характеристики грунта в стабилометре определяют испытанием нескольких образцов-близнецов. Для этого в каждом испытании к образцу прикладывается постоянное, но разное для различных образцов боковое давление (например, $\sigma'_2 = \sigma'_3 < \sigma''_2 = \sigma''_3 < \sigma'''_2 = \sigma'''_3$ и т. д.). Для каждого из этих образцов определяется значение σ_1 , соответствующее разрушению. Очевидно, что $\sigma'_1 < \sigma''_1 < \sigma'''_1$ и т. д.

Затем по результатам серии испытаний строят круги предельных напряжений (рис. 4.17). Касательная к этим кругам позволяет определить параметры сопротивления грунта сдвигу φ и c . Для песчаного грунта достаточно проведения одного опыта, так как при $c = 0$ касательная к кругу Мора в этом случае выходит из начала координат.

Методика опытов по стабилометрическому нагружению основывается на предпосылке теории Кулона — Мора: среднее главное напряжение σ_2 не влияет на сопротивление грунта сдвигу. В более точных моделях грунта (например, модель Мизеса — Боткина) предусматривается возможность учета влияния этого напряжения. Тогда для определения прочностных характеристик используется прибор, позволяющий нагружать образец независимыми главными напряжениями, схема которого показана на рис. 4.1, д. Наиболее удачная конструкция такого прибора в нашей стране предложена А. Л. Крыжановским.

Сопротивление сдвигу грунтов в нестабилизированном состоянии. Изложенное выше соответствует проведению испытаний грунтов в стабилизированном состоянии, т. е. когда осадка образца от действия сжимающего напряжения прекратилась. Как указывалось, такой режим нагружения имитирует медленное возрастание нагрузок на основание, например при строительстве сооружения. В некоторых случаях, например при быстром нагружении очень медленно консолидируемого основания, бывает необходимым определить сопротивление сдвигу грунта в нестабилизированном состоянии.

Напомним, что при незавершенной консолидации водонасыщен-

ного пылевато-глинистого грунта эффективное напряжение в скелете, вызывающее уплотнение грунта, всегда меньше полного напряжения [см. формулу (4.26)]. Тогда и сопротивление сдвигу не полностью консолидированного грунта будет меньше, чем того же грунта в стабилизированном состоянии, и определится выражением

$$\tau_{пр} = (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (4.40)$$

Применяются различные схемы опытов для определения сопротивления грунта сдвигу в нестабилизированном состоянии. Наиболее точные данные получаются в стабилметрических испытаниях с использованием специальных приспособлений для измерения порового давления u_w в процессе нагружения.

4.5. Другие методы определения характеристик деформируемости и прочности грунтов

В практике изысканий для строительства используются и другие методы изучения деформационных и прочностных свойств грунтов, регламентируемые действующими ГОСТами. Ниже приводятся основные сведения о наиболее распространенных методах испытаний, а также некоторые новейшие разработки в этой области.

Полевые испытания пробной статической нагрузкой. Используются для определения как деформационных, так и прочностных характеристик в тех случаях, когда оказывается трудно или даже невозможно отобрать образцы грунта без нарушения их природного состояния. Кроме того, полевые испытания являются основным методом исследования трещиноватых скальных грунтов, что подробно рассмотрено в работе С. Б. Ухова (1975).

Испытания пробной статической нагрузкой для определения модуля деформации грунтов проводятся в шурфах или скважинах инвентарными жесткими штампами в первом случае площадью 0,5...1,0 м², во втором — 600 см². Схема опыта показана на рис. 4.18, а. На дно шурфа или скважины 1 устанавливается плотно притертый к основанию штамп 2, соединенный стойкой 3 с нагрузочной платформой 4. К платформе прикладывается возрастающая ступенями нагрузка 5 (в производственных условиях часто создается фундаментными блоками). Зная давление p , создаваемое в основании штампа нагрузкой, и измеряя стабилизированную осадку s от каждой ступени, можно построить опытную зависимость

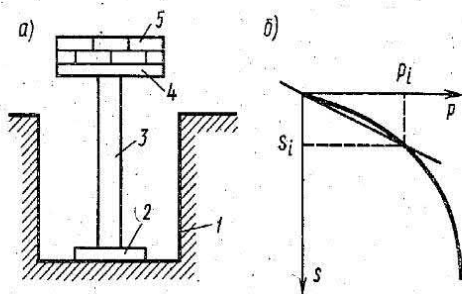


Рис. 4.18. Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний грунта на сжатие

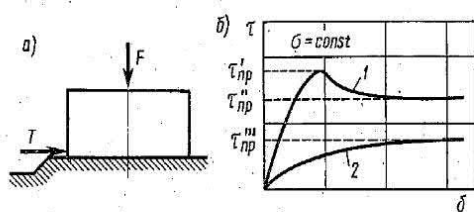


Рис. 4.19. Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний грунта на сдвиг

$$E = \frac{\omega b(1 - \nu^2) p_i}{s_i}, \quad (4.41)$$

где ω — коэффициент, зависящий от формы жесткого штампа и принимаемый для круглого штампа равным 0,78; для квадратного — 0,88; b — ширина или диаметр штампа; ν — коэффициент Пуассона грунта, принимаемый обычно равным 0,25; p_i , s_i — давление и осадка штампа в пределах линейной зависимости кривой на рис. 4.18, б.

При определении характеристик сопротивления грунта сдвигу используется схема, показанная на рис. 4.19, а. Бетонный штамп, обычно площадью 0,5...1,0 м², устанавливается (или бетонируется в случае скальных пород) на основании. К нему тем или иным способом прикладывается сжимающая нагрузка F и после стабилизации осадок ступенями — сдвигающая нагрузка T . В процессе опыта фиксируются горизонтальные и вертикальные перемещения штампа. Характерные кривые зависимости горизонтальных перемещений при возрастании τ показаны на рис. 4.19, б. Кривая 1 соответствует испытаниям плотного песка или малотрещиноватых скальных грунтов, кривая 2 — рыхлого песка или сильнотрещиноватого (разборного) скального грунта.

В первом случае отмечаются два характерных критерия прочности: $\tau'_{пр}$ — пиковое, $\tau''_{пр}$ — остаточное сопротивления сдвигу, во втором — только $\tau'''_{пр}$ кривая 2 — остаточное сопротивление сдвигу. Это связано с различным характером разрушения грунта в основании штампа. Так, в плотном песке и малотрещиноватой скальной породе разрушение сопровождается разуплотнением (дилатансией) грунта в зоне сдвига, что отмечается по подъему штампа. В рыхлом песке и разборном скальном грунте при сдвиге происходит дополнительное уплотнение (контракция) грунта и штамп при перемещении дает осадку.

Сложность полевых испытаний для определения прочностных характеристик грунтов заключается не только в громоздкости эксперимента, но и в том, что одно такое испытание позволяет определить лишь пару значений $\tau_{пр}$ и σ , т. е. положение лишь одной точки на графике сопротивления сдвигу. В указанной выше работе С. Б. Ухова приведены рекомендации, позволяющие построить всю эту зависимость только по одному штамповому опыту.

Испытания шариковым штампом. Н. А. Цытовичем был предложен и широко используется в практике изысканий метод шариковой пробы для определения сцепления связных грунтов. Существо метода заключается в том, что с помощью шарика диаметром d на грунт передается усилие F и измеряется осадка штампа s (рис. 4.20, а). Тогда в соответствии с решением акад. А. Ю. Иплинского сцепление можно определить по формуле

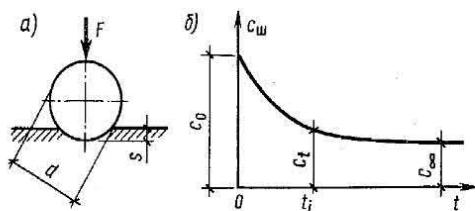


Рис. 4.20. Схема испытаний шариковым штампом (а) и кривая длительной прочности грунта (б)

$$c_{ш} = 0,18 \frac{F}{\pi ds}. \quad (4.42)$$

При проведении испытаний необходимо, чтобы отношение осадки штампа к его диаметру находилось в пределах

$$0,005 < s/d < 0,1. \quad (4.43)$$

Полученное таким образом значение сцепления соответствует определенному в сдвиговых испытаниях для вязких очень малоуплотняющихся грунтов при $\varphi < 5^\circ$ (жирные глинистые грунты, мерзлые грунты и т. п.) При большем значении угла внутреннего трения грунта В. Г. Березанцев рекомендует в правую часть уравнения (4.42) вводить понижающий коэффициент M . Так, при $\varphi = 0^\circ$ $M = 1$; при $\varphi = 10^\circ$ $M = 0,61$; при $\varphi = 20^\circ$ $M = 0,28$; при $\varphi = 30^\circ$ $M = 0,12$.

Метод шариковой пробы удобен для определения изменения прочностных свойств грунтов в зависимости от времени действия нагрузки. Поскольку осадка s с течением времени увеличивается, в соответствии с выражением (4.42) шариковое сцепление будет уменьшаться. Это позволяет (рис. 4.20, б) ввести понятия мгновенной прочности c_0 , прочности, соответствующей некоторому времени действия нагрузки $t - c_t$ и предела длительной прочности c_w^g , к которому будет стремиться сцепление при очень продолжительном времени действия нагрузки. Очевидно, что если необходимо оценить прочность грунта при воздействии мгновенной нагрузки (например, удар при посадке самолета), то следует исходить из величин, близких к мгновенной прочности (в данном случае с учетом динамического воздействия). Для обеспечения же длительной устойчивости, например, горных склонов, сложенных мерзлыми или глинистыми грунтами, следует принимать в расчет предел длительной прочности.

Косвенные методы определения механических свойств. Наиболее распространенным методом косвенного определения характеристик деформационных и прочностных свойств грунтов является

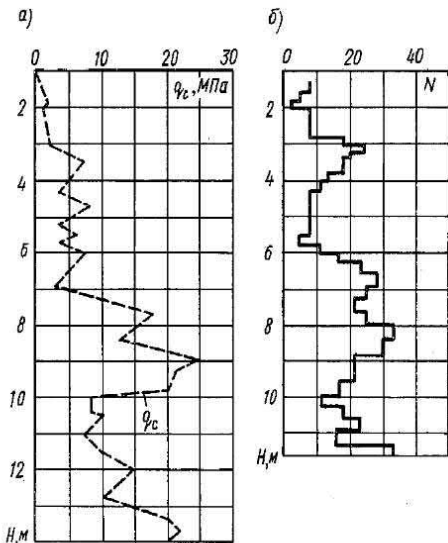


Рис. 4.21. Графики статического (а) и динамического (б) зондирования грунтов основания

зондирование, подробно описанное в работе Ю. Г. Трофименкова и Л. Н. Воробкова*. Зондирование основано на определении сопротивления погружению в грунт наконечника-зонда на глубину, превышающую его размеры. Различают статическое и динамическое зондирование.

Статическое зондирование заключается в медленном задавливании в грунт с помощью домкратов стандартного зонда — конического наконечника с углом при вершине 60° . Применяются различные конструкции зондов, позволяющие получать информацию как о лобовом сопротивлении, так и о сопротивлении трению по боковой поверхности, что ва-

жно, в частности, для проектирования свайных фундаментов (см. гл. 11).

В простейшем случае измеряют удельное сопротивление погружению конуса зонда q_c (МПа) и строят график изменения этой величины по глубине исследуемой толщи грунта (рис. 4.21, а). Зная величину q_c , можно определить модуль деформации:

для пылевато-глинистых грунтов

$$E = 3q_c; \quad (4.44)$$

для песчаных грунтов

$$E = 7q_c. \quad (4.44')$$

Характеристики сопротивления сдвигу пылевато-глинистых грунтов по данным статического зондирования определяют по эмпирическим формулам

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= 0,045q_c + 0,26; \\ c &= 0,0116q_c + 0,125. \end{aligned} \quad (4.45)$$

Динамическое зондирование производится путем забивки или ударно-вращательного погружения в грунт зонда из колонки штанг также с коническим наконечником. При этом определяется показатель зондирования N , равный числу ударов, необходимых

*Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., 1981.

для погружения зонда на 10 см. Результаты зондирования отображаются на графике (рис. 4.21, б). Зная из опыта величину N , удельную энергию зондирования, зависящую от параметров установки, и ряд коэффициентов, учитывающих динамический процесс зондирования, можно определить динамическое сопротивление грунта q_d . В свою очередь, величина q_d позволяет судить о плотности песчаных грунтов, значении их прочностных и деформационных показателей, а также об ориентировочном значении модуля деформации суглинков и глин.

Расчетно-экспериментальный метод. Во многих случаях (элювиальные грунты, валунно-глыбовые отложения, каменная наброска, трещиноватые скальные массивы и др.) грунты приходится рассматривать как масштабно неоднородные тела, так как выделенные из них объемы разных размеров характеризуются различным строением, состоянием, а иногда и составом. При этом в полевых и тем более лабораторных условиях не всегда удастся обеспечить испытания такого объема грунта, который был бы представительным по отношению ко всему массиву (см. § 3.2). В изыскательской практике характеристики прочностных и деформационных свойств таких грунтов обычно назначают по результатам испытаний наиболее слабых составляющих. С. Б. Уховым* предложен принципиально новый подход к определению деформационных и прочностных характеристик таких грунтов, названный им расчетно-экспериментальным методом.

Сущность этого метода заключается в следующем. По данным инженерно-геологического анализа или фотографирования обнажения грунта составляется его «типовая структура», характеризующая особенности строения грунта (содержание и форму крупных включений и заполнителя между ними, относительное расположение включений). При этом размеры такой модели могут составлять десятки сантиметров, метры и более. Пример одной из исследованных типовых структур показан на рис. 4.22, а.

С помощью лабораторных или полевых исследований определяются характеристики деформационных и прочностных свойств грунтовых материалов, составляющих типовую структуру (например, включений и заполнителя на рис. 4.22, а). Затем выполняется чис-

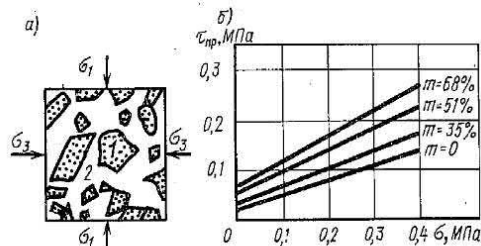


Рис. 4.22. Типовая структура образца (а) и графики сопротивления сдвигу суглинков с различным содержанием m включений щебня (б):

1 — прочные включения (щебень); 2 — пластичный заполнитель (суглинок)

*Ухов С. Б., Конвиз А. В., Семенов В. В. Механические свойства крупнообломочных грунтов с заполнителем // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1993. — № 1. — С. 2 — 7.

ленное моделирование эксперимента с типовой структурой. Такое моделирование удобно проводить методом конечных элементов (см. гл. 8). Для этого к граням образца прикладывают постоянные значения минимального главного напряжения σ_3 и возрастающие значения максимального главного напряжения σ_1 . Для каждого соотношения действующих напряжений такого неоднородного образца с известными характеристиками свойств составляющих его материалов проводится расчет напряженно-деформированного состояния. Неограниченное возрастание интенсивности сдвиговых деформаций с увеличением интенсивности касательных напряжений [см. формулы (3.5), (3.6)] позволяет фиксировать момент разрушения образца. После проведения нескольких таких математических испытаний оказываются возможными построение кругов напряжений типа, показанных на рис. 4.17, *a* и определение параметров φ и c для образца, характеризуемого типовой структурой. Одновременно по изложенным выше правилам можно определить и деформационные показатели образца.

Важно отметить, что, как показали многочисленные расчеты, проведенные А. В. Коввизом, определяющее влияние на результат имеют характеристики механических свойств включений и заполнителя и их относительное содержание. Относительное расположение, размеры и форма материала включений имеют существенно меньшее значение.

На рис. 4.22, *б* представлены определенные изложенным методом графики сопротивления сдвигу для суглинка с различным содержанием заполнителя в виде щебня мергеля. Прямая при $m=0$ соответствует суглинку без щебня. Видно, что учет более прочного заполнителя приводит к значительному повышению прочности грунта. Еще сильнее возрастает с повышением содержания прочных включений модуль деформации. Так, для чистого суглинка было установлено $E=7,6$ МПа; при $m=35\%$ $E=7,9$ МПа; при $m=51\%$ $E=21,4$ МПа; при $m=68\%$ $E=54,6$ МПа. Приведенные расчетные величины хорошо подтверждаются непосредственными экспериментами.

Таким образом, использование расчетно-экспериментального метода дает возможность не только определить истинные характеристики механических свойств масштабно неоднородных грунтов, но и получить более высокие их показатели по сравнению с используемыми сейчас на практике. Это приводит к принятию более экономичных инженерных решений. В настоящее время этот метод использован В. В. Семеновым при определении показателей фильтрационных и механических свойств трещиноватых скальных грунтов.

4.6. Определение расчетных характеристик механических свойств грунтов

Понятия о нормативных и расчетных значениях физических характеристик грунтов, связанные с их неоднородностью в естественных условиях залегания, были рассмотрены в § 2.1. Там же приведе-

ны правила определения нормативных характеристик физических свойств, которые остаются справедливыми и для нахождения нормативных значений модулей деформации скальных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов. Было показано, что расчетные значения характеристик X определяются делением соответствующей нормативной характеристики X_H на коэффициент надежности по грунту γ_g :

$$X = X_H / \gamma_g. \quad (4.46)$$

В соответствии со СНиП 2.02.01 — 83 коэффициент надежности по грунту γ_g при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c скальных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c , а также плотности грунта ρ) устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности. Для прочих характеристик грунта допускается принимать $\gamma_g = 1$.

Расчетное значение модуля деформации грунта. Таким образом, действующий СНиП допускает принимать расчетное значение модуля деформации скального грунта равным его нормативному значению. При этом определение модуля деформации грунта в лабораторных условиях должно проводиться не менее чем по шести образцам. В полевых условиях при испытаниях штампом можно ограничиваться тремя опытами (или даже двумя, если их результаты отличаются от среднего не более чем на 25%).

Нормативные значения характеристик сопротивления сдвигу грунта. Прочностные характеристики сопротивления сдвигу φ и c определяются не непосредственно из опытов, а после построения графиков $\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ (см. рис. 4.11, 4.12). При этом учет естественного разброса опытных точек при аппроксимации их линейной зависимости производится обработкой экспериментальных данных методом наименьших квадратов. Тогда нормативные значения $\operatorname{tg} \varphi_H$ и c_H находятся по формулам

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi_H &= \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right); \\ c_H &= \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right), \end{aligned} \quad (4.47)$$

где n — число экспериментов по определению предельного сопротивления сдвигу τ_i при данных σ_i ; Δ — общий знаменатель этих выражений:

$$\Delta = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2. \quad (4.48)$$

Расчетные значения прочностных характеристик и плотности грунта. Эти величины определяются по формуле (4.46), где коэффициент надежности по грунту вычисляют из выражения

$$\gamma_g = 1/(1 \pm \delta), \quad (4.49)$$

где δ — доверительный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения (в данном случае — среднего арифметического), в пределах которого с заданной вероятностью α находится «истинное» (генеральное) среднее значение. Знак перед показателем δ выбирают так, чтобы обеспечить большую надежность расчета.

Для R_c и ρ

$$\delta = t_\alpha V / \sqrt{n}; \quad (4.50)$$

для c и $\text{tg } \varphi$

$$\delta = t_\alpha V, \quad (4.51)$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. 4.1 в зависимости от заданной вероятности (надежности) α и числа определений n .

Таблица 4.1. Значения коэффициента t_α

Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α , равном		Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α , равном		Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α , равном	
	0,85	0,95		0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	9	1,10	1,83	16	1,07	1,75
3	1,25	2,35	10	1,10	1,81	17	1,07	1,74
4	1,19	2,13	11	1,09	1,80	18	1,07	1,73
5	1,16	2,01	12	1,08	1,78	19	1,07	1,73
6	1,13	1,94	13	1,08	1,77	20	1,06	1,72
7	1,12	1,90	14	1,08	1,76	30	1,05	1,70
8	1,11	1,86	15	1,07	1,75	40	1,05	1,68

В формулах (4.50) и (4.51) V — коэффициент вариации определяемой характеристики, который вычисляется по формуле

$$V = \sigma / X_H, \quad (4.52)$$

где X_H — нормативное значение характеристики; σ — среднее квадратичное отклонение, определяемое:

для R_c и ρ

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_H - X_i)^2}; \quad (4.53)$$

для $\text{tg } \varphi$ и c

$$\sigma_{\text{tg } \varphi} = \sigma_r \sqrt{\frac{n}{\Delta}};$$

$$\sigma_c = \sigma_\tau \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}, \quad (4.54)$$

где

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n - \tau_i)^2}, \quad (4.55)$$

Δ определяется из выражения (4.48).

Порядок вычисления расчетных характеристик. Нормативные значения характеристик R_c и ρ вычисляются в соответствии с изложенным в § 2.1. Обычно число определений при этом составляет не менее 6. Нормативные значения $\operatorname{tg} \varphi$ и c вычисляют по формуле (4.47). Затем по формулам (4.53) или (4.54) вычисляют значения средних квадратичных отклонений искомых характеристик и по формуле (4.52) находят их коэффициенты вариации. При известных значениях V по формулам (4.50) или (4.51) рассчитывают показатель δ . При этом значения t_α выбирают по таблице: для R_c и σ — при $n-1$; для $\operatorname{tg} \varphi$ и c — при $n-2$, где n — число опытных определений.

Зная показатель δ для определяемой расчетной характеристики, по формуле (4.49) рассчитывают коэффициент надежности по грунту и по формуле (4.46) определяют расчетные характеристики.

При расчетах по первой группе предельных состояний (по несущей способности) расчетные характеристики определяют при доверительной вероятности $\alpha=0,95$ и часто обозначают как $\operatorname{tg} \varphi_I$, c_I , ρ_I ; при расчетах по второй группе предельных состояний (по деформациям) — при $\alpha=0,85$ и обозначают как $\operatorname{tg} \varphi_{II}$, c_{II} , ρ_{II} .

Глава 5

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВАХ ГРУНТОВ

5.1. Основные положения

Напряжения в массивах грунтов, служащих основанием, средой или материалом для сооружения, возникают под воздействием внешних нагрузок и собственного веса грунта. Знание напряжений необходимо для расчетов деформаций грунтов, обуславливающих осадки и перемещения сооружений, для оценки прочности, устойчивости грунтов и давления на ограждения. Кроме того, для расчетов конструкций фундаментов сооружений необходимо знать реактивные напряжения, возникающие в контакте между фундаментом и основанием.

Распределение напряжений в грунтовой толще зависит от многих факторов. Прежде всего к ним относятся характер и режим нагружения массива, инженерно-геологические и гидрогеологические

кие особенности площадки строительства, состав и физико-механические свойства грунтов. Формирование напряжений в грунтовой толще происходит не мгновенно при приложении нагрузки, а может развиваться весьма длительное время. Это связано со скоростью протекания деформаций и особенно сильно проявляется в пылевато-глинистых грунтах, где процессы фильтрационной консолидации и ползучести развиваются очень медленно.

Под действием собственного веса в массивах грунтов всегда формируется начальное напряженное состояние, иногда осложняемое различными геодинамическими процессами. Поэтому напряжения, возникающие в массивах грунтов от действия сооружения, накладываются на уже имеющиеся в нем собственные напряжения. Это приводит к формированию сложного поля напряжений в грунтовой толще.

Таким образом, определение напряжений в массиве грунтов представляет собой сложную задачу. Во многих случаях при инженерных расчетах решение этой задачи основывается на ряде упрощающих допущений, которые были рассмотрены в гл. 3. Напомним, что к ним относятся предположения об однородности строения массива, изотропии механических свойств грунтов и их линейной деформируемости. Это позволяет для расчетов напряжений в грунтах использовать хорошо разработанный аппарат линейной теории упругости.

Определенное с помощью теории упругости поле напряжений соответствует конечному, стабилизированному, состоянию грунтов, т. е. тому моменту времени, когда все деформации, вызванные приложением нагрузок, уже завершились. В особых случаях, при проектировании наиболее ответственных сооружений, а также при строительстве в сложных грунтовых условиях, применяются и более сложные модели, позволяющие определять изменение поля напряжений в процессе деформирования грунтов.

Одним из важнейших следствий применения теории упругости к расчетам напряжений в грунтах является постулирование принципа суперпозиции, т. е. независимости действия сил. Это позволяет рассчитывать напряжения в массиве от действия собственного веса грунта и нагрузок, вызываемых сооружением, независимо друг от друга и, суммируя полученный результат, определять общее поле напряжений.

Расчетная схема взаимодействия сооружения и основания. С учетом изложенного выше, при расчетах оснований и фундаментов промышленных и гражданских сооружений обычно используется следующая расчетная схема. Пусть имеется некоторое сооружение, передающее нагрузки на основание (рис. 5.1, а). Упростим задачу, выделив из этой системы отдельный фундамент шириной b и заменим воздействие на него сооружения соответствующей комбинацией нагрузок (рис. 5.1, б). Тогда под действием этих нагрузок, с учетом веса фундамента Q и грунта на его обрезах G , по

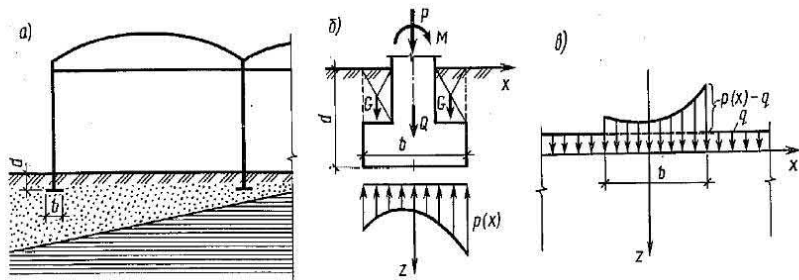


Рис. 5.1. Схема взаимодействия сооружения и основания (а); схема фундамента и реактивного напряжения по его подошве (б); расчетная схема передачи нагрузок ниже подошвы фундамента (в)

подошве фундамента возникнут реактивные нормальные напряжения $p(x)$, отражающие силы взаимодействия сооружения, фундамента и грунтов основания. Характер распределения этих напряжений по подошве фундамента, вообще говоря, неизвестен, однако должно соблюдаться условие равновесия действующих нагрузок и реактивных напряжений.

Поскольку подошва фундамента всегда заглубляется ниже поверхности земли, в уровне подошвы по сторонам от фундамента будет действовать еще некоторое равномерно распределенное напряжение q , соответствующее весу слоя грунта, равного глубине заложения фундамента d . Тогда можно считать, что на основание в плоскости, проходящей через подошву фундамента, действует нагрузка, составленная из эпюры напряжений $p(x)$ в пределах подошвы фундамента и равномерно распределенной эпюры напряжений q (рис. 5.1, в).

Важно отметить, что до строительства сооружения в плоскости подошвы будущего фундамента уже действовали нормальные напряжения от веса грунта q , поэтому дополнительная нагрузка на основание, возникающая от строительства сооружения, будет определяться уже не полной величиной $p(x)$, а разностью $p(x) - q$. Тогда напряжения в любой точке основания ниже подошвы фундамента могут быть определены как сумма напряжений от веса грунта, залегающего выше этой точки, и от дополнительной нагрузки под подошвой фундамента $p(x) - q$.

С другой стороны, при расчетах фундаментных конструкций исходят из того, что реактивная нагрузка отпора грунта, действующая на подошву фундамента, равна $p(x)$. Следовательно, фундамент находится под действием сил, показанных на рис. 5.1, б.

Основные задачи расчета напряжений. Из изложенного вытекают основные задачи расчета напряжений, рассматриваемые в настоящей главе:

распределение напряжений по подошве фундаментов и сооружений, а также по поверхности взаимодействия конструкций с мас-

сивами грунта, часто называемых контактными напряжениями;

распределение напряжений в массиве грунта от действия местной нагрузки, соответствующей контактным напряжениям;

распределение напряжений в массиве грунта от действия собственного веса, часто называемых природным давлением.

5.2. Определение напряжений по подошве фундаментов и сооружений

Общие положения. При взаимодействии фундаментов и сооружений с грунтами основания на поверхности контакта возникают контактные напряжения. Знание контактных напряжений необходимо как для расчета напряжений в основании, создаваемых сооружением, так и для расчетов самих конструкций.

Отметим, что расчет сооружений на действие контактных напряжений обычно рассматривается в курсе строительной механики.

Характер распределения контактных напряжений зависит от жесткости, формы и размеров фундамента или сооружения и от жесткости (податливости) грунтов основания. Различают три случая, отражающие способность сооружения и основания к совместной деформации:

1) абсолютно жесткие сооружения, когда деформируемость сооружения ничтожно мала по сравнению с деформируемостью основания и при определении контактных напряжений сооружение можно рассматривать как недеформируемое;

2) абсолютно гибкие сооружения, когда деформируемость сооружения настолько велика, что оно свободно следует за деформациями основания;

3) сооружения конечной жесткости, когда деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания; в этом случае они деформируются совместно, что вызывает перераспределение контактных напряжений.

Характерными примерами абсолютно жестких конструкций являются массивные фундаменты под мостовые опоры, дымовые трубы, тяжелые прессы, кузнечные молоты и т. д., абсолютно гибких — земляные насыпи, днища металлических резервуаров и т. п. Большинство сооружений (плитные фундаменты, балки, ленточные фундаменты) по условиям работы конструкций имеют конечную жесткость.

Критерием оценки жесткости сооружения может служить показатель гибкости по М. И. Горбунову-Посадову

$$i \approx 10 \frac{E l^3}{E_x h^3} \quad (5.1)$$

где E и E_x — модули деформации грунта основания и материала конструкции; l и h — длина и толщина конструкции.

Конструкция сооружения или фундамента считается абсолютно жесткой, если $t \leq 1$. В первом приближении жесткость конструкции можно оценить исходя из соотношения ее толщины и длины. При $h/l > 1/3$ конструкция может рассматриваться как абсолютно жесткая.

Существенное значение имеет также соотношение длины l и ширины b сооружения. При $l/b \geq 10$ распределение контактных напряжений соответствует случаю плоской задачи, при $l/b < 10$ — пространственной.

При определении контактных напряжений важную роль играет выбор расчетной модели основания и метода решения контактной задачи, причем расчетная модель основания часто бывает не связана собственно с моделью грунтов, слагающих массив, поэтому модели грунтового основания для расчетов контактных напряжений иногда называют контактными моделями.

Наибольшее распространение в инженерной практике получили следующие модели основания: местных упругих деформаций и упругого полупространства.

Основные предпосылки расчета контактных напряжений для случая плоской задачи заключаются в следующем. Из балки (рис. 5.2, а) вырезается полоса длиной l м (рис. 5.2, б) и рассматривается распределение напряжений в разных точках контакта этой полосы с основанием по оси x . Принимается, что совместная деформация сооружения (полосы) и основания происходит без разрыва сплошности, т. е. в каждой точке контакта прогиб полосы и осадка основания равны и определяются величиной $w(x)$. Считая справедливой гипотезу плоских сечений, уравнение изогнутой оси полосы записывают в виде

$$D \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = f(x) - p(x), \quad (5.2)$$

где $D = E_k I_k / (1 - \nu_k^2)$ — цилиндрическая жесткость полосы; $f(x)$ — интенсивность заданной на полосу нагрузки; $p(x)$ — интенсивность неизвестной эпюры контактных напряжений. Напомним, что индекс «к» относится к конструкции; следовательно, E_k и ν_k — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона материала полосы; I_k — момент инерции ее поперечного сечения.

В уравнении (5.2) содержатся две неизвестные величины: $w(x)$

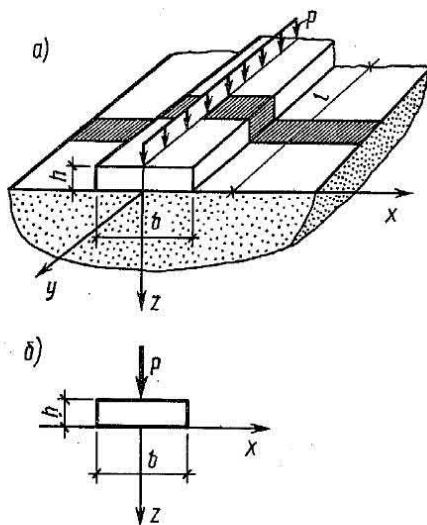


Рис. 5.2. Схема балки (а) и расчетная схема для случая плоской задачи (б)

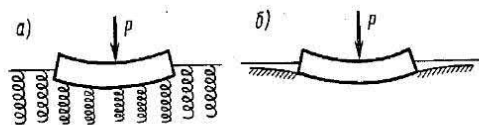


Рис. 5.3. Деформации поверхности основания:

a — по модели местных упругих деформаций;
б — по модели упругого полупространства

и $p(x)$. Следовательно, для решения задачи необходимо введение дополнительного условия. Это условие определяется в зависимости от принятия той или иной модели: местных упругих деформаций или упругого полупространства.

Модель местных упругих деформаций. Предпосылки этой модели впервые были сформулированы русским академиком Фуссом в 1801 г., а сама модель разработана в 1867 г. Винклером для расчетов железнодорожных шпал. В дальнейшем модель местных упругих деформаций была развита в работах Н. П. Пузыревского, С. П. Тимошенко, А. Н. Крылова, П. Л. Пастернака и др.

Согласно этой модели, реактивное напряжение в каждой точке поверхности контакта прямо пропорционально осадке поверхности основания в той же точке:

$$p(x) = kw(x), \quad (5.3)$$

где k — коэффициент пропорциональности, часто называемый коэффициентом постели, Па/м.

Схема деформирования такого основания показана на рис. 5.3, *a*. Видно, что в соответствии с моделью местных упругих деформаций осадки поверхности основания за пределами габаритов фундамента отсутствуют, т. е. фундамент как бы установлен на пружинах, сжимающихся только в пределах его контура.

Модель упругого полупространства. Эта модель была предложена Г. Э. Проктором в 20-х годах нашего столетия и развита благодаря работам Н. М. Герсеванова, М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, А. П. Сяницына и других ученых.

В отличие от предыдущей модели в этом случае поверхность грунта оседает как в пределах площади загрузки, так и за ее пределами (рис. 5.3, *б*), причем кривизна прогиба зависит от механических свойств грунтов и мощности сжимаемой толщи в основании.

В случае плоской деформации прогиб поверхности под действием сосредоточенной силы P описывается уравнением

$$w(x) = \frac{P}{\pi C} \ln(x - \xi) + D, \quad (5.4)$$

где $C = \frac{E}{1 - \nu^2}$ — коэффициент жесткости основания; x — координата точки поверхности, в которой определяется осадка; ξ — координата точки приложения силы P ; D — постоянная интегрирования. При определении прогибов поверхности от действия рас-

предельной нагрузки уравнение (5.4) следует проинтегрировать по площади загрузки.

Недостаток модели упругого полупространства заключается в том, что в ней не ограничивается мощность сжимаемой толщи в основании сооружения. В реальных условиях взаимодействия фундамента и основания мощность сжимаемой толщи обычно бывает ограничена, что влияет на характер распределения контактных напряжений. В связи с этим разработаны различные модификации модели упругого слоя грунта, подстилаемого недеформируемой толщей, приведенные в работах О. Я. Шехтер, Н. К. Самарина, Г. В. Крашенинниковой и др.

Общая схема определения контактных напряжений с использованием указанных выше моделей заключается в совместном решении уравнения (5.2) и условия (5.3) в случае модели местных упругих деформаций или уравнения (5.2) и условия типа (5.4) в случае модели упругого полупространства. Методы решения этих задач приведены, например, в учебнике П. Л. Иванова (1991).

Для практических расчетов контактных напряжений используются приведенные в табличной форме решения М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, А. П. Сеницына, Г. В. Крашенинниковой и др. Наиболее полные сведения по этому вопросу представлены в монографии М. И. Горбунова-Посадова, Т. А. Маликовой, В. И. Соломина «Расчет конструкций на упругом основании», удостоенной в 1987 г. Государственной премии СССР.

Область применения различных моделей. Практика расчетов показывает, что модель местных упругих деформаций позволяет получить хорошее совпадение с действительностью при возведении фундаментов на сильносжимаемых грунтах (при $E \leq 5$ МПа), на лёссовых просадочных грунтах, а также при ограниченной толщине сжимаемых грунтов, подстилаемых практически недеформируемыми, например скальными, породами. Модель упругого полупространства применима при наличии в основании достаточно плотных грунтов и при не слишком больших площадях опорных поверхностей. Для сооружений с площадью опирания в десятки и сотни квадратных метров более близкие к действительности результаты дает модель упругого слоя ограниченной мощности.

Контактные напряжения на подошве центрально загруженных абсолютно жестких фундаментов. При определении контактных напряжений в этом случае исходят из того, что вертикальные перемещения любой точки поверхности грунта в уровне подошвы одинаковы, т. е. $w(x, y) = \text{const}$. Тогда для круглого в плане фундамента контактные напряжения определяются выражением

$$p(\rho) = p_m [2\sqrt{1 - (\rho/r)^2}], \quad (5.5)$$

где p_m — среднее напряжение под подошвой фундамента радиусом

r, ρ — расстояние от центра фундамента до точки, в которой определяется ордината контактного напряжения $p(\rho)$.

Аналогичным образом определяются и контактные напряжения под жестким полосовым фундаментом в случае плоской задачи:

$$p(x) = 2p_m / [\pi \sqrt{1 - (x/a)^2}], \quad (5.6)$$

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

Приведенные решения показывают, что теоретически эпюра контактных напряжений под жестким фундаментом имеет седлообразный вид с бесконечно большими значениями напряжений по краям (при $\rho = r$ или $x = b/2$). Однако вследствие пластических деформаций грунта в действительности контактные напряжения характеризуются более пологой кривой и у края фундамента достигают значений, соответствующих предельной несущей способности грунта (пунктирная кривая на рис. 5.4, а).

Изменение показателя гибкости существенно сказывается на изменении характера эпюры контактных напряжений. На рис. 5.4, б в качестве примера приведены контактные эпюры для случая плоской задачи при изменении показателя гибкости t от 0 (абсолютно жесткий фундамент) до 5.

Как отмечалось выше, достоверное знание контактных напряжений необходимо для расчетов конструкции фундаментов сооружений, взаимодействующих с грунтом. При расчетах напряжений в основаниях от действия нагрузок, соответствующих контактным напряжениям, часто оказывается возможным вводить существенные упрощения. Это связано с тем,

что неравномерное распределение контактных напряжений по подошве фундамента оказывает заметное влияние на изменение напряжений лишь в верхней части основания на глубину порядка половины ширины фундамента.

Упрощенное определение контактных напряжений. Если контактные напряжения по подошве фундамента определяются для последующих расчетов напряжений в основании, то допускается независимо от жесткости фундамента использовать формулы внецентренного сжатия. Тогда для центрально нагруженного

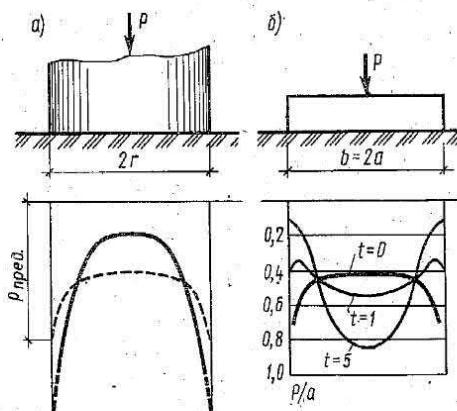


Рис. 5.4. Эпюры контактных напряжений:

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

силой P фундамента будет иметь место равномерное распределение напряжений по его подошве: $p = P/A$, где A — площадь фундамента. В случае плоской задачи при нагружении фундамента силой P и моментом M , действующим в этой плоскости, крайние значения контактных напряжений определяются выражением

$$p_{\max}^{\min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (5.7)$$

где W — момент сопротивления площади подошвы выделенной полосы фундамента. Распределение контактных напряжений между этими значениями будет иметь линейный характер.

Теперь уже распределение напряжений в основании ниже подошвы фундамента можно рассчитать, если рассматривать полученную таким образом эпюру контактных напряжений как абсолютно гибкую местную нагрузку, действующую в этой плоскости.

5.3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности

Общие положения. Распределение напряжений в основании в большой мере зависит от формы фундамента в плане. Поскольку в промышленном и гражданском строительстве обычно используются ленточные, прямоугольные или круглые фундаменты, основное практическое значение имеет расчет напряжений для случаев плоской, пространственной и осесимметричной задач.

Напомним (см. § 5.1), что распределение напряжений в основании определяется методами теории упругости. Основание при этом рассматривается как упругое полупространство, бесконечно простирающееся во все стороны от горизонтальной поверхности загрузки. Полученные методами теории упругости напряжения соответствуют стабилизированному состоянию, т. е. такому периоду времени, когда все процессы консолидации и ползучести грунтов основания под действием приложенной нагрузки уже завершились и внешняя нагрузка оказывается полностью уравновешенной внутренними силами (эффективными напряжениями в грунте). Кроме того, принимается, что зоны развития пластических деформаций, возникающие в основании у краев фундамента (вследствие краевого эффекта), незначительны и не оказывают заметного влияния на распределение напряжений в основании (см. рис. 3.6, а).

Приведем общий ход решения задач о распределении напряжений в упругом полупространстве под действием местной нагрузки. В основе лежит решение задачи о действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругого полупространства, полученное в 1885 г. Ж. Буссинеском. Это решение позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке полупространства M от действия силы P (рис. 5.5, а). Поскольку для практических расчетов (в частности, для определения

осадки фундамента) наибольшее значение имеют вертикальные сжимающие напряжения, ограничимся в качестве примера выражением для этой составляющей напряжений

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} P, \quad (5.8)$$

где

$$K = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}.$$

Теперь, используя принцип суперпозиции, легко определить значение вертикального сжимающего напряжения в точке M при действии нескольких сосредоточенных сил, приложенных на поверхности (рис. 5.5, б):

$$\sigma_z = \frac{K_1}{z^2} P_1 + \frac{K_2}{z^2} P_2 + \dots + \frac{K_n}{z^2} P_n = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i, \quad (5.9)$$

где K_i определяется по формуле (5.8) в зависимости от соотношения r_i/z , причем координата z постоянна для данной точки M .

Представляет также интерес решение для вертикальной сосредоточенной силы P в условиях плоской задачи (рис. 5.5, в), полученное Фламаном в 1892 г. в виде

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4}; & \sigma_x &= \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 z}{r^4}; \\ \tau_{xz} &= \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{r^4}, \end{aligned} \quad (5.10)$$

где $r^2 = x^2 + z^2$.

Зная закон распределения нагрузки на поверхности в пределах контура загрузки, можно, интегрируя выражение (5.8) в пределах этого контура, определить значения напряжений в любой точке основания для случаев осесимметричной и пространственной нагрузки, а интегрируя выражение (5.10) — для случая плоской нагрузки. Точные решения некоторых из этих задач будут приведены ниже.

Приближенные решения. Используя приведенные выражения, можно достаточно просто

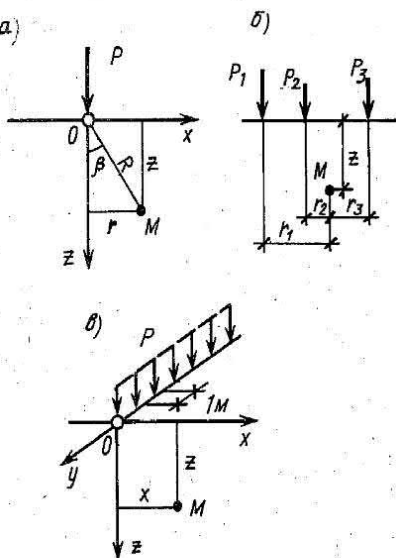


Рис. 5.5. Расчетные схемы основных задач:

а — задача Буссинеска; б — задача о действии нескольких сил; в — задача Фламана

с некоторым приближением определить напряжения в любой точке основания при любой форме фундамента и заданном законе распределения нагрузки. Поясним это на примере пространственной задачи.

Пусть на поверхности полупространства в пределах сложного контура действует некоторая распределенная нагрузка (рис. 5.6). Разбивая контур загрузки на элементарные прямоугольники, заменим в пределах каждого прямоугольника распределенную нагрузку соответствующей силой $P_i = p(x, y) \Delta x \Delta y$.

Очевидно, что для элементов, прилегающих к контуру нагрузки, размеры площадей должны быть уточнены в соответствии с сеткой разбивки. Тогда от каждой силы P_i напряжение σ_{zi} в точке M , находящейся на глубине z от поверхности нагружения, определится по формуле (5.8), где $r^2 = x^2 + y^2$. Очевидно, что для определения полного напряжения σ_z от действия всех элементар-

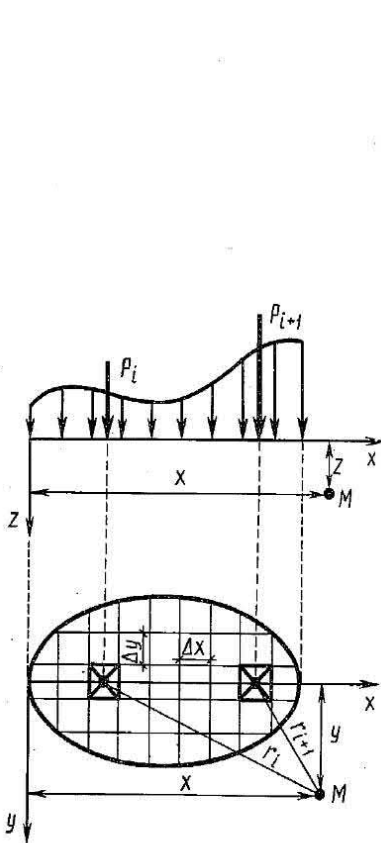


Рис. 5.6. Схема к приближенному расчету напряжений в любой точке основания

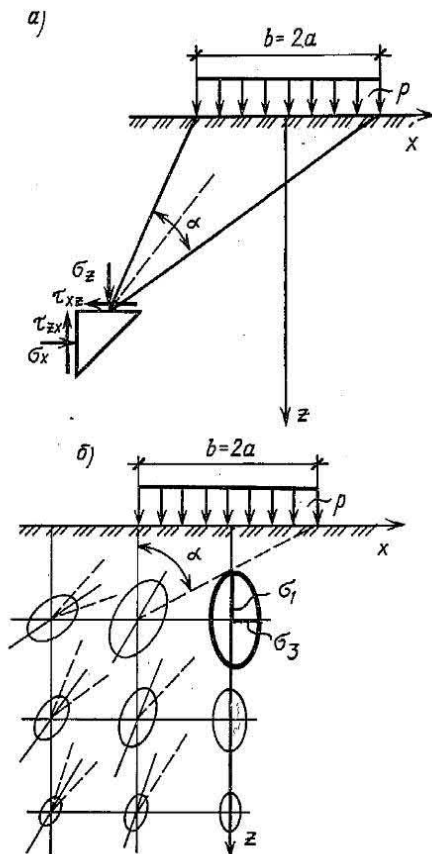


Рис. 5.7. Схема для расчета напряжений в случае плоской задачи (а); расположение эллипсов напряжений в основании (б)

ных сил необходимо выполнить суммирование по площади нагружения.

Аналогичным образом, используя выражения (5.10), можно получить значения всех компонент напряжений для случая плоской задачи.

Точность решения зависит от размеров элементарных прямоугольников, на которые разбивается нагруженный участок, и повышается с увеличением z . Если обозначить длинную сторону прямоугольника сетки разбиения Δu , то, как отмечает Н. А. Цытович, на глубине $z=2\Delta u$ значение σ_z будет отличаться от полученного строгим решением на 6%, а на глубине $z=4\Delta u$ — уже на 2%.

Плоская задача. Действие равномерно распределенной нагрузки. Схема для расчета напряжений в основании в случае плоской задачи при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью p показана на рис. 5.7, а. Для этого случая Г. В. Колосовым получены следующие точные выражения для определения компонент напряжений в любой точке упругого полупространства:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) - \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}; \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) + \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}; \\ \tau_{xz} &= \frac{4ap}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}.\end{aligned}\quad (5.11)$$

Если соотношения геометрических характеристик a , x , z в этих формулах представить в виде коэффициентов влияния K , то можно записать:

$$\sigma_z = K_z p; \quad \sigma_x = K_x p; \quad \tau_{xz} = K_{xz} p. \quad (5.12)$$

Коэффициенты влияния K_z , K_x , K_{xz} зависят от безразмерных параметров x/b и z/b , где x и z — координаты точки, в которой определяются напряжения, $b=2a$ — ширина полосы нагружения. Значения этих коэффициентов приведены в табл. 5.1.

Таблица 5.1. Значения коэффициентов влияния K_z , K_x , K_{xz}

z/b	Значения x/b								
	0			0,25			0,50		
	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}
0,00	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,00	0,50	0,50	0,32
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10
2,00	0,31	—	0	0,31	—	0,03	0,28	0,02	0,06
3,00	0,21	—	0	0,21	—	0,02	0,20	0,01	0,03
5,00	0,13	—	0	0,13	—	—	0,12	—	—

z/b	Значения x/b								
	1			1,5			2		
	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,02	0,17	0,05	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00
0,50	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02
0,75	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,50	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
3,00	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,00	0,10	—	—	0,10	—	—	—	—	—

Зная ширину фундамента b и задавшись координатами точки, в которой требуется определить напряжения, можно вычислить безразмерные параметры для этой точки и по данным таблицы определить соответствующие коэффициенты влияния. Затем при известной величине интенсивности нагрузки p по формулам (5.12) нетрудно найти значения всех компонент напряжений в заданной точке.

Расчитанные таким образом величины представлены на рис. 5.8, $a - e$ в виде линий равных напряжений (изолиний напряжений). Для напряжений σ_z показаны лишь изолинии слева от вертикальной оси, справа будет иметь место симметричное положение линий равных напряжений. Видно, что по мере удаления от поверхности нагружения интенсивность напряжений уменьшается и стремится к нулю. Вертикальные сжимающие напряжения σ_z распространяются преимущественно в глубь основания, горизонтальные сжимающие напряжения σ_x — в стороны от полосы нагружения. Касательные напряжения τ_{xz} концентрируются по преимуществу под краями нагруженной полосы.

В расчетах осадок широко используется эпюра напряжений σ_z , построенная по вертикальной оси, проходящей через центр площади фундамента. Такая эпюра показана справа от оси z . Если рассечь соответствующие изолинии напряжений вертикальной или горизонтальной плоскостью, то легко построить эпюры напряжений, действующих в этих сечениях.

Аналогичные решения получены и для других видов нагрузок (например, треугольной, параболической и т. д.). Соответствующие коэффициенты влияния приведены в табличной форме в различных источниках (в частности, в учебниках Н. А. Цытовича по механике грунтов). Используя эти таблицы, можно самую сложную форму нагрузки представить как комбинацию простейших эпюр, рассчитать в требуемой точке напряжения от каждой эпюры и, используя принцип суперпозиции, определить в этой точке суммарное напряжение от полной нагрузки.

В некоторых случаях при анализе напряженного состояния ос-

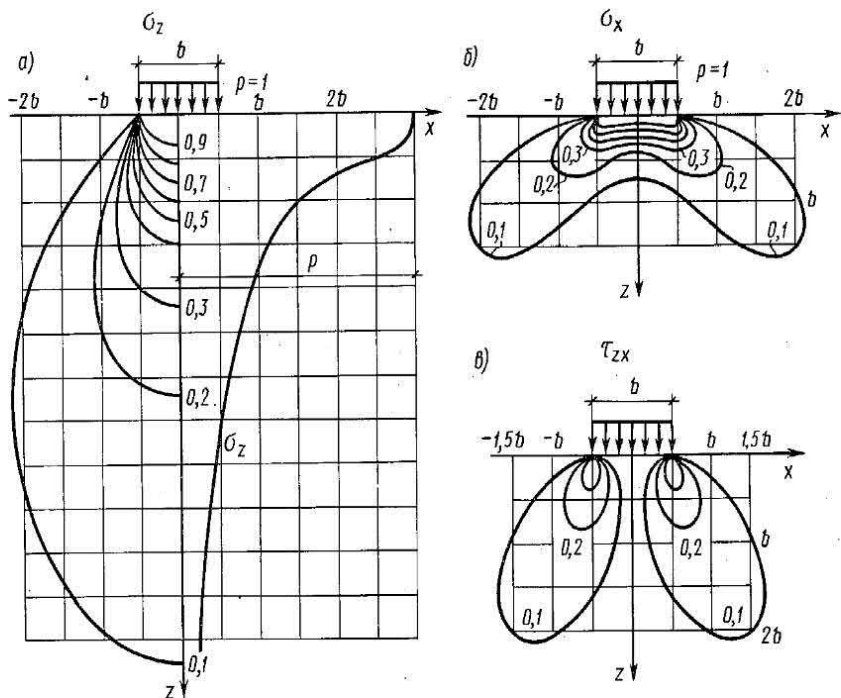


Рис. 5.8. Изолинии напряжений для случая плоской задачи и эпюра вертикальных сжимающих напряжений по оси полосы загрузки

нования оказывается удобнее пользоваться главными напряжениями. Тогда значения главных напряжений в любой точке упругого полупространства под действием полосовой равномерно распределенной нагрузки можно определить по формулам И. Х. Митчела

$$\sigma_{1,3} = \frac{P}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha), \quad (5.13)$$

где α — угол видимости, образованный лучами, выходящими из данной точки к краям загруженной полосы (рис. 5.7, б). Эта формула позволяет не только определить значения главных напряжений, но и их ориентацию по отношению к осям x и z . Максимальное напряжение σ_1 действует по направлению биссектрисы угла видимости в данной точке, минимальное σ_3 — в перпендикулярном ему направлении. На рис. 5.7, б для иллюстрации построены эллипсы напряжений, полуоси которых соответствуют значениям и направлению главных напряжений.

Пространственная задача. Действие равномерно распределенной нагрузки. Условия пространственного напряженного состояния в основании возникают тогда, когда по его поверхности действует местная нагрузка, распределенная по площади квадрата, прямоугольника, круга, эллипса и т. п. В этом случае неизвестными являются все компоненты

напряжений. Для ряда таких задач имеются решения, полученные в замкнутом виде.

Значения вертикальных сжимающих напряжений σ_z в любой точке основания от действия нагрузки интенсивностью p , равномерно распределенной по площади прямоугольника размером $l \times b$, впервые были получены А. Лявом в 1935 г. Практический интерес представляют компоненты напряжений σ_{zC} , относящиеся к вертикали, проведенной через угловую точку C этого прямоугольника, и σ_{zO} , действующие по вертикали, проходящей через его центр (рис. 5.9).

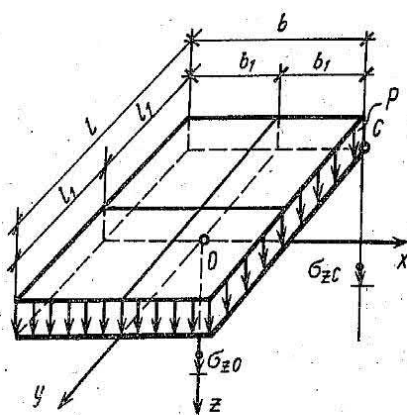


Рис. 5.9. Сжимающие напряжения под центром и под углом прямоугольника с равномерно распределенной нагрузкой

Используя введенные выше понятия коэффициентов влияния, можно записать:

$$\sigma_{zC} = K_{zC}p; \quad \sigma_{zO} = K_{zO}p, \quad (5.14)$$

где K_{zC} и K_{zO} — соответственно коэффициенты влияния для угловых и центральных напряжений, зависящие от соотношения сторон загруженного прямоугольника и относительной глубины точки, в которой определяются напряжения.

Между значениями σ_{zC} и σ_{zO} имеется определенное соотношение. Можно показать, что напряжения в точках, расположенных на вертикали, проходящей через центр площади загрузки, равны учетверенным значениям угловых напряжений, действующих на удвоенной глубине, т. е.

$$\sigma_{zO} = 4\sigma_{zC}. \quad (5.15)$$

Тогда оказывается удобным выразить формулы (5.14) через общий коэффициент влияния α и записать их в виде

$$\sigma_{zC} = \frac{1}{4} \alpha p; \quad \sigma_{zO} = \alpha p. \quad (5.16)$$

Коэффициент α зависит от безразмерных параметров m и n . Параметр $n = l/b$ для обоих случаев является одинаковым. Следует помнить, что при определении углового напряжения σ_{zC} параметр $m = z/b$; при определении напряжения под центром прямоугольника σ_{zO} параметр $m = 2z/b$. Значения коэффициентов α приведены в табл. 5.2. Здесь же даны значения коэффициента α для определения сжимающих напряжений под центром нагрузки, равномерно распределенной по площади круга радиусом $r = \sqrt{\pi A}$, причем $m = 2z/r$.

Таблица 5.2. Значения коэффициента α

m	Круг	Прямоугольник с соотношением сторон $n=l/b$, равном					
		1,0	1,4	1,8	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,449	0,470	0,477
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,329	0,360	0,374
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,248	0,285	0,306
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,192	0,230	0,258
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,136	0,173	0,208
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,100	0,133	0,175
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,077	0,105	0,150
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,056	0,079	0,126
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,040	0,058	0,106

Приведенные выражения позволяют определить сжимающие напряжения в основании не только под центром или углом прямого угольной площадки загрузки, но и по вертикали, проходящей через любую точку поверхности. Для этого применяется метод угловых точек. Здесь возможны три варианта решения (рис. 5.10).

Пусть вертикаль проходит через точку M , лежащую на контуре прямоугольника. Разделив этот прямоугольник на два так, чтобы точка M являлась угловой для каждого из них, можно представить напряжения σ_{zM} как сумму угловых напряжений I и II прямоугольников, т. е.

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zC}^I + \sigma_{zC}^{II}. \quad (5.17)$$

Соответственно значения напряжения σ_{zC}^I и σ_{zC}^{II} определяются по указанным выше правилам. Коэффициенты α^I и α^{II} находятся из табл. 5.2 по значениям безразмерных параметров l_I/b_I , z/b_I и l_{II}/b_{II} , z/b_{II} , где l_I , b_I , l_{II} , b_{II} — размеры сторон соответствующих прямоугольников. При этом всегда принимается, что $b \leq l$.

Если точка M лежит внутри контура прямоугольника, то его

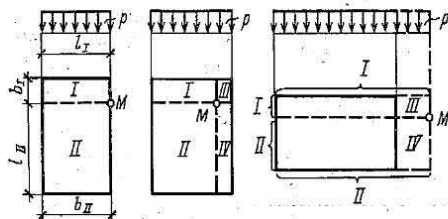


Рис. 5.10. Схема для расчета напряжений методом угловых точек

следует разделить на четыре части так, чтобы эта точка являлась угловой для каждого составляющего прямоугольника. Тогда

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zC}^I + \sigma_{zC}^{II} + \sigma_{zC}^{III} + \sigma_{zC}^{IV}. \quad (5.18)$$

Наконец, если точка M лежит вне контура загруженного прямоугольника, то его нужно достроить так, чтобы эта точка вновь оказалась угловой. Тогда, полагая, что напряжения в точке M возникают от действия нагрузки распределенной по площади прямоугольников I и II, необходимо вычесть напряжения от действия той же фиктивной нагрузки, распределенной по площади прямоугольников III и IV, т. е. действительное напряжение определится выражением

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zC}^I + \sigma_{zC}^{II} - \sigma_{zC}^{III} - \sigma_{zC}^{IV}. \quad (5.91)$$

Естественно, что и в этих случаях правила определения угловых напряжений и соответствующих им значений коэффициентов α будут те же, что и приведенные для первого варианта.

Методом угловых точек обычно пользуются для расчетов взаимного влияния фундаментов, расположенных в непосредственной близости друг от друга.

Влияние формы и площади фундамента в плане. Пользуясь формулой (5.16) и данными табл. 5.2, можно построить эпюры нормальных напряжений σ_z по вертикальной оси, проходящей через центр прямоугольного фундамента. В качестве примера на рис. 5.11 в относительных координатах построены такие эпюры для случаев: 1 — квадратного фундамента при $l=b$; 2 — ленточного фундамента ($l \geq 10b$) шириной b ; 3 — то же, шириной $2b$. Легко заметить, что в случае пространственной задачи (кривая 1) напряжения с глубиной затухают значительно быстрее, чем для плоской задачи (кривая 2). Увеличение ширины, а следовательно, и площади фундамента (кривая 3) приводит к еще более медленному затуханию напряжений с глубиной.

Это обстоятельство легко объяснить исходя из принципа суперпозиции. Представляя, например, ленточный фундамент как ряд квадрат-

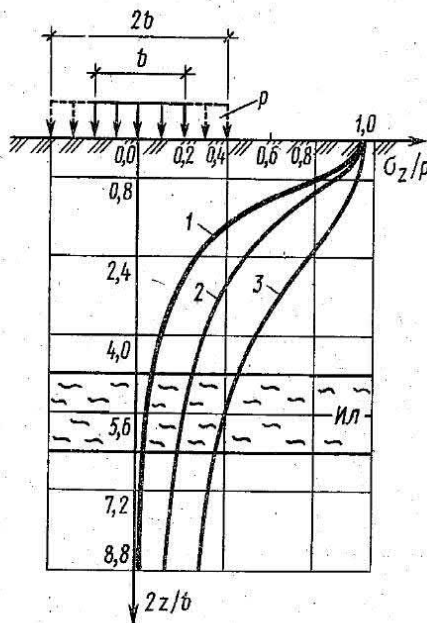


Рис. 5.11. Характер распределения напряжений σ_z по оси фундамента в зависимости от формы и площади его подошвы

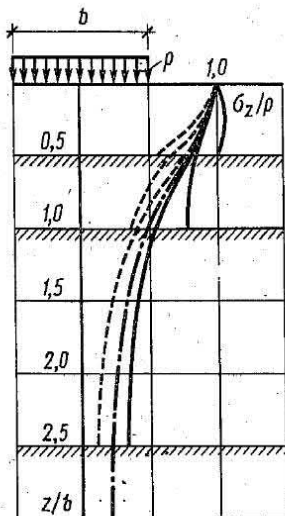


Рис. 5.12. Характер распределения напряжений σ_z по оси фундамента при расположении подстилающего слоя на разной глубине:

— · — · — относительно однородное по сжимаемости основание; — — при наличии на соответствующих относительных глубинах z/b практически несжимаемого слоя; — — — то же, но значительно более слабого слоя, чем несущий слой грунта

ных фундаментов, установленных вплотную друг к другу, можно с помощью метода угловых точек учесть дополнительное влияние нагрузки, действующей на соседние фундаменты.

Указанная закономерность имеет важное практическое значение. Если, например, в основании на некоторой глубине залегает слабый прослойк (ил на рис. 5.11), то можно подобрать такую форму и площадь фундамента, чтобы напряжения на кровле этого прослойка были меньше его несущей способности. В противном случае возможны чрезмерные осадки из-за выдавливания грунта слабого прослойка в стороны от оси фундамента.

Влияние неоднородности напластования грунтов. Приведенные выше решения справедливы для случая, когда основание сложено грунтами, близкими по деформационным показателям. Если же на некоторой глубине залегают существенно более жесткие (например, скальные) грунты, возникает концентрация напряжений σ_z по оси фундамента, причем эффект концентрации напряжений тем больше, чем меньше относительная глубина залегания кровли этого слоя грунтов. Если же подстилающий слой грунта обладает значительно большей сжимаемостью, чем несущий, напротив, отмечается некоторое рассеивание (деконцентрация) напряжений σ_z .

На рис. 5.12 в качестве примера приведены также в относительных координатах эпюры напряжений σ_z по оси фундаментов.

5.4. Определение напряжений в массиве грунтов от действия собственного веса

Как указывалось в § 5.1, напряжения, возникающие в массиве грунтов от действия сооружения, накладываются на поле началь-

ных напряжений, сформировавшихся в массиве к моменту строительства. В общем случае начальные напряжения определяются не только силами гравитации (собственным весом грунта), но и изменением этих сил в процессе формирования массива (увеличение или уменьшение грунтовой толщи), тектоническими, сейсмическими воздействиями и рядом других факторов.

Начальное напряженное состояние массива грунта может также изменяться в период работ нулевого цикла: вследствие выемки грунта при разработке котлована, водопонижения, трамбования или укатки грунта и т. п. В этих случаях приходится говорить уже не о начальном, а видоизмененном — исходном напряженном состоянии основания, которое и взаимодействует далее с напряжениями, возникающими от сооружения.

Точное определение начального и исходного напряженного состояния массива грунтов представляет собой сложную задачу, связанную с необходимостью учета многих факторов. До настоящего времени пригодного для инженерных расчетов решения этой задачи еще не получено. Поэтому на практике обычно пользуются весьма упрощенным представлением о том, что природные напряжения в массиве грунтов определяются только силами гравитации, т. е. формируются под действием собственного веса. При этом считается, что все деформации массива от собственного веса грунта уже прекратились и напряжения полностью стабилизировались.

Тогда при горизонтальной поверхности массива грунтов напряжения на глубине z определяются выражениями

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \int_0^z \gamma(z) dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z; \\ \tau_{xy} &= \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0, \end{aligned} \quad (5.20)$$

где γ — удельный вес грунта; ξ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, определенный по формуле (4.12).

Отсюда можно показать, что для однородного напластования при $\gamma(z) = \text{const}$ вертикальные напряжения от собственного веса грунта на глубине z от поверхности определяются формулой

$$\sigma_z = \gamma z, \quad (5.21)$$

а эпюра природных напряжений будет иметь вид треугольника (рис. 5.13, а).

При неоднородном напластовании с горизонтальным залеганием слоев эта эпюра будет уже ограничиваться ломаной линией $Oabv$, где наклон каждого отрезка в пределах мощности слоя h_i определяется значением удельного веса грунта этого слоя γ_i (рис. 5.13, б). Важно отметить, что неоднородность напластования может вызываться не только наличием слоев с разными характеристиками, но и наличием в пределах толщи грунта уровня подземных вод (WL на рис. 5.13, б, в). В этом случае следует учесть уменьшение удельного

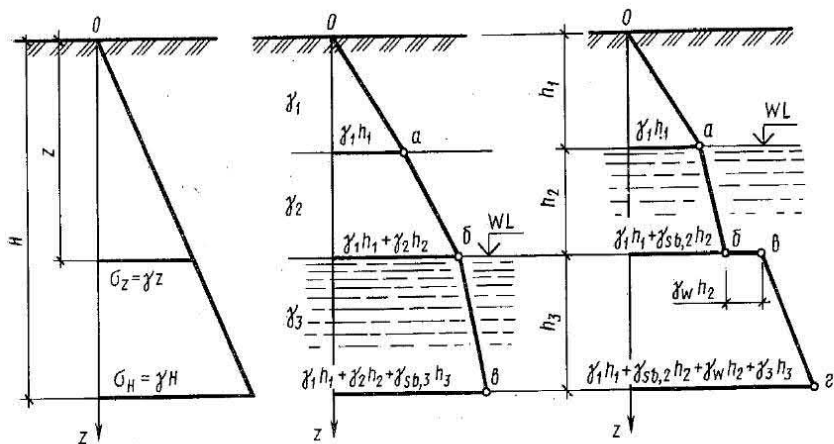


Рис. 5.13. Характерные эпюры распределения напряжений от собственного веса грунтов

веса грунта за счет взвешивающего действия воды на минеральные частицы:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (5.22)$$

где γ_{sb} — удельный вес грунта во взвешенном состоянии; γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; e — коэффициент пористости грунта, определяемый по формуле (2.11).

Если на некоторой глубине ниже уровня подземных вод залегает водоупорный слой (плотные маловлажные глины или суглинки), то на его кровле необходимо учитывать также и давление от столба вышележащей воды, обозначенное на рис. 5.13, в как $\gamma_w h_2$. Тогда эпюра природного давления будет уже ограничиваться линией *Обвг*.

Определив значения компонент вертикальных напряжений σ_z при любом напластовании грунтов и зная соответствующие значения коэффициентов бокового давления ξ , можно по формуле (5.20) найти значения компонент горизонтальных напряжений $\sigma_x = \sigma_y$.

Как указывалось (см. § 4.2), коэффициент ξ может меняться в пределах от 0 до 1. Однако из-за сложных процессов формирования массива грунтов может оказаться, что соотношение действующих в грунтовой толще напряжений $\sigma_x / \sigma_z = \sigma_y / \sigma_z$ будет превышать единицу. Такое положение соответствует, например, описанному в § 1.4 случаю переуплотненных грунтов. Поскольку определить действующие в массиве напряжения можно только в результате очень трудоемких экспериментов, иногда считают, что природное напряжение в массиве грунтов соответствует шаровому тензору, т. е.

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z.$$

(5.23)

Отметим также, что при горизонтальной поверхности массива компоненты природного напряжения всегда являются главными сжимающими напряжениями.

Глава 6

ПРОЧНОСТЬ, УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ И ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ

6.1. Значение вопроса. Основные положения

Практика показывает, что при определенных условиях (недостаточная площадь фундамента, чрезмерная крутизна откоса или склона, неудачно спроектированная стенка и т. п.) может происходить потеря устойчивости части грунтового массива, сопровождающаяся разрушением взаимодействующих с ним сооружений. Очевидно, что это связано с формированием в массиве некоторых областей, где соотношение между действующими напряжениями становится таким, что прочность грунта оказывается исчерпанной. Следовательно, оценка устойчивости массива грунтов должна основываться на анализе напряжений, возникающих в них от собственного веса и проектируемого сооружения, и сопоставлении соотношений этих напряжений с предельными их значениями.

В § 4.4. было показано, что для элементарного объема грунта могут существовать такие соотношения напряжений, при которых грунт находится в состоянии предельного равновесия. При известных характеристиках прочности грунта φ и c эти соотношения могут быть найдены из формул (4.36), (4.37) или (4.39). Если же заданы значения напряжений, то эти выражения позволяют дать оценку напряженного состояния грунта, т. е. установить, находится ли грунт в допредельном или предельном состоянии. Приведенные соображения справедливы, когда рассматриваются достаточно малые объемы грунта, находящегося в однородном напряженном состоянии. Поэтому часто говорят, что эти зависимости выражают условие предельного равновесия в точке грунтового массива.

В реальных условиях, когда грунтовый массив рассматривается как основание, материал или среда, в которой возводится сооружение, в нем формируется неоднородное поле напряжений, т. е. в каждой точке массива действующие напряжения будут различными. Если распределение напряжений в массиве определено и заданы прочностные характеристики грунтов, то оказывается возможным произвести оценку напряженного состояния в любой точке массива. При этом возможен случай, когда в каждой точке, а следовательно,

и во всем массиве грунтов напряженное состояние будет соответствовать допредельному. Но не исключена и ситуация, при которой в некоторых точках возникнут комбинации напряжений, соответствующие предельным. Более того, возможен случай, когда такие точки объединяются в значительные по размерам области, что соответствует предельному напряженному состоянию массива грунтов и сопровождается потерей его устойчивости.

Задачи этого типа решаются с помощью теории предельного напряженного состояния (теории предельного равновесия), начальные сведения о которой были приведены в § 3.3.

Важно отметить, что теория предельного равновесия исследует только напряженное состояние массива грунтов и не дает возможности определить развивающиеся в нем деформации. Поэтому решающие системы уравнений теории предельного равновесия содержат в качестве неизвестных только компоненты напряжений и не содержат компоненты деформаций и перемещений, имеющиеся в модели теории линейного деформирования грунта.

Теория предельного равновесия была заложена в трудах Ш. Кулона (1773) и В. Ренкина (1859), рассматривавших задачу о давлении грунта на ограждения. Существенный вклад в ее развитие внесли А. Прандтль, Ф. Кеттер, Г. Рейснер и др. В современном виде теория предельного равновесия сформирована фундаментальными трудами В. В. Соколовского. Графический метод решения плоской задачи был предложен С. С. Голушкевичем. Следует отметить также важные для развития этой теории работы В. Г. Березанцева, М. В. Малышева, Ю. И. Соловьева, Ю. А. Соболевского, А. С. Строганова, Г. Мейергофа, Ж. Биареза и других ученых.

Основные положения теории предельного равновесия. Напомним (см. § 4.4), что в элементарном объеме грунта, находящегося в предельном напряженном состоянии, имеются две сопряженные площадки скольжения, на которых выполняется условие предельного равновесия

$$\tau_{\alpha} = \tau_{\text{пр}}, \quad (6.1)$$

где τ_{α} — касательное напряжение на площадке; $\tau_{\text{пр}}$ — предельное сопротивление грунта сдвигу, определяемое, согласно закону Кулона, соотношением

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma_{\alpha} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (6.2)$$

где σ_{α} — нормальное к площадке напряжение; φ и c — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта. На этих площадках при малейшем увеличении касательного напряжения τ_{α} или уменьшении σ_{α} произойдет разрушение грунта за счет сдвига. На всех остальных площадках, кроме площадок скольжения, $\tau_{\alpha} < \tau_{\text{пр}}$.

Напряженное состояние в точке может быть представлено также диаграммой Мора (см. рис. 5.15), связывающей между собой напря-

жения, действующие на как угодно ориентированных площадках. Если круг Мора касается предельной линии $\tau_{пр} = f(\sigma_x)$, описываемой формулой (6.2), то в точке имеет место предельное напряженное состояние, если не касается — допредельное. Тогда условие предельного равновесия в точке можно записать в более общем виде [см. также формулы (4.36), (4.37)]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi, \quad (6.3)$$

где σ_1 и σ_3 — соответственно максимальное и минимальное главные напряжения в этой точке, или для случая плоской задачи [см. также формулу (4.39)] выразить это условие через компоненты напряжений:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (6.4)$$

Если теперь определить компоненты напряжений в любой точке массива грунта, то с помощью условия (6.3) или (6.4) можно оценить напряженное состояние грунта в этой точке.

В основу теории предельного равновесия положено представление о том, что предельное состояние возникает одновременно во всех точках рассматриваемого массива грунтов. Тогда система уравнений, описывающая такое напряженное состояние, должна включать уравнения равновесия и условие предельного равновесия, справедливые для каждой точки массива.

Основное развитие теория предельного равновесия получила для плоских задач, что связано с большей математической определенностью их постановки, чем у осесимметричных и пространственных задач. Действительно, для плоской задачи три неизвестные компоненты напряжений σ_x , σ_z , τ_{xz} в каждой точке массива могут быть определены при заданных краевых условиях решением системы, состоящей из двух дифференциальных уравнений равновесия и одного алгебраического уравнения — условия предельного равновесия:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= X; \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= Z; \\ (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 &= (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \cdot \sin^2 \varphi, \end{aligned} \quad (6.5)$$

где X и Z — компоненты объемных сил.

Система уравнений (6.5) при ее решении вызывает значительные математические трудности. Поэтому обычно уравнения этой системы преобразуются в дифференциальные уравнения относительно некоторой комбинации главных напряжений и характеристики на-

правления площадью скольжения в любой точке массива. Методы и результаты решения ряда важных задач теории предельного равновесия обстоятельно описаны в учебнике П. Л. Иванова.

Строгие, приближенные и инженерные решения. Решения теории предельного равновесия в строгой постановке связаны с рядом существенных ограничений. Как указывалось ранее, предполагается, что предельное состояние возникает во всех точках массива. Кроме того, принимается, что массив грунта является однородным. В случае осесимметричной или пространственной задачи приходится вводить дополнительные предположения. В действительности же возможны и даже наиболее вероятны случаи, когда предельное состояние наступает не во всех точках массива, а в отдельных его областях или зонах. В большинстве случаев приходится иметь дело с неоднородными по физико-механическим свойствам массивами грунтов, поэтому в практическом отношении строгие решения теории предельного равновесия имеют ограниченное применение. Чаще используются приближенные решения, основанные на задании формы областей предельного равновесия, полученной в результате экспериментальных исследований. Во многих случаях применяются и более простые, инженерные методы оценки устойчивости массива грунтов, содержащие еще более сильные упрощения.

В последующих параграфах настоящей главы приводятся решения основных задач теории предельного равновесия, имеющих практическое значение для промышленного и гражданского строительства.

6.2. Критические нагрузки на грунты основания

В § 3.2 был описан «мысленный» эксперимент, иллюстрирующий развитие осадок под подошвой фундамента при возрастающей нагрузке (см. рис. 3.2), а в § 3.3 показано формирование зон предельного равновесия в основании в процессе проведения этого эксперимента (см. рис. 3.6). Поскольку схема такого эксперимента является основополагающей для понимания принципов современных расчетов оснований по несущей способности и наглядно демонстрирует приложение теории предельного равновесия к решению таких задач, вернемся к более детальному ее рассмотрению (рис. 6.1).

Если грунт обладает связностью, а ступени нагрузки невелики, то начальный участок Oa графика зависимости $s=f(p)$ на рис. 6.1, a будет почти горизонтальным. Протяженность этого участка по оси давлений определится величиной σ_{str} структурной прочности грунта (см. § 4.2), а деформация будет иметь упругий характер. Для сыпучих грунтов или глинистых грунтов нарушенной структуры, не обладающих структурной прочностью, деформации уплотнения возникают сразу по мере приложения нагрузки.

При дальнейшем возрастании нагрузки (участок ab на рис. 6.1, a) развивается процесс уплотнения. При этом перемещение частиц грунта под фундаментом имеет преимущественно вертикальное направление вниз и приводит к уменьшению пористости грунта. Зависимость $s=f(p)$ здесь очень близка к линейной, а развивающиеся во времени осадки стремятся к постоянной величине (рис. 6.1, б). Возникающие в основании под краями фундамента наибольшие касательные напряжения (см. рис. 5.8) всегда меньше предельных значений, т. е. ни в одной точке основания не формируется предельное состояние.

Наибольшее напряжение, ограничивающее этот участок, называется начальной критической нагрузкой на основании $p_{нач.кр.}$, а изменение нагрузки от 0 до $p_{нач.кр.}$ характеризует фазу уплотнения грунта. Таким образом, можно сделать важное заключение: при возрастании среднего давления под подошвой фундамента до начальной критической нагрузки грунты находятся в фазе уплотнения и ни в одной точке основания не возникает предельного состояния. Поэтому любая нагрузка $p \leq p_{нач.кр.}$ является абсолютно безопасной для основания.

При дальнейшем увеличении нагрузки (участок $bв$ на рис. 6.1, a) в точках, расположенных под краями фундамента, касательные напряжения по некоторым площадкам становятся равными их предельным значениям. По мере возрастания нагрузки эти точки объединяются в зоны, размеры которых увеличиваются (см. рис. 3.6). Если в остальной части основания по-прежнему развиваются деформации уплотнения, то здесь уже возникают сдвиговые деформации, имеющие пластический характер. Грунт в этих зонах как бы выдавливается в стороны от оси фундамента и график зависимости $s=f(p)$ все больше отклоняется от линейного. Важно отметить, что во многих случаях по мере значительного увеличения нагрузки сверх $p_{нач.кр.}$ развитие осадок приобретает незатухающий характер,

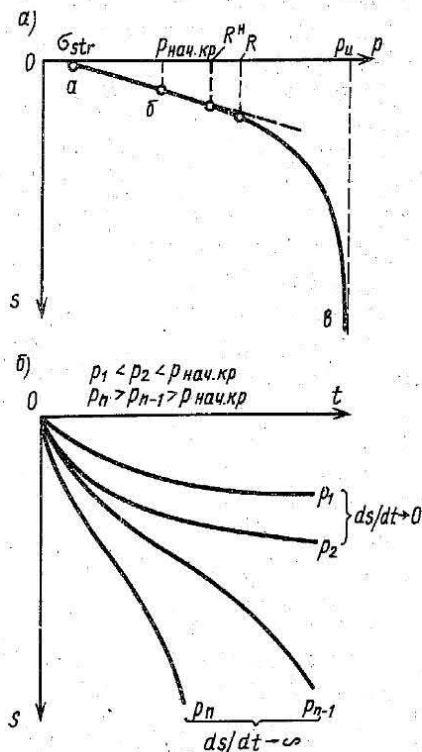


Рис. 6.1. Зависимость конечной осадки от нагрузки (a) и развитие осадки во времени при различных значениях p (b)

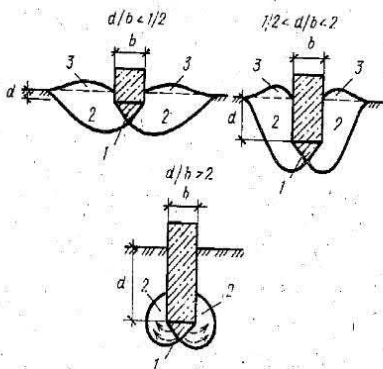


Рис. 6.2. Формирование областей предельного равновесия в основании при различной относительной глубине заложения фундамента:

1 — уплотненное ядро; 2 — область предельного равновесия; 3 — валы выпирания

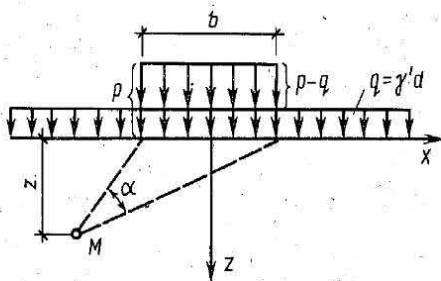


Рис. 6.3. Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки

т. е. осадка со временем не стабилизируется, и может достигать очень больших размеров (рис. 6.1, б).

Участок bc называют фазой сдвигов. Концу этой фазы соответствует нагрузка p_u , называемая предельной критической нагрузкой, при которой в основании образуются замкнутые области предельного равновесия и происходит потеря устойчивости грунтов основания, свидетельствующая о полном исчерпании его несущей способности.

В случае жесткого фундамента непосредственно под его подошвой формируется уплотненное ядро грунта, как бы раздвигающее окружающий грунт в стороны. В зависимости от относительной глубины заложения подошвы фундамента d/b очертания областей предельного равновесия могут иметь различный характер (рис. 6.2). При небольшой глубине заложения ($d/b < 1/2$) эти области значительно развиты в стороны от фундамента, в них происходит движение грунта вбок и вверх и на поверхности основания образуются валы выпирания. При средней глубине заложения фундамента ($1/2 < d/b < 2$) области предельного равновесия сжимаются, их границы приобретают S-образное очертание и также возможно образование валов выпирания. Наконец, при значительной глубине заложения фундамента ($d/b > 2$) выпирание грунта на поверхности не отмечается и области предельного равновесия локализуются внутри основания у боковых поверхностей фундамента. Однако это также сопровождается резким увеличением осадок, соответствующим характеру графика на рис. 6.1, а.

Нагрузки, соответствующие $p_{\text{нач. кр.}}$ и p_u , называются критическими нагрузками на грунты основания. Их определяют методами теории предельного равновесия, что имеет важное значение для проектирования оснований и фундаментов сооружений.

Начальная критическая нагрузка. По определению, начальная критическая нагрузка соответствует случаю, когда в основании под подошвой фундамента ни в одной точке не возникает предельного состояния.

Для нахождения величины $p_{\text{нач. кр.}}$ в случае плоской задачи воспользуемся расчетной схемой передачи нагрузок на основание ниже подошвы фундамента (см. рис. 5.1). При этом будем иметь в виду, что в случае центрально нагруженного фундамента распределение контактных напряжений может быть принято по закону прямоугольника (см. § 5.2). Расчетная схема такой задачи приведена на рис. 6.3.

Выберем в основании некоторую точку M и определим такое контактное напряжение p , при котором в этой точке возникнет предельное напряженное состояние. В соответствии с изложенным в гл. 5 полное напряжение в точке M можно рассматривать как сумму напряжений от собственного веса грунта, лежащего выше этой точки, и от местной дополнительной нагрузки интенсивностью $p - q$.

Вертикальное сжимающее напряжение от собственного веса грунта в точке M будет максимальным главным напряжением и при различных удельных весах грунта засышки выше подошвы фундамента γ' и ниже этого уровня γ запишется в виде

$$\sigma_{1g} = q + \gamma z = \gamma' d + \gamma z. \quad (6.6)$$

Горизонтальное сжимающее напряжение будет минимальным главным напряжением; его можно выразить через коэффициент бокового давления грунта: $\sigma_{3g} = \xi \sigma_{1g}$. Примем в соответствии с изложенным в § 5.4 гидростатический закон распределения напряжений от собственного веса грунта, т. е. $\xi = 1$. Тогда

$$\sigma_{3g} = \sigma_{1g} = \gamma' d + \gamma z. \quad (6.7)$$

Максимальное и минимальное главные напряжения в точке M от местной полосовой нагрузки интенсивностью $p - q$ можно записать в соответствии с формулами (5.13) в виде

$$\begin{aligned} \sigma_{1, p-q} &= \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \\ \sigma_{3, p-q} &= \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha), \end{aligned} \quad (6.8)$$

где α — угол видимости из этой точки.

Применение приведенных выше зависимостей не вполне корректно, поскольку предполагается существование в основании областей предельного равновесия. Однако, как показано ниже, будет принято условие недопущения развития этих областей, поэтому такой прием может быть использован.

Полные напряжения в точке M определяются как

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{1, p-q} + \sigma_{1, g} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z; \\ \sigma_3 &= \sigma_{3, p-q} + \sigma_{3, g} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z.\end{aligned}\quad (6.9)$$

Предельное напряженное состояние в точке M реализуется при соблюдении в этой точке условия (6.3). Подставив выражения (6.9) в соотношение (6.3), получим

$$\frac{p - \gamma' d}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma' d}{\pi} \alpha + \gamma' d + \gamma z \right) = c \cos \varphi.\quad (6.10)$$

Выражение (6.10) можно рассматривать как уравнение границы области, проходящей через точку M , на контуре которой при действии под подошвой фундамента напряжения p имеет место состояние предельного равновесия. Координаты точек этой границы определяются неизвестными z и α . Решая уравнение (6.10) относительно z , получим выражение

$$z = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{\gamma'}{\gamma} d - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi.\quad (6.11)$$

Это уравнение при заданном значении p в явном виде определяет ординату границы области предельного равновесия z при произвольных значениях угла видимости α . Максимальную глубину границы этой области z_{\max} можно найти, взяв производную $dz/d\alpha$ и приравняв ее нулю:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0.\quad (6.12)$$

Из уравнения (6.12) следует, что при $z = z_{\max}$

$$\cos \alpha = \sin \varphi, \text{ т. е. } \alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi \text{ и } \sin \alpha = \cos \varphi.\quad (6.13)$$

Тогда, подставив (6.13) в формулу (6.11), получим выражение для z_{\max} в виде

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2) - \frac{\gamma'}{\gamma} d - \frac{c}{\gamma \operatorname{ctg} \varphi}.\quad (6.14)$$

Решая теперь уравнение (6.14) относительно p , найдем такое значение критического напряжения под подошвой фундамента, при

котором область предельного равновесия развивается на заданную максимальную глубину z_{\max} :

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi(\gamma z_{\max} + \gamma' d + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \quad (6.15)$$

Из определения понятия $P_{\text{нач. кр.}}$ в формуле (6.15) следует положить $z_{\max} = 0$. Тогда ни в одной точке основания не будет выполняться условие предельного равновесия. При этом окончательно имеем

$$P_{\text{нач. кр.}} = \frac{\pi(\gamma' d + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \quad (6.16)$$

Выражение (6.16) без учета сцепления грунта было впервые получено Н. П. Пузыревским, поэтому его часто называют формулой Пузыревского.

Для идеально связанных грунтов ($\varphi = 0$; $c \neq 0$), к которым могут относиться слабые пылеватоглинистые грунты (например, илы), глинистые грунты в состоянии незавершенной консолидации и в некоторых случаях мерзлые глинистые грунты, приняв в формуле (6.16) $\varphi = 0$, получим

$$P_{\text{нач. кр.}} = \pi c + \gamma' d. \quad (6.17)$$

Фундамент, спроектированный так, что напряжение под его подошвой не превышает начальной критической нагрузки, будет находиться в совершенно безопасном состоянии. Однако, как показала практика, грунты основания при этом будут обладать значительным резервом несущей способности.

Нормативное сопротивление и расчетное давление. Многочисленными наблюдениями за осадками построенных сооружений было установлено, что если допустить под подошвой центрально нагруженного фундамента шириной b развитие зон предельного равновесия на глубину $z_{\max} = 1/4b$, то несущая способность основания остается обеспеченной. При этом осадки во времени затухают и стремятся к постоянной величине, а зависимость $s = f(p)$ все еще оказывается достаточно близкой к линейной. Следовательно, при этих условиях для расчетов деформаций основания можно использовать формулы теории линейного деформирования грунтов.

С учетом сказанного еще в 1955 г. в «Нормах и технических условиях по проектированию естественных оснований зданий и промышленных сооружений» (НиТУ 127 — 55) было введено понятие нормативного сопротивления грунта основания R^H (см. рис. 6.1, а). Нормативное сопротивление соответствует наибольшему значению среднего сжимающего напряжения под подошвой фундамента, до достижения которого оказывается возможным для расчетов осадок использовать математический аппарат теории линейного деформирования грунта.

Тогда, подставив в формулу (6.15) $z_{\max} = b/4$, получим

$$R^n = \frac{\pi(\gamma b/4 + \gamma' d + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \quad (6.18)$$

Это выражение часто представляют в виде трехчленной формулы

$$R^n = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (6.19)$$

где M_γ , M_q , M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ и вычисляемые по формулам

$$M_\gamma = \frac{\pi}{4(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2)}; \quad M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + 1; \quad M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}. \quad (6.20)$$

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c приведены в табл. 6.1.

Последующие специальные исследования и наблюдения за осадками построенных сооружений позволили еще дальше отодвинуть практический предел среднего напряжения под подошвой фундамента, до достижения которого допустим расчет осадок по формулам теории линейного деформирования грунта. Эта величина, согласно СНиП 2.02.01 — 83, получила название расчетного сопротивления грунта основания R и будет рассмотрена в гл. 9.

Таблица 6.1. Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,88	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04				

Предельная критическая нагрузка. Предельная критическая нагрузка R_n соответствует напряжению под подошвой фундамента, при котором происходит исчерпание несущей способности грунтов основания (см. рис. 6.1). При этом в основании формируются развитые области предельного равновесия, что сопровождается при относительно небольшой глубине заложения фундамента выдавливанием грунта на поверхность основания и образованием валов выпирания (см. рис. 3.6 и 6.2). Таким образом, нагрузка, соответ-

вующая p_u , приводит к полной потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой для проектируемого сооружения.

Впервые задача об определении предельной критической нагрузки для плоской задачи была решена в 1920 — 1921 гг. Л. Прандтлем и Г. Рейснером в предположении невесомого основания ($\gamma = 0$). Ими было получено следующее выражение:

$$p_u = \left(\gamma' d + c \operatorname{ctg} \varphi \right) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (6.21)$$

На рис. 6.4 представлены границы одной из областей предельного равновесия и два семейства линий скольжения, соответствующие этому решению. Подобная же область распространяется вправо от оси z . Непосредственно под контуром загрузки (зона AOB) линии скольжения образуют вытянутые по вертикали ромбы с меньшим углом, равным $\pi/2 - \varphi$. В пределах зоны OBC одно семейство линий скольжения образует лучи, выходящие из точки O , другое — систему отрезков логарифмических спиралей. Наконец, третья зона (OCD) также образована ромбами, но вытянутыми по горизонтали. Угол выхода граничной линии области предельного равновесия на поверхность основания составляет $\pi/4 - \varphi/2$.

Для идеально связных грунтов ($\varphi = 0$; $c \neq 0$) это решение будет иметь вид:

$$\text{плоская задача} \\ p_u = 5,14c + \gamma' d; \quad (6.22)$$

$$\text{осесимметричная задача} \\ p_u = 5,7c + \gamma' d. \quad (6.22')$$

Экспериментальные исследования показали, что пренебрежение собственным весом грунта основания приводит к занижению предельной критической нагрузки. Кроме того, оказалось необходимым учитывать наличие под подошвой фундамента формирующегося в пределах области OAB уплотненного ядра грунта, поэтому К. Терцаги, В. Г. Березанцевым, М. В. Малышевым, А. Како, Ж. Керизелем и другими приведенное выше решение было развито с учетом этих обстоятельств.

Наиболее полное решение получено в 1952 г. В. В. Соколовским для случая плоской задачи при действии на поверхности наклоненной под углом δ к вертикали нагрузки, изменяющейся по закону трапеции (рис. 6.5). В этом случае вертикальная составляющая предельной критической нагрузки p_u в любой точке загруженной

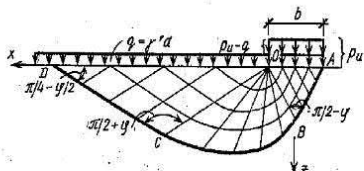


Рис. 6.4. Линии скольжения при предельной полосовой нагрузке для невесомого основания ($\gamma = 0$)

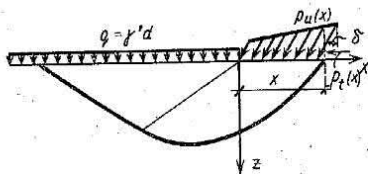


Рис. 6.5. Схема действия наклонной нагрузки на основание

поверхности с координатой x и соответствующая ей горизонтальная составляющая могут быть приведены к виду

$$\begin{aligned} p_u &= N_\gamma \gamma x + N_q q + N_c c; \\ p_t &= p_u \operatorname{tg} \delta, \end{aligned} \quad (6.23)$$

где N_γ , N_q , N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности грунта основания, завися-

щие от угла внутреннего трения φ и угла наклона равнодействующей нагрузки к вертикали δ .

Отметим, что при этом имеет место формирование области предельного равновесия и возможно выпирание грунта лишь в одну сторону, противоположную направлению возрастания нагрузки.

Известны и другие решения указанной задачи, однако запись выражения для вертикальной критической нагрузки в форме первого уравнения (6.23) сейчас является общепринятой. В практических расчетах величину p_u часто заменяют вертикальной силой N_u , представляющей собой равнодействующую предельной критической нагрузки, действующей по некоторой площади загрузения.

Приведенные выше решения справедливы при относительно небольших глубинах заложения фундаментов и однородном строении основания, поэтому в практических расчетах обычно используют инженерные способы, в той или иной мере учитывающие строгие решения теории предельного равновесия.

6.3. Практические способы расчета несущей способности и устойчивости оснований

Исходные данные. Практические способы расчета устойчивости оснований фундаментов и сооружений регламентируются действующими нормами. Исходными данными для таких расчетов являются:

инженерно-геологическое строение основания, включая наивысшее положение уровня подземных вод;

расчетные значения физико-механических характеристик грунтов всех слоев основания (удельный вес γ' и γ , соответственно выше и ниже подошвы фундамента, φ — угол внутреннего трения, c — удельное сцепление);

размеры подошвы фундамента: его ширина b , длина l и глубина заложения d ;

расчетные значения вертикального F_v и горизонтального F_h усилий, а также расчетное значение момента M , отнесенное к плоскости подошвы фундамента.

Целью расчетов по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, а также недопущение

сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

При выборе расчетной схемы следует руководствоваться статическими и кинематическими возможностями формирования поверхностей разрушения грунтов основания.

Расчет основания по несущей способности. Согласно СНИП 2.02.01 — 83, несущая способность основания считается обеспеченной при выполнении условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (6.24)$$

где F — равнодействующая расчетной нагрузки на основание при соответствующих значениях F_v и F_h , наклоненная к вертикали под углом $\delta = \text{arctg}(F_h/F_v)$; F_u — сила предельного сопротивления (равнодействующая предельной нагрузки); γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый: для песков, кроме пылеватых, — 1,0; для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии — 0,9; для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии — 0,85; для скальных грунтов: неветренелых и слабоветренелых — 1,0; ветренелых — 0,9; сильноветренелых — 0,8; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15; 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II, III классов.

В общем случае вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания N_u , сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по следующей формуле, полученной из выражения (6.23):

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma + N_q \xi_q \gamma' d + N_c \xi_c c), \quad (6.25)$$

где b' и l' — соответственно приведенные ширина и длина подошвы фундамента:

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l; \quad (6.26)$$

e_b и e_l — соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок в уровне подошвы фундамента, причем символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания. Правила определения величин b' и l' для прямоугольного и круглого фундаментов показаны на рис. 6.6. Очевидно, что при центральном приложении нагрузки $b' = b$; $l' = l$.

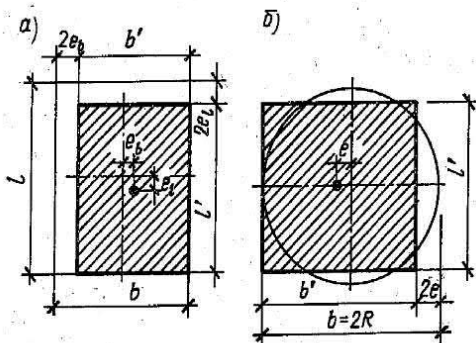


Рис. 6.6. Схема к определению приведенных размеров прямоугольного (а) и круглого (б) фундаментов

Коэффициенты N_y, N_q, N_c принимаются по табл. 6.2 в зависимости от расчетного значения φ и δ ; при этом необходимо выполнение условия $\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi$.

Коэффициенты ξ_y, ξ_q, ξ_c вносят поправку на соотношение сторон фундамента $\eta = l/b$. При $\eta < 1$ принимается $\eta = 1$; при $\eta > 5$ фундамент рассматривается как работающий в условиях плоской задачи, тогда $\xi_y = \xi_q = \xi_c = 1$. В пределах между этими величинами поправочные коэффициенты рассчитывают по формулам

$$\xi_y = 1 - 0,25/\eta; \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \xi_c = 1 + 0,3/\eta. \quad (6.27)$$

Необходимо помнить, что при высоком положении уровня подземных вод значения удельного веса грунта в формуле (6.25) нужно принимать с учетом взвешивающего действия воды (см. § 5.4).

Таблица 6.2. Значения коэффициентов N_y, N_q, N_c

Угол внутреннего трения грунта φ , град	Коэффициенты	Коэффициенты N_y, N_q и N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	N_y	1,35	1,02	0,61	0,21 2,06 3,94	$\delta =$ = 14,5			
	N_q	3,94	3,45	2,84					
	N_c	10,98	9,13	6,88					
20	N_y	2,88	2,18	1,47	0,82 2,69 4,65	$\delta =$ = 18,9			
	N_q	6,40	5,56	4,64					
	N_c	14,84	12,53	10,02					
25	N_y	5,87	4,50	3,18	2,00 6,13 10,99	1,05 4,58 7,68	0,58 3,60 5,58	$\delta =$ = 22,9	
	N_q	10,66	9,17	7,65					
	N_c	20,72	17,53	14,26					
30	N_y	12,39	9,43	6,72	4,44 10,37 16,23	2,63 7,96 12,05	1,29 5,67 8,09	0,95 4,95 6,85	$\delta =$ = 26,5
	N_q	18,40	15,63	12,94					
	N_c	30,14	25,34	20,68					
35	N_y	27,50	20,58	14,63	9,79 18,12 24,45	6,08 13,94 18,48	3,38 10,24 13,19	1,60 7,04 8,63	$\delta =$ = 29,8
	N_q	33,30	27,86	22,77					
	N_c	46,12	38,36	31,09					

Примечание. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие указанным рядом значениям δ , полученным из условия $\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi$.

Предельное сопротивление оснований, сложенных неконсолидированными пылеватоглинистыми грунтами, для прямоугольных фундаментов при $l \leq 3b$ можно определять по формуле (6.25), полагая $\varphi = 0$ и $\xi_c = 1 + 0,11/\eta$. Допущение $\varphi = 0$ связано с предположением наибольшего значения порового давления и медленно уплотняющихся водонасыщенных грунтах (см. § 4.4) и идет в запас прочности.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления

основания N_u сложенного скальными грунтами, определяют по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (6.28)$$

где R_c — расчетная прочность образца грунта на одноосное сжатие, приведенная в § 4.4. Остальные обозначения те же.

Расчет фундамента на плоский сдвиг. В этом случае выражение (6.24) может быть представлено в виде

$$\sum F_{sa} \leq \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n, \quad (6.29)$$

где $\sum F_{sa}$ и $\sum F_{sr}$ — соответственно суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сдвигающих и удерживающих сил.

Исходя из изложенного выше и используя для определения удерживающих сил уравнение (6.2), применительно к расчетной схеме на рис. 6.7 эти величины можно выразить формулами

$$\begin{aligned} \sum F_{sa} &= F_h + E_a; \\ \sum F_{sr} &= (F_v - WA) \operatorname{tg} \varphi + Ac + E_n, \end{aligned} \quad (6.30)$$

где F_h и F_v — касательная и нормальная составляющие равнодействующей F в уровне подошвы фундамента; W — взвешивающее давление воды на подошву фундамента при высоком залегании уровня подземных вод; A — площадь подошвы фундамента; E_a и E_n — равнодействующие активного и пассивного давления грунта на фундамент. Определение этих величин будет рассмотрено в § 6.5.

Понятие о коэффициенте устойчивости. Во многих случаях при инженерных расчетах оказывается удобно использовать понятие коэффициента устойчивости k_{st} .

Коэффициент устойчивости определяется как отношение величины предельных воздействий на сооружение или основание к их расчетным, реально действующим величинам.

В этом случае при $k_{st} = 1$ рассматриваемый объект находится в состоянии предельного равновесия, при $k_{st} > 1$ обладает некоторым запасом устойчивости. Значение $k_{st} < 1$ показывает, что прочность объекта не обеспечена, т. е. неизбежно его разрушение.

Например, применительно к условию (6.24) коэффициент устойчивости запишется следующим образом:

$$k_{st} = F_u / F. \quad (6.31)$$

Можно ввести также понятие нормативного значения коэффициента устойчивости k_{st}^H , которое будет иметь вид

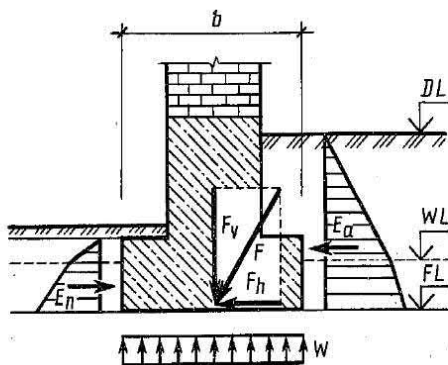


Рис. 6.7. Схема к расчету фундамента на плоский сдвиг

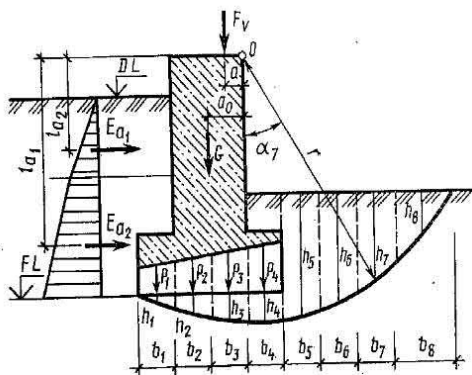


Рис. 6.8. Схема к расчету устойчивости фундамента методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

(6.31) также может иметь иной вид. Однако условие (6.32) будет сохраняться и позволит значительно упростить решение инженерных задач.

Расчет фундамента по схеме глубинного сдвига. При большой глубине подошва стены испытывают значительное давление грунта засыпки с внешней стороны здания. Потеря устойчивости может иметь форму поворота фундамента вокруг некоторого центра вращения. В этом случае проводятся расчеты устойчивости фундамента в предположении круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Расчетная схема такой задачи в плоской постановке представлена на рис. 6.8. Исходя из кинематических условий в качестве центра вращения принимается точка O , лежащая на краю верхнего обреза фундамента. Принимается, что след поверхности скольжения в плоскости рисунка соответствует части окружности радиусом r , выходящей из точки, лежащей на противоположном краю подошвы фундамента, и заканчивающейся в точке пересечения ее с основанием. Фундамент и прилегающий к нему грунт выше поверхности скольжения называются отсеком обрушения. Коэффициент устойчивости в этом случае определяется как отношение момента сил, удерживающих отсек обрушения M_{sr} , к моменту сил M_{sa} , стремящихся повернуть этот отсек относительно точки O :

$$k_{st} = M_{sr} / M_{sa}. \quad (6.34)$$

Если, аналогично предыдущему, определить удерживающие и опрокидывающие силы, то формула (6.34) примет вид (рис. 6.8)

$$k_{st} = \frac{r [\sum b_i (p_i + \gamma_i h_i) \operatorname{tg} \varphi_i \cos \alpha_i + \sum b_i c_i / \cos \alpha_i]}{\sum E_{a_j} l_{a_j} + F_v a + G a_0 + r \sum b_i h_i \sin \alpha_i}, \quad (6.35)$$

где b_i и h_i — ширина и высота i -го элемента; γ_i — средний удельный вес грунтов в i -м элементе; φ_i и c_i — угол внутреннего трения

$$k_{st}^H = \gamma_n / \gamma_c. \quad (6.32)$$

Тогда условие (6.24) перепишется как

$$k_{st} \geq k_{st}^H. \quad (6.33)$$

Отметим, что в некоторых задачах нормативный коэффициент устойчивости может определяться не соотношением коэффициентов в формуле (6.32), а требованиями проекта. Кроме того, форма записи коэффициента устойчивости

и сцепление грунта по подошве i -го элемента; p_i — среднее давление, передаваемое фундаментом на i -й элемент; α_i — угол между вертикалью и нормалью к подошве i -го элемента; E_{aj} и l_{aj} — равнодействующая и плечо сил активного давления; F_v и a — равнодействующая и плечо силы, которой нагружен фундамент; G и a_0 — вес фундамента и соответствующее плечо; r — радиус поверхности скольжения.

Расчет на опрокидывание. Этот расчет выполняется для безраспорных конструкций, имеющих достаточно большую высоту и нагруженных горизонтальными силами. К таким конструкциям можно отнести подпорные стены, высокие дымовые трубы, опоры линий электропередачи. Устойчивость на опрокидывание оценивается по отношению моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно условно принимаемого центра поворота:

$$k_{ст} = M_{уд} / M_{опр}. \quad (6.36)$$

Это отношение не должно быть меньше устанавливаемого нормативного значения $k_{ст}^{н}$.

Необходимо отметить, что выбор расчетных схем при проведении расчетов фундаментов на сдвиг и опрокидывание каждый раз следует согласовывать с конкретными грунтовыми условиями в основании фундамента. Например, если фундамент установлен на скальных грунтах, то расчет на глубинный сдвиг, как правило, можно не проводить. Если в основании в непосредственной близости от подошвы фундамента находится подстилающий слой или прослойка слабого грунта, следует проверить устойчивость на сдвиг по слабому грунту.

6.4. Устойчивость откосов и склонов

Общие положения. Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дорожное полотно, дамбы, земляные плотины и т. д.), выемок (котлованы, траншеи, каналы, карьеры добычи полезных ископаемых и т. п.) или при перепрофилировании территорий. Склоном называется откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Природа формирования склонов и склоновые процессы, приводящие к их видоизменению, подробно рассматриваются в курсе инженерной геологии.

При неблагоприятном сочетании разнообразных факторов массив грунтов, ограниченный откосом или склоном, может перейти в неравновесное состояние и потерять устойчивость. Если такие явления происходят в сфере обитания или деятельности человека, это приводит к значительному ущербу, а иногда имеет катастрофические последствия.

Выбор оптимальной крутизны откосов при проектировании насыпей и выемок позволяет, с одной стороны, избежать аварии, а с другой — снизить объемы земляных работ, т. е. существенно удешевить строительство. Например, обоснование в проекте врезки строительного котлована плотины Виллойской ГЭС-III, выполненное МГСУ с использованием расчетно-экспериментального метода, описанного в § 4.5, позволило сократить смету этого объекта строительства на 6,5 млн. руб. в ценах 1986 г.

Основными причинами потери устойчивости откосов и склонов являются:

устройство недопустимо крутого откоса или подрезка склона, находящегося в состоянии, близком к предельному;

увеличение внешней нагрузки (возведение сооружений, складирование материалов на откосе или вблизи его бровки);

изменение внутренних сил (увеличение удельного веса грунта при возрастании его влажности или, напротив, влияние взвешивающего давления воды на грунты);

неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта или снижение его сопротивления сдвигу за счет повышения влажности и других причин;

проявление гидродинамического давления, сейсмических сил, различного рода динамических воздействий (движение транспорта, забивка свай и т. п.).

Обычно все эти факторы проявляются во взаимодействии, что необходимо иметь в виду при изысканиях и проектировании в каждом конкретном случае. Следует подчеркнуть, что в рассматриваемой проблеме важнейшую роль играет тщательный анализ инженерно-геологической обстановки объекта. Только на этой основе могут быть разработаны оптимальные расчетные схемы, выбраны соответствующие методы расчетов, назначены расчетные показатели физико-механических свойств грунтов и при необходимости определены мероприятия, повышающие устойчивость откосов и склонов.

В проектной практике используется большое количество различных методов оценки устойчивости откосов и склонов, детально изложенных в работах К. Терцаги, Г. Крея, Д. Тейлора, Р. Р. Чугаева, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, А. Л. Можевитинова и др., а также в «Справочнике проектировщика» (М., 1985). Ниже для случая плоской задачи рассматриваются достаточно простые, но часто употребляемые в промышленном и гражданском строительстве решения. При этом обычно анализируются два типа задач: 1) оценка устойчивости откоса или склона заданной крутизны; 2) определение оптимальной крутизны откоса или склона при заданном нормативном коэффициенте устойчивости. Коэффициент устойчивости часто принимается в виде

$$k_{\pi} = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \varphi' = c / c', \quad (6.37)$$

где φ, c — расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу

грунта, принятые в проекте; φ' , c' — то же, соответствующие предельному состоянию откоса или склона.

Устойчивость откоса или склона считается обеспеченной, если выполняется условие (6.33)

$$k_{st} \geq k_{st}^H,$$

где k_{st}^H — нормативный коэффициент устойчивости, определяемый по формуле (6.32) или задаваемый в проекте. Как правило, его значение находится в пределах 1,1...1,3.

Устойчивость откоса

в идеально сыпучих грунтах ($\varphi \neq 0$, $c=0$). Эту задачу можно решить исходя из элементарных соображений. Пусть имеется откос с углом заложения α при заданном значении расчетного угла внутреннего трения φ грунта, слагающего откос. Рассмотрим равновесие частицы, свободно лежащей на поверхности откоса (рис. 6.9, а). Поскольку грунт обладает только внутренним трением, устойчивость частицы обеспечена, если сдвигающая сила T будет равна или меньше удерживающей силы трения T' . Задавшись весом частицы P и учитывая, что коэффициент внутреннего трения грунта $f = \operatorname{tg} \varphi$, это условие можно записать в виде

$$T = P \sin \alpha; T' = P \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi; T \leq T', \quad (6.38)$$

откуда

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi \text{ или } \alpha \leq \varphi. \quad (6.39)$$

Таким образом, если угол заложения откоса равен или меньше угла внутреннего трения грунта, устойчивость откоса обеспечена. Теперь следует оценить запас устойчивости откоса при этих условиях. Очевидно, что в предельном состоянии условие (6.39) принимает вид

$$\alpha = \varphi', \quad (6.40)$$

т. е. предельное значение угла заложения откоса в сыпучих грунтах равно углу внутреннего трения грунта. Такое значение α часто называют углом естественного откоса. Тогда, учитывая формулу (6.37), выражение (6.40) можно записать в виде

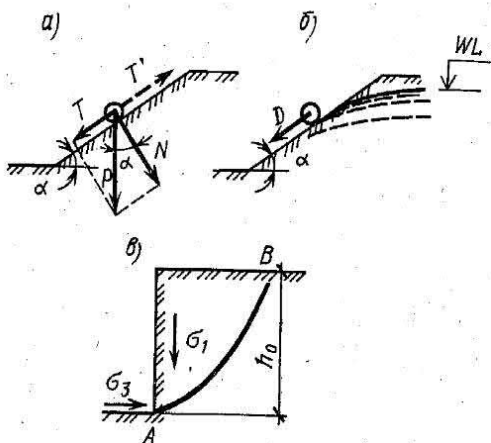


Рис. 6.9. Схемы к расчету устойчивости откосов:

а — идеально сыпучего грунта; б — то же, при действии фильтрационных сил; в — идеально связанного грунта

$$\operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg} \varphi / k_{st}; \alpha = \operatorname{arctg} (\operatorname{tg} \varphi / k_{st}), \quad (6.41)$$

или окончательно

$$k_{st} = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \alpha. \quad (6.42)$$

При $k_{st} \geq k_{st}^H$ откос обладает необходимым запасом устойчивости.

При проектировании часто требуется определить угол заложения откоса, гарантирующий его устойчивость в соответствии с заданным нормативным коэффициентом устойчивости. В этом случае во второе уравнение формул (6.41) вместо k_{st} нужно подставить k_{st}^H :

$$\alpha = \operatorname{arctg} (\operatorname{tg} \varphi / k_{st}^H). \quad (6.43)$$

Учет влияния фильтрационных сил. Если уровень подземных вод в массиве сыпучего грунта находится выше подошвы откоса, возникает фильтрационный поток, выходящий на его поверхность (рис. 6.9, б), что приводит к снижению устойчивости откоса. Тогда, рассматривая равновесие частицы на поверхности откоса, к сдвигающей силе необходимо добавить гидродинамическую составляющую D . Полагая, что кривая депрессии выходит на откос по касательной к его поверхности, т. е. под углом α , гидравлический градиент в точке выхода потока можно записать в виде $i = \sin \alpha$. Гидравлическая составляющая в единице объема грунта будет иметь вид

$$D = \gamma_w n i = \gamma_w n \sin \alpha, \quad (6.44)$$

где γ_w — удельный вес воды; n — пористость грунта.

Учитывая, что вес единицы объема грунта $P = \gamma V$, где $V = 1$, и исходя из предыдущего, уравнение предельного равновесия частицы с учетом фильтрационных сил можно записать как

$$\gamma_w n \sin \alpha + \gamma_{sb} \sin \alpha - \gamma_{sb} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi' = 0, \quad (6.45)$$

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

Поскольку $\operatorname{tg} \varphi'$ определяется соотношением (6.41), после преобразования выражения (6.45) получим формулу для определения коэффициента устойчивости откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом с учетом действия фильтрационного потока:

$$k_{st} = \frac{\gamma_{sb} \operatorname{tg} \varphi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) \operatorname{tg} \alpha}. \quad (6.46)$$

Отсюда угол заложения откоса при заданном нормативном коэффициенте устойчивости определится как

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{\gamma_{sb} \operatorname{tg} \varphi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) k_{st}^H}. \quad (6.47)$$

Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах ($\varphi = 0$; $c \neq 0$). В отличие от сыпучих грунтов предельный угол зало-

жения откосов, сложенных связными грунтами, не является постоянным и меняется с увеличением высоты откоса. Более того, если высота не превышает предельного значения h_0 , то связный грунт может держать вертикальный откос.

Определим предельную высоту вертикального откоса в связных грунтах исходя из положения, многократно подтвержденного практикой. Точные расчеты показывают, что наиболее неблагоприятное напряженное состояние возникает у подошвы откоса в точке A (рис. 6.9, a). Именно здесь с увеличением высоты вертикального откоса начинает формироваться состояние предельного равновесия, захватывающее все большую область и приводящее к обрушению массива по некоторой поверхности AB . Тогда можно принять, что предельная высота вертикального откоса h_0 соответствует тому напряженному состоянию в точке A , при котором здесь выполняется условие предельного равновесия.

Максимальное главное напряжение в этой точке будет равно природному давлению, т. е. $\sigma_1 = \gamma h_0$. Поскольку откос ограничен свободной вертикальной поверхностью, минимальное главное напряжение в точке A будет равно нулю, т. е. $\sigma_3 = 0$. Учитывая, что для идеально связных грунтов $\varphi = 0$, и подставив в условие предельного равновесия (6.3) приведенные выше значения σ_1 и σ_3 , после преобразований будем иметь

$$h_0 = 2c/\gamma. \quad (6.48)$$

Аналогично предыдущему коэффициент устойчивости вертикального откоса при $h \leq h_0$ можно получить в виде

$$k_{st} = 2c/h\gamma. \quad (6.49)$$

Тогда высота вертикального откоса в идеально связных грунтах, отвечающего заданному запасу устойчивости, определится из (6.49) как

$$h = 2c/(k_{st}^{\alpha}\gamma). \quad (6.50)$$

Устойчивость вертикального откоса в грунтах, обладающих трением и сцеплением ($\varphi \neq 0$; $c \neq 0$). Сохраняя все рассуждения, приведенные в предыдущем пункте, используем для определения величины h_0 полное выражение условия предельного равновесия (6.3). Тогда при $\sigma_1 = \gamma h_0$ и $\sigma_3 = 0$ получим следующую формулу для предельного значения высоты вертикального откоса:

$$h_0 = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)}. \quad (6.51)$$

При $\varphi = 0$ выражение (6.51) переходит в (6.48). Нетрудно заметить, что учет внутреннего трения грунта приводит к некоторому увеличению предельной высоты вертикального откоса. Отметим также, что выражения, полученные выше из элементарных сооб-

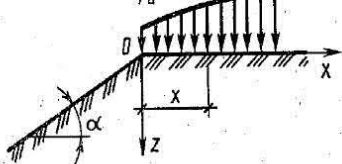


Рис. 6.10. Схема к определению максимального давления на поверхности откоса

Возможности интенсивного дополнительного увлажнения грунта водами, из-за таяния снега и т. п. следует ожидать обрушения или частичного оползания незакрепленного вертикального откоса, запроектированного без учета этих факторов.

В проектной практике часто бывает необходимо определить максимально допустимую нагрузку на поверхности откоса заданной крутизны или форму равноустойчивого откоса криволинейного очертания. Строгие решения этих задач в плоской постановке для грунтов, обладающих трением и сцеплением, были получены В. В. Соколовским численным интегрированием уравнений теории предельного равновесия. Ниже приводятся результаты решения этих задач.

Определение предельного давления на горизонтальную поверхность, ограничивающую откос грунта. Задача заключается в следующем. Пусть задан откос с известным углом заложения α и характеристиками грунта φ , c и γ . Требуется определить эпюру вертикальной нагрузки на поверхности, при которой массив грунта будет находиться в состоянии предельного равновесия. Расчетная схема этой задачи представлена на рис. 6.10. Решение получено в безразмерных показателях и имеет вид

$$p_u(x) = \bar{\sigma}_z c + c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (6.52)$$

где $\bar{x} = x(c/\gamma)$ — расстояние от точки O до точки приложения рассматриваемой ординаты эпюры нагрузки (γ — удельный вес грунта); $\bar{\sigma}_z$ — безразмерная величина этой ординаты.

Таблица 6.3. Значения безразмерных величин $\bar{\sigma}_z$ в формуле (6.52)

\bar{x}	Значения $\bar{\sigma}_z$ при φ , град, равном											
	10			20			30			40		
	при α , град, равном											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126,0	81,1	50,9	31,0
2	10,80	8,95	25,4	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186,0	115,0	68,4	38,1
3	11,80	9,59	29,8	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243,0	148,0	84,9	44,4
4	12,80	10,20	34,0	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299,0	179,0	101,0	50,4
5	13,70	10,80	38,0	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354,0	211,0	117,0	56,2
6	14,50	11,30	41,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409,0	241,0	132,0	61,7

Значения безразмерных величин $\bar{\sigma}_z$ для различных φ , α , \bar{x} приведены в табл. 6.3.

Расчеты по формуле (6.52) производятся следующим образом. Для заданных на горизонтальной поверхности точек с координатой x рассчитываются безразмерные координаты \bar{x} . Затем при известных значениях φ и α для этих точек по табл. 6.3 определяются безразмерные величины $\bar{\sigma}_z$ и по формуле (6.52) рассчитываются значения соответствующих ординат эшюры предельного давления.

Определение формы равноустойчивого откоса. Равноустойчивым будет называться такой откос криволинейного очертания, при котором ограниченный им массив грунта находится в состоянии предельного равновесия. Решение этой задачи получено в виде графиков в безразмерных координатах \bar{x} и \bar{z} , отражающих форму равноустойчивого откоса при заданных значениях φ (рис. 6.11). Здесь $\bar{x} = x\gamma/c$ и $\bar{z} = z\gamma/c$; x и z — действительные координаты соответствующих точек откоса при задании начала координат в точке $x=z=0$.

Практически построение равноустойчивого откоса производится следующим образом. На рис. 6.11 выбирается кривая, соответствующая заданному значению φ . Начало координат располагается на верхней границе откоса. Для нескольких точек этой кривой с безразмерными координатами \bar{x} и \bar{z} при известных значениях c и γ по приведенным выше формулам вычисляются действительные координаты x и z . Тогда кривая, проведенная через точки с координатами x и z , и будет соответствовать форме равноустойчивого откоса при заданных исходных данных.

Построенный таким образом равноустойчивый откос может нести на горизонтальной поверхности равномерно распределенную нагрузку интенсивностью

$$p_0 = 2c \cos \varphi / \gamma (1 - \sin \varphi). \quad (6.53)$$

Если нагрузка на поверхности отсутствует, то верхняя часть откоса на глубину h_0 , определяемую по формуле (6.51), может иметь вертикальное заложение. Тогда, сохраняя начало координат на верхней границе откоса, построенную указанным выше способом кривую следует опустить по оси z так, чтобы она выходила из точки с координатой $z = h_0$.

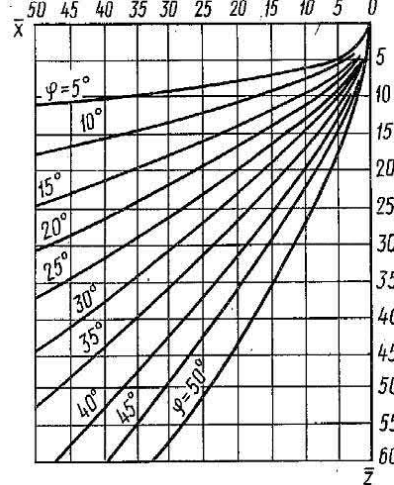


Рис. 6.11. Кривые равноустойчивых откосов

Учет нормативного коэффициента запаса. Если в двух последних задачах требуется определить нагрузку на поверхности или форму откоса с запасом устойчивости, соответствующим нормативному коэффициенту, в приведенных выше вычислениях следует использовать прочностные характеристики грунта, определяемые по формулам

$$c' = c/k_{st}^n; \varphi' = \arctg(\operatorname{tg} \varphi/k_{st}^n). \quad (6.54)$$

Инженерные методы расчета устойчивости откосов и склонов. Основным недостатком рассмотренных выше методов является то, что они относятся только к однородным по физико-механическим свойствам массивам грунтов. В случае искусственных откосов насыпей такое положение встречается достаточно часто. Однако при устройстве глубоких выемок и особенно при оценке устойчивости природных склонов обычно приходится иметь дело с существенной неоднородностью грунтовых массивов. Кроме того, в отдельных случаях потенциальные поверхности скольжения в массиве могут быть ярко выраженными и не совпадать с предсказываемыми теорией предельного равновесия (наличие слабых прослоев, поверхности ранее имевших место оползневых смещений и т. п.). Во многих случаях в приведенных выше методах не удастся учесть сложные схемы нагружения, влияние сейсмических, фильтрационных сил и ряда других воздействий. Поэтому в проектной практике применяются инженерные методы расчета устойчивости, содержащие различного рода упрощающие предположения. Наиболее распространенные из них подробно рассмотрены в «Справочнике проектировщика» (1985). Ограничимся здесь широко используемым методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, относящимся к схеме плоской задачи.

Этот метод был впервые применен К. Петерсоном в 1916 г. для расчета устойчивости откосов и долгое время назывался «методом шведского геотехнического общества». В дальнейшем он получил развитие в работах многих ученых, и к настоящему времени имеется несколько его модификаций, одна из которых рассматривается ниже.

Предположим, что потеря устойчивости откоса или склона, представленного на рис. 6.12, *a*, может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра *O*. Поверхность скольжения в этом случае будет представлена дугой окружности с радиусом *r* и центром в точке *O*. Смещающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек, все точки которого участвуют в общем движении. Коэффициент устойчивости принимается в виде

$$k_{st} = M_{st}/M_{sa}, \quad (6.55)$$

где M_{st} и M_{sa} — моменты относительно центра вращения *O* всех сил, соответственно удерживающих и смещающих отсек.

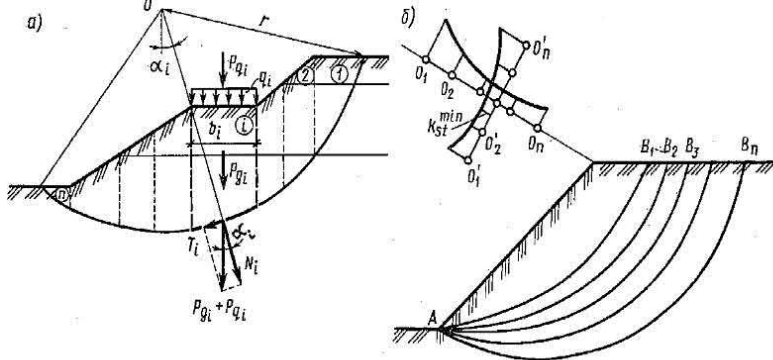


Рис. 6.12. Схема к расчёту устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения:

a — расчетная схема; *b* — определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, ... — номера элементов

Для определения входящих в формулу (6.55) моментов отсек грунтового массива разбивается вертикальными линиями на отдельные элементы. Характер разбивки назначается с учетом неоднородности грунта отсека и профиля склона так, чтобы в пределах отрезка дуги скольжения основания каждого *i*-го элемента прочностные характеристики грунта φ и c были постоянными. Вычисляются силы, действующие на каждый элемент: вес грунта в объеме элемента P_{g_i} и равнодействующая нагрузки на его поверхности P_{q_i} . При необходимости могут быть также учтены и другие воздействия (фильтрационные, сейсмические силы и т. д.). Равнодействующие сил $P_{g_i} + P_{q_i}$ считаются приложенными к основанию элемента и раскладываются на нормальную N_i и касательную T_i , составляющие к дуге скольжения в точке их приложения. Тогда

$$N_i = (P_{g_i} + P_{q_i}) \cos \alpha_i; \quad T_i = (P_{g_i} + P_{q_i}) \sin \alpha_i. \quad (6.56)$$

Соответственно момент сил, вращающих отсек вокруг точки *O*, определится как

$$M_{sa} = r \sum_{i=1}^n T_i = r \sum_{i=1}^n (P_{g_i} + P_{q_i}) \sin \alpha_i, \quad (6.57)$$

где *n* — число элементов в отсеке.

Принимается, что удерживающие силы в пределах основания каждого элемента T'_i обуславливаются сопротивлением сдвигу за счет внутреннего трения и сцепления грунта. Тогда с учетом выражения (6.2) можно записать

$$T'_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i = (P_{g_i} + P_{q_i}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i, \quad (6.58)$$

где l_i — длина дуги основания i -го элемента, определяемая как $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ (b_i — ширина элемента).

Отсюда момент сил, удерживающих отсек, будет иметь вид

$$M_{sr} = r \left[\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i \right]. \quad (6.59)$$

Учитывая формулу (6.55), окончательно получим

$$k_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i}. \quad (6.60)$$

При $k_{st} \geq k_{st}^n$ устойчивость отсека массива грунта относительно выбранного центра вращения O считается обеспеченной. Основная сложность при практических расчетах заключается в том, что положение центра вращения O и выбор радиуса r , соответствующие наиболее опасному случаю, неизвестны. Поэтому обычно проводится серия таких расчетов при различных положениях центров вращения и значениях r . Чаще всего наиболее опасная поверхность скольжения проходит через нижнюю точку откоса или склона. Однако если в основании залегают слабые грунты с относительно низкими значениями прочностных характеристик φ и c , то это условие может не выполняться.

Один из приемов нахождения наиболее опасного положения поверхности скольжения заключается в следующем. Задаваясь координатами центров вращения O_1, O_2, \dots, O_n на некоторой прямой, определяют коэффициенты устойчивости $k_{st,i}$ для соответствующих

поверхностей скольжения и строят эпюру значений этих коэффициентов (рис. 6.12, б). Через точку O_{\min} , соответствующую минимальному коэффициенту устойчивости, проводят по нормали второй отрезок прямой и, располагая на нем новые центры вращения O'_1, O'_2, \dots, O'_n , вновь оценивают минимальное значение коэффициента устойчивости. Тогда k_{st}^{\min} и определит положение наиболее опасной поверхности скольжения. При $k_{st}^{\min} \geq k_{st}^n$ устойчивость откоса или склона будет обеспечена.

Выполнение указанных расчетов «вручную» весьма трудоемко, поэтому разработаны программы для расчетов на ЭВМ, которые путем перебора вариантов определяют наименьшее значение коэффициента устойчивости.

Мероприятия по повышению устойчивости откосов и склонов. Одним из наиболее эффективных способов повышения устойчивости откосов и склонов является их вылаживание или создание уступчатого профиля с образованием горизонтальных площадок (берм) по высоте откоса. Однако это всегда связано с увеличением

объемов земляных работ. При относительно небольшой высоте откосов может оказаться эффективной пригрузка подошвы в его низовой части или устройство подпорной стенки, поддерживающей откос. Положительную роль также играют закрепление поверхности откоса одерновкой, мощением камнем, укладкой бетонных или железобетонных плит.

Важнейшим мероприятием является регулирование гидрогеологического режима откоса или склона. С этой целью сток поверхностных вод перехватывается устройством нагорных канав, отведением воды с берм. Подземные воды, высачивающиеся на поверхности откоса или склона, перехватываются дренажными устройствами с отведением вод в специальную ливнесточную сеть.

При необходимости разрабатываются сложные конструктивные мероприятия типа прорезания потенциально неустойчивого массива грунтов системой забивных или набивных свай, вертикальных шахт и горизонтальных штолен, заполненных бетоном и входящих в подстилающие неподвижные части массива. Используется также анкерное закрепление неустойчивых объемов грунта, часто во взаимодействии с подпорными стенками или свайными конструкциями.

Все эти мероприятия являются дорогостоящими и трудоемкими в исполнении, поэтому они могут применяться только при надлежащем технико-экономическом обосновании, тщательном анализе инженерно-геологической и гидрогеологической обстановки. Методы расчета и проектирования соответствующих мероприятий рассматриваются в специальной литературе.

6.5. Давление грунтов на ограждающие конструкции

Общие положения. Ограждающие конструкции предназначены для того, чтобы удерживать от обрушения находящийся за ними грунтовой массив. Характерным примером ограждающей конструкции является подпорная стенка — конструкция, широко применяющаяся в промышленном, гражданском, дорожном, гидротехническом и других областях строительства. Поэтому часто вопросы, рассматриваемые в настоящем параграфе, в литературе упоминаются под названием «давление грунтов на подпорные стенки». Отметим, что решение этой задачи выполняется в плоской постановке.

По конструктивному исполнению различаются массивные (или гравитационные) и тонкостенные подпорные стенки (рис. 6.13). Устойчивость массивных стенок на сдвиг и опрокидывание обеспе-

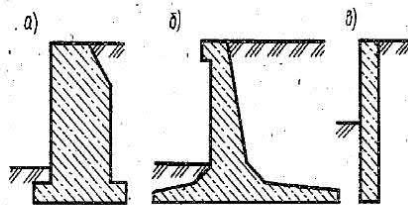


Рис. 6.13. Примеры конструкций подпорных стенок:

а — массивной; б — тонкостенной; в — то же, заделанной в основание

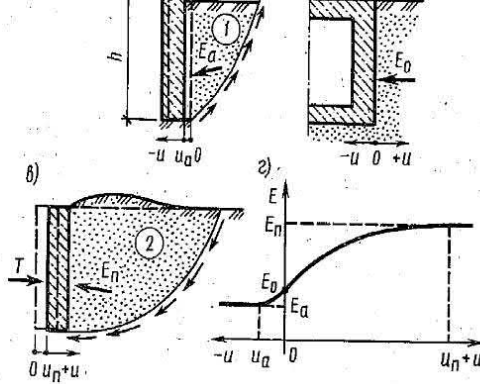


Рис. 6.14. Связь равнодействующей давления грунта E с величиной и направлением горизонтального смещения u стенки:

1 — призма обрушения; 2 — призма выпирания

К жестким относится конструкция, которая под действием давления грунта изгибается очень незначительно или практически не изгибается, поэтому ее собственные деформации не изменяют характер давления на нее грунта. Жесткие подпорные стенки изготавливаются обычно из железобетона, монолитного бетона, каменной кладки, деревянных или железобетонных рязей или ящиков, заполненных грунтом, и т. п. Гибкие подпорные стенки выполняются главным образом из деревянного, железобетонного или металлического шпунта и часто называются шпунтовыми стенками. При действии нагрузки они изгибаются и характер эпюры давлений грунта на стенку зависит от ее деформаций.

В настоящем параграфе рассматривается расчет только жестких подпорных стенок. Некоторые положения расчета гибких стенок будут приведены в гл. 14.

Эксперименты и натурные наблюдения показывают, что равнодействующая давления грунта на стенку E зависит от направления, величины и характера ее смещения. На рис. 6.14, заимствованном из учебника П. Л. Иванова, приведены три расчетных случая, определяющие фундаментальные понятия теории давления грунта на ограждение. Там же приводится график, характеризующий изменение равнодействующей давления E в зависимости от смещения стенки.

Если подпорная стенка под действием давления грунта не смещается и не изгибается (например, плитный фундамент коробчатого сечения), то давление реализуется в условиях отсутствия горизонтального смещения при $u=0$ (рис. 6.14, б); его часто называют давлением покоя E_0 . При этом допускается определять ординату горизонтального давления грунта на вертикальную грань стенки σ_x , используя понятие коэффициента бокового давления ξ . Тогда, учи-

тывая вертикальное давление от собственного веса грунта σ_z на глубине z от поверхности засыпки, будем иметь

$$\sigma_x = \xi \sigma_z = \xi \gamma z = \nu \gamma z / (1 - \nu), \quad (6.61)$$

где γ — удельный вес грунта; ν — коэффициент Пуассона грунта.

Соответственно эпюра давления на стенку при однородном грунте засыпки будет иметь вид треугольника и при высоте стенки h равнодействующая эпюры давления покоя определится как

$$E_0 = \frac{\nu \gamma h^2}{2(1 - \nu)}. \quad (6.62)$$

Под действием давления грунта возможно также смещение стенки в сторону от засыпки, принятое здесь со знаком минус (рис. 6.14, а). Когда это смещение достигает некоторой величины u_a , в грунте засыпки формируется область обрушения грунта, граница которой называется поверхностью скольжения, а сама область — призмой обрушения. Давление, передаваемое призмой обрушения на грань стенки, носит название активного давления, а его результирующую обозначают E_a .

Наконец, если под действием каких-либо сил подпорная стенка смещается в сторону грунта, в засыпке также образуются поверхности скольжения и при некоторой величине перемещения $+u_n$ формируется призма выпирания грунта (рис. 6.14, в). При этом реакция грунта достигает максимального значения и соответствует пассивному давлению (отпору) грунта, результирующую которого обозначают E_p .

Эксперименты показывают (рис. 6.14, г), что полное формирование призмы обрушения и развитие активного давления происходят при очень небольших перемещениях стенки, составляющих тысячные доли ее высоты. Напротив, образование призмы выпирания и развитие пассивного давления происходят при значительно больших значениях перемещений стенки.

Если вернуться к примерам, приведенным на рис. 6.13, то нетрудно заметить, что на подпорную стенку практически всегда будут действовать активное давление со стороны засыпки (справа от стенки), стремящееся сдвинуть или опрокинуть стенку, и пассивное давление (слева от стенки), препятствующее потере ее устойчивости. Поэтому расчет давления грунта является неотъемлемой частью проектирования ограждающих конструкций.

Для определения активного и пассивного давления грунта на сооружение обычно принимается модель теории предельного равновесия, реализуемая в рамках строгих или приближенных решений. При этом возникают значительные математические затруднения, связанные с определением очертания линий скольжения в массиве грунта, поэтому в практических расчетах часто используют допущение, введенное еще Ш. Кулоном, о прямолинейном очертании линий

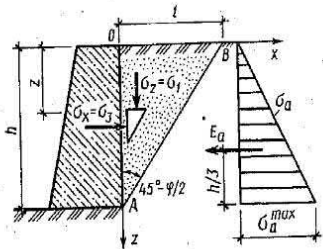


Рис. 6.15. Схема для определения активного давления сыпучего грунта на гладкую стенку

скольжения. Для активного давления методы расчетов, основанные на этом допущении, дают результаты, близкие к строгим решениям. При определении пассивного давления получают завышенный результат, причем погрешность возрастает с увеличением угла внутреннего трения грунта. Ниже рассматривается решение ряда задач, основанное на этом допущении.

Определение активного давления на вертикальную гладкую стенку при горизонтальной поверхности засыпки. Рассмотрим простейший случай, когда засыпка представлена идеально сыпучим грунтом (рис. 6.15). Поскольку принято, что стенка имеет абсолютно гладкую грань, т. е. трение грунта о стенку отсутствует ($\tau_{zx} = 0$), вертикальные и горизонтальные площадки являются главными. Тогда максимальное главное напряжение, действующее на горизонтальную площадку в точке контакта грунта со стенкой на глубине z от поверхности засыпки, будет равно

$$\sigma_1 = \gamma z, \quad (6.63)$$

где γ — удельный вес грунта.

В пределах призмы обрушения OAB грунт находится в состоянии предельного равновесия. Следовательно, минимальное главное напряжение в этой точке σ_3 , равное активному давлению σ_a , будет связано с максимальным главным напряжением условием предельного равновесия.

Условие предельного равновесия для сыпучих грунтов (4.37) можно выразить в виде

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.64)$$

Тогда с учетом формулы (6.63) активное давление грунта на стенку в точке, расположенной на глубине z от поверхности засыпки, будет равно

$$\sigma_a = \sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.65)$$

Форма уравнения (6.65) показывает, что в рассматриваемом случае эпюра активного давления имеет вид треугольника. Подставив в это уравнение высоту стенки h , получим максимальную ординату эпюры активного давления:

$$\sigma_a^{\max} = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.66)$$

Равнодействующая активного давления E_a определится как площадь эпюры σ_a , т. е.

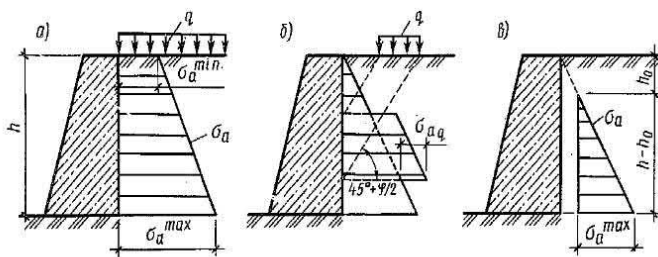


Рис. 6.16. Схемы для определения активного давления:

a — при равномерно распределенной нагрузке; *б* — при местной нагрузке; *в* — для случая засыпки связным грунтом

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (6.67)$$

и будет приложена к стенке на расстоянии $1/3h$ от ее подошвы.

Из анализа равновесия призмы обрушения несложно установить, что плоскость скольжения *AB* будет наклонена к вертикали под углом $\pi/4 - \varphi/2$. Отсюда можно определить ширину призмы обрушения по поверхности засыпки $l = h \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$.

Учет нагрузки на поверхности засыпки. При наличии на поверхности сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью *q* (рис. 6.16, *a*) выражение (6.63) будет иметь вид

$$\sigma_1 = \gamma z + q. \quad (6.68)$$

Повторяя те же рассуждения, получим

$$\sigma_a = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (6.69)$$

$$E_a = h \left(\frac{\gamma h}{2} + q \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.70)$$

Из приведенных выражений можно получить значения σ_a^{\min} при $z=0$ и σ_a^{\max} при $z=h$ и убедиться, что эпюра активного давления имеет вид трапеции. Точка приложения равнодействующей E_a будет находиться в центре тяжести площади трапеции, и расстояние от подошвы стенки до направления действия этой силы составит $h(\gamma h + 3q)/[3(\gamma h + 2q)]$.

Если на поверхности засыпки в пределах призмы обрушения приложена местная полосовая нагрузка *q* шириной *b*, то для определения дополнительного влияния этой нагрузки на величину активного давления используется следующий прием (рис. 6.16, *б*). Считают, что воздействие нагрузки на стенку передается под углом к горизонтали $\pi/4 + \varphi/2$, а дополнительное активное давление от нее составляет

$$\sigma_a, q = q \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.71)$$

Эпюра активного давления для этого случая показана на рис. 6.16, б. Равнодействующая активного давления E_a находится как площадь полной эпюры, а точка ее приложения соответствует центру тяжести эпюры активного давления.

Учет сцепления грунта. Приведенные выше решения относятся к идеально сыпучим грунтам. Для связного грунта, обладающего внутренним трением и сцеплением, условие предельного равновесия (6.3) может быть представлено в виде

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.72)$$

Аналогично предыдущему можно получить значение ординаты активного давления связного грунта на глубине z в виде

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.73)$$

Напомним, что связный грунт обладает способностью держать вертикальный откос высотой h_0 , определяемой по формуле (6.51):

$$h_0 = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)}.$$

Она может быть преобразована к виду

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}. \quad (6.74)$$

Отсюда следует, что в пределах глубины h_0 от свободной поверхности засыпки связный грунт не будет оказывать давления на стенку. Максимальная ордината эпюры активного давления связного грунта в соответствии с (6.72) определится как

$$\sigma_a^{\max} = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.75)$$

Характер эпюры активного давления приведен на рис. 6.16, в. Можно заметить, что учет сцепления грунта приводит к уменьшению активного давления. Значение результирующей силы E_a по-прежнему определяется как площадь треугольной эпюры σ_a , имеющей высоту $h - h_0$ и максимальную ординату σ_a^{\max} . Используя приведенные выше рассуждения, несложно учесть действие нагрузки на поверхности засыпки и для случая связного грунта.

Учет наклона, шероховатости задней грани стенки и наклона поверхности засыпки. Этот случай является уже достаточно общим. Рассмотрим предельное равновесие призмы обрушения OAB согласно расчетной схеме, представленной на рис. 6.17, а. Здесь ε — угол наклона задней грани стенки к вертикали; α — угол наклона поверхности засыпки к горизонтали (знак плюс соответствует восходящей, минус — нисходящей засыпке); ω — угол отклонения равнодейст-

вующей E_a от нормали к стенке за счет трения грунта о стенку (для стенок с повышенной шероховатостью принимается равным φ ; для мелкозернистых водонасыщенных песков и при вибрационных нагрузках $\omega=0$; в остальных случаях $\omega=0,54\varphi$, где φ — расчетное значение угла внутреннего трения).

На призму обрушения OAB в предельном состоянии действуют следующие результирующие силы: собственный вес грунта P_g , реактивный отпор стенки E_a , реактивный отпор массива грунта R ниже поверхности скольжения AB , отклоняющийся от нормали на угол φ . Отметим, что значение угла наклона поверхности скольжения θ к горизонтали пока еще неизвестно и принимается произвольно. Определив из геометрических соображений величину P_g и зная направление остальных усилий, можно, построив треугольник сил, определить величины E_a и R для принятого значения θ (рис. 6.17, б). Тогда

$$E_a = P_g \sin(\theta - \varphi) / \sin(90^\circ + \omega + \varepsilon + \varphi - \theta). \quad (6.76)$$

Теперь необходимо найти такое значение угла θ , при котором активное давление будет максимальным. Используя правило экстремума $dE_a/d\theta=0$, окончательно получим

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2(1 + \sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \omega)}, \quad (6.77)$$

где $z = [\sin(\varphi + \omega) \sin(\varphi - \alpha)] / [\cos(\varepsilon + \omega) \cos(\varepsilon - \alpha)]$.

Формула (6.77) неприменима при крутых откосах ($\alpha > \varphi$), которые сами по себе неустойчивы, и для стенок с очень пологой задней гранью (при $\varepsilon > 65 \dots 70^\circ$).

В более сложных случаях применяются и другие методы, в частности графический метод К. Кульмана, позволяющий решать задачу при произвольном очертании поверхности грунта засыпки и любых схемах загрузки. Этот метод подробно рассмотрен в учебниках Б. И. Далматова и П. Л. Иванова.

Определение активного давления при ломаной форме задней грани стенки и неоднородных грунтах засыпки. В этом случае стенка и грунты засыпки разделяются по горизонтали на отдельные участки, в пределах которых угол наклона стенки и физико-механические

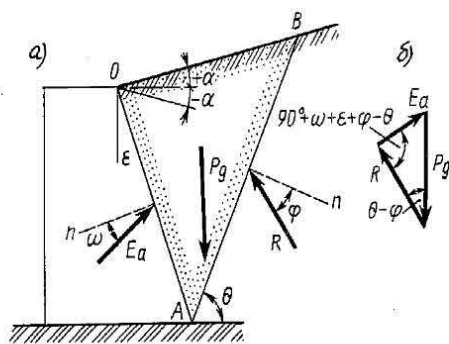


Рис. 6.17. Схема действия сил на стенку с шероховатой наклонной гранью (а) и треугольник равнодействующих сил (б)

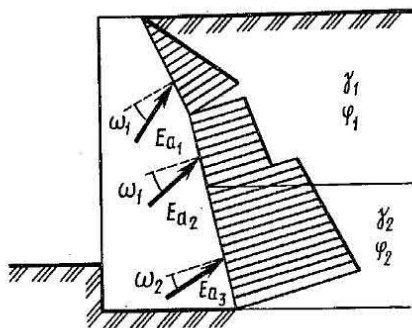


Рис. 6.18. Построение эпюры активного давления при ломаной форме задней грани стенки и неоднородных грунтах засыпки

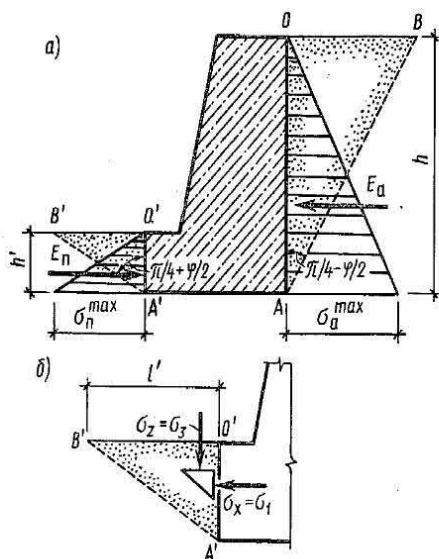


Рис. 6.19. Схема действия активного и пассивного давления на стенку

характеристики грунтов (γ , ϕ , c) постоянны. При этом следует учитывать, что ниже уровня подземных вод значение удельного веса грунта принимается с учетом взвешивающего действия воды.

Построение эпюры активного давления выполняется начиная с верхнего участка стенки, причем для каждого участка используется соответствующее из приведенных выше решений. Влияние вышележащих грунтов засыпки при определении активного давления в пределах каждого участка, расположенного ниже, учитывается как равномерно распределенная нагрузка q .

Пример такого построения показан на рис. 6.18. Равнодействующая эпюры активного давления E_{a_i} на каждом участке определяется как площадь этой эпюры, а точка ее приложения соответствует центру тяжести эпюры.

Определение пассивного давления. Как указывалось выше, пассивное давление возникает при перемещении стенки в сторону грунта засыпки. Характерный пример такого случая показан на рис. 6.19, а. Под действием активного давления справа от стенки она стремится переместиться влево. Этому соответствует пассивное давление грунта, расположенного слева от стенки. При движении вертикальной гладкой стенки на грунт главные напряжения меняются. Теперь уже $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_p$ является максимальным, а $\sigma_z = \sigma_3 = \gamma z$ при отсутствии пригрузки на поверхности засыпки слева — минимальным главным напряжением (рис. 6.19, б). Тогда, аналогично (6.64) и (6.72), условие предельного равновесия примет вид:

для сыпучих грунтов

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2); \quad (6.78)$$

для связных грунтов

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (6.79)$$

Соответственно и значения ординаты пассивного давления на глубине z от поверхности засыпки при начале координат в точке O' (рис. 6.19, а) запишутся так:

для сыпучих грунтов

$$\sigma_n = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2); \quad (6.80)$$

для связных грунтов

$$\sigma_n = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (6.81)$$

Сопоставляя эти выражения с формулами (6.65) и (6.73), легко убедиться, что при одной и той же глубине от поверхности засыпки ордината эпюры пассивного давления существенно больше, чем ордината эпюры активного давления. Можно также показать, что поверхность скольжения призмы выпирания, выходящая из точки A' , наклонена к вертикали под углом $\pi/4 + \varphi/2$. Это позволяет определить ширину призмы выпирания по поверхности засыпки как $l' = h' \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$.

Повторяя теперь все математические выкладки, приведенные при определении активного давления, можно получить необходимые параметры пассивного давления для рассмотренных выше случаев.

Напомним, что погрешность определения пассивного давления в предположении плоской поверхности скольжения возрастает с увеличением угла внутреннего трения грунта засыпки φ . При $\varphi \leq 10^\circ$ эта погрешность еще невелика. При больших значениях φ для определения пассивного давления следует использовать строгие решения теории предельного равновесия.

Определение активного и пассивного давления методами теории предельного равновесия. Эти решения получены В. В. Соколовским путем численного интегрирования дифференциальных уравнений теории предельного равновесия для случая горизонтальной поверхности засыпки однородным сыпучим грунтом. Учитываются также угол наклона и шероховатость задней грани стенки.

$$\text{Ординаты эпюры активного давления вычисляются по формуле} \\ \sigma_a = \bar{q}_0(\gamma z + q); \quad (6.82)$$

пассивного — по формуле

$$\sigma_n = \bar{q}'_0(\gamma z + q), \quad (6.83)$$

где q — интенсивность пригрузки на поверхности засыпки; \bar{q}_0

и \bar{q}'_0 — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 6.4 и 6.5 в зависимости от значений угла внутреннего трения грунта φ , угла наклона грани стенки к вертикали ε и угла трения грунта о стенку ω (см. рис. 6.17). Более полные данные об этих коэффициентах приведены в учебниках Н. А. Цытовича.

Таблица 6.4. Значения коэффициентов \bar{q}_0 для определения активного давления

ε , град	$\varphi = 10$ град			$\varphi = 20$ град			$\varphi = 30$ град		
	при ω , град								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57	0,50	0,47	0,50
20	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54	0,46	0,43	0,45
10	0,72	0,70	0,68	0,54	0,50	0,50	0,40	0,37	0,38
0	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44	0,33	0,30	0,31
-10	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37	0,26	0,24	0,24
-20	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30	0,20	0,18	0,17

Таблица 6.5. Значения коэффициентов \bar{q}'_0 для определения пассивного давления

ε , град	$\varphi = 10$ град			$\varphi = 20$ град			$\varphi = 30$ град		
	при ω , град								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80
20	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80
10	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03
0	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55
-10	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42
-20	1,53	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03	4,42	7,38	10,70

Построив эпюры активного и пассивного давления по приведенным выше формулам, легко определить значения их равнодействующих E_a и E_p .

Расчет устойчивости подпорных стенок. Расчет устойчивости подпорных стенок при соответствующих кинематических схемах производится на плоский сдвиг, глубинный сдвиг и опрокидывание аналогично тому, как это было рассмотрено в конце § 6.3 при расчетах устойчивости фундаментов. При расчетах методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения для отыскания наиболее опасной поверхности скольжения следует руководствоваться правилами, изложенными в § 6.4. Необходимо иметь в виду, что в этих расчетах активное давление всегда относится к группе сдвигающих, а пассивное — к группе удерживающих воздействий на стенку.

Глава 7 ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

7.1. Значение вопроса. Основные положения

В результате строительства сооружения, даже если прочность грунта обеспечена, возникают деформации основания. Как правило, они имеют неравномерный характер и вызывают перераспределение усилий в конструкциях сооружения. При определенных условиях это может затруднить нормальную эксплуатацию сооружения, а в некоторых случаях даже привести к его авариям.

Количественное прогнозирование деформаций системы «сооружение — основание» представляет собой одну из наиболее сложных задач механики грунтов. Поясним это с помощью примера, заимствованного из учебника П. Л. Иванова (рис. 7.1).

Первая стадия строительства всегда заключается в отрывании котлована под сооружение. При этом происходит разгрузка грунта ниже поверхности дна котлована на величину γd , где γ — удельный вес грунта, d — глубина котлована, и в соответствии с этим подъем дна котлована. Естественно, что чем глубже котлован, тем интенсивнее проявляется разгрузка грунта, причем величина подъема дна будет неравномерной по ширине котлована — наименьшей вблизи подошвы откоса и наибольшей в среднем сечении. Выберем некоторое сечение и обозначим величину подъема через r (рис. 7.1, а). В § 4.2 указывалось, что процесс разгрузки развивается по закону упругого деформирования, а величина r может быть определена по ветви разгрузки компрессионной кривой.

Следующую стадию строительства — возведение сооружения — можно условно разделить на два этапа: первый — когда нагрузка от строящегося сооружения достигает величины γd , соответствующей весу извлеченного грунта, и второй — когда после завершения строительства нагрузка возрастет еще на величину $p - \gamma d$, где p — среднее напряжение под подошвой построенного сооружения.

На первом этапе увеличение нагрузки вызовет осадку основания в рассматриваемом сечении на

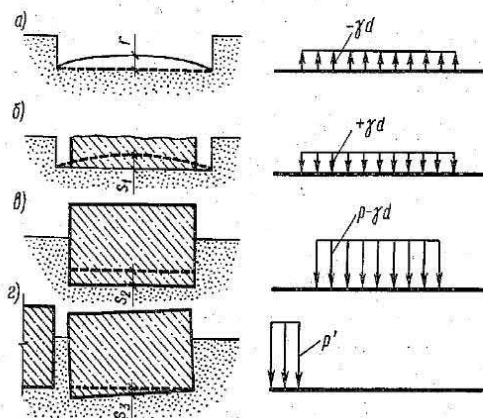


Рис. 7.1. Этапы строительства и эксплуатации сооружения, соответствующие им нагрузки и деформации основания

величину s_1 от положения дна котлована, определенного его подъемом. Величина этой осадки определится уже по ветви нагружения компрессионной кривой и не будет равной стреле подъема r (рис. 7.1, б). Возрастание нагрузки на втором этапе приведет к дальнейшему увеличению осадки s_2 уже от нового положения дна котлована (рис. 7.1, в).

Наконец, после завершения строительства в процессе эксплуатации сооружения возможны дополнительные воздействия (надстройка сооружения, изменение состояния грунтов основания, строительство новых сооружений вблизи построенного и т. п.). Эти воздействия приведут к дополнительным деформациям основания построенного сооружения. Например, строительство соседнего сооружения вызовет дополнительную местную нагрузку на основание p' , которая приведет к развитию дополнительной неравномерной по длине построенного сооружения осадки s_3 (рис. 7.1, г).

Эти рассуждения можно было бы продолжить. Но даже сейчас становится ясно, что полная деформация в некотором вертикальном сечении сооружения, отсчитываемая от проектного уровня подошвы фундамента, для рассматриваемого примера будет равна

$$s = -r + s_1 + s_2 + s_3, \quad (7.1)$$

причем каждая составляющая этой деформации при известных значениях нагрузок на каждом этапе строительства и известных закономерностях деформирования грунта при его нагружении и разгрузке может быть определена.

Важно отметить, что приведенный пример сильно упрощает реальную обстановку строительства. Здесь не учитывались многие факторы, имеющие место в действительности и оказывающие влияние на деформации грунтов основания. К ним прежде всего относятся: пространственная жесткость сооружения и возможность передачи различных нагрузок на основание через отдельные фундамента; неоднородность напластования и свойств грунтов в пределах пятна застройки; скорость приложения нагрузок в процессе строительства и длительность развития осадок грунтов и т. п. Все эти факторы приводят к значительному усложнению рассматриваемой картины, поэтому проблема прогноза деформаций оснований сооружений в целях инженерного проектирования основывается сейчас на ряде упрощающих предпосылок.

Под абсолютными перемещениями понимают осадку основания отдельного фундамента s и горизонтальное перемещение фундамента (или сооружения) u . К относительным перемещениям по СНиПу относят средние осадки основания сооружений, относительную разность осадок двух фундаментов, крен фундамента и т. п. Относительные деформации могут быть найдены при определенных для различных фундаментов или сечений значениях абсолютных перемещений. Поэтому основные методы, рассматриваемые в настоящей главе, посвящены определению величины абсолютных перемещений оснований отдельных фундаментов.

Расчет оснований фундаментов по деформациям в настоящее время производится исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (7.2)$$

где s — совместная деформация (осадка, горизонтальное перемещение и т. п.) основания и фундамента (сооружения), определенная расчетом; s_u — предельное значение этой величины, устанавливаемое соответствующими нормативными документами или требованиями проекта.

Правила проектирования фундаментов сооружений в соответствии с условием (7.2) будут приведены в гл. 9. Здесь же рассматриваются лишь способы определения левой части этого неравенства.

Выше неоднократно отмечалось, что опытная зависимость между осадками поверхности грунтового основания и действующими нагрузками $s=f(p)$ имеет нелинейный характер.

Было установлено, что в некотором интервале нагрузок, соответствующем фазе уплотнения грунта в основании, эта зависимость близка к линейной и развитие осадок во времени всегда имеет затухающий характер. В качестве максимального значения среднего давления p под подошвой фундамента, соответствующего границе фазы уплотнения, в настоящее время принимается расчетное сопротивление грунтов основания R (см. § 9.3). Это обосновывает возможность использования математического аппарата теории линейного деформирования грунтов для расчетов напряжений и деформаций оснований при $p \leq R$. Процесс строительства сооружения при этом рассматривается как одноразовое нагружение грунтов основания, вызывающее их общее деформирование без разделения на восстанавливающуюся и пластическую составляющие деформаций грунтов.

Несмотря на определенные недостатки, такой подход существенно упрощает математический аппарат расчетов деформаций. Оказывается возможным полностью использовать теорию распределения напряжений в массиве грунтов, приведенную в гл. 5, и деформационные характеристики грунтов, рассмотренные в § 4.2.

Таким образом, одной из важнейших предпосылок рассмотренных в настоящей главе методов расчета деформаций грунтов является ограничение среднего давления под подошвой фундамента условием $p \leq R$.

Другой важной предпосылкой расчетов деформаций грунтов является введение понятий о стабилизированных и нестабилизированных (развивающихся во времени) перемещениях. Во многих случаях для инженерной практики представляют интерес только наибольшие (конечные, стабилизированные) перемещения, а время, в течение которого происходит стабилизация деформаций, не имеет существенного значения. Такое ограничение в постановке задачи также приводит к значительному упрощению расчетов.

В то же время не всегда удается ограничиваться определением

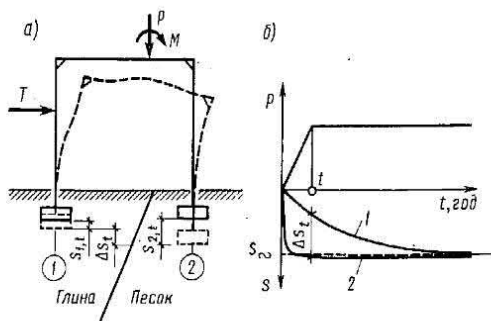


Рис. 7.2. Схема сооружения и развитие осадок разных фундаментов во времени

только конечных величин осадок. Поясним сказанное на примере. Пусть имеется сооружение (рис. 7.2, а), фундамент 1 которого расположен на водонасыщенных глинистых, а фундамент 2 — на песчаных грунтах. Пусть также характеристики деформационных свойств грунтов, действующие нагрузки и размеры фундаментов таковы, что конечные осадки s_1 и s_2 будут практически одинаковы и равны s_∞ (рис. 7.2, б). Однако, поскольку время развития осадок водонасыщенных грунтов связано со скоростью фильтрации воды в грунте, а процессы фильтрации в глинистых грунтах протекают существенно медленнее, чем в песчаных, характер кривых $s = f(t)$ для этих фундаментов будет совершенно различным. Может оказаться так, что осадка фундамента 2 стабилизируется в течение срока строительства t , а осадка фундамента 1 к этому времени достигнет лишь некоторой доли конечной величины. Тогда к моменту окончания строительства разность осадок этих фундаментов Δs_t может оказаться существенно больше, чем предельная для данного типа сооружения величина Δs_∞ . При этом сооружение может перестать соответствовать предъявленным к нему требованиям нормальной эксплуатации или даже претерпеть аварию, не достигнув времени стабилизации осадок обоих фундаментов.

В этом случае расчетом должен быть получен прогноз развития осадок каждого фундамента во времени и проведен анализ неравномерности деформаций сооружения для наиболее опасных периодов его строительства и эксплуатации. Такие расчеты выполняются в соответствии с теорией фильтрационной консолидации грунтов.

Наконец, может возникнуть и еще более сложная ситуация, когда требуется учесть поэтапность возведения сооружения. Простейший случай такой задачи был рассмотрен в начале параграфа (подъем дна котлована при его разработке и последующая осадка при строительстве сооружения). Может также понадобиться определить осадку сооружения при $p > R$. Подобные задачи достаточно точно решаются с помощью нелинейной механики грунтов. Некоторые инженерные приемы таких решений будут приведены в конце настоящей главы.

7.2. Теоретические основы расчета осадок оснований фундаментов

Постановка задачи. Рассмотрим наиболее простой случай взаимодействия фундамента неглубокого заложения с однородным грунтовым основанием. При глубине котлована менее 5 м деформациями разгрузки грунта ввиду их малости можно пренебречь. Ограничимся задачей определения конечной стабилизированной осадки основания от действия нагрузки, передаваемой на грунты через подошву фундамента.

В § 5.1 (см. рис. 5.1) рассматривалась расчетная схема такой задачи. Далее, в § 5.2, было установлено, что для расчетов напряжений допускается определять контактные напряжения в уровне подошвы фундамента по формулам внецентренного сжатия. Полученная таким образом эпюра контактных напряжений рассматривалась как абсолютно гибкая местная нагрузка, заменяющая действие фундамента на грунты основания. С учетом сказанного характерные расчетные схемы этой задачи представлены на рис. 7.3.

В случае плоской задачи при внецентренном нагружении фундамента эпюра контактных напряжений будет иметь вид трапеции с переменной интенсивностью напряжений $p(x)$. В стороны от подошвы фундамента будет действовать пригрузка, равная природному давлению на глубине заложения фундамента $q = \gamma d$, где γ — удельный вес грунта (рис. 7.3, б). Как указывалось в § 5.1, до строительства сооружения в любой точке основания существовали напряжения, обусловленные весом вышележащей толщи. Будем считать, что грунты строительной площадки сформировались давно и их самоуплотнение под действием природного давления к периоду строительства завершилось. Тогда осадку поверхности основания в уровне подошвы фундамента будет вызывать уже не полное давление $p(x)$, возникшее после строительства сооружения, а лишь

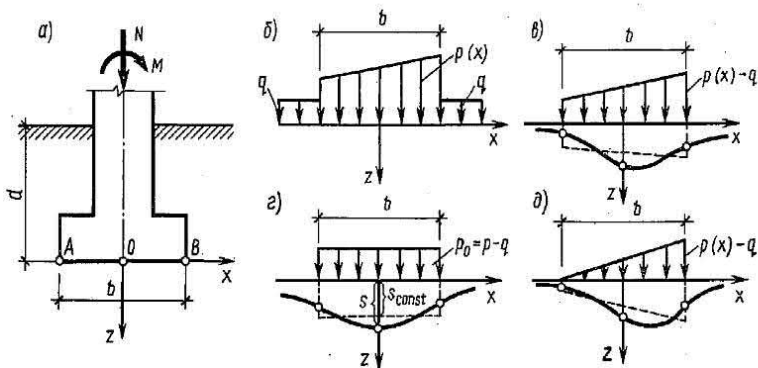


Рис. 7.3. Схема фундамента (а), расчетная схема передачи нагрузок на основание (б) и различные виды эпюр дополнительного давления (в—д)

приращение давления, равное $p(x) - q$. Назовем эту величину дополнительным вертикальным давлением на основание.

В зависимости от характера передачи нагрузок на фундамент могут различаться три разных вида эпюр дополнительного давления (рис. 7.3, *в*, *г*, *д*). Случаи *в* и *д* соответствуют внецентренному, случай *г* — центральному нагружению фундамента. Очевидно, что и характер осадок основания в этих случаях будет различным.

Поскольку эпюра дополнительных давлений рассматривается как гибкая нагрузка, следует ожидать, что прогиб поверхности основания будет иметь криволинейное очертание (сплошные линии на рис. 7.3, *в*, *г*, *д*). В случае центрально нагруженного фундамента кривая симметрична относительно оси z и максимальное значение прогиба будет совпадать с сечением, относящимся к этой оси. При внецентренном нагружении фундамента кривая имеет несимметричный характер и максимум прогиба смещен относительно оси z в сторону наибольшего значения $p(x) - q$.

Предположим, что мы умеем определять вид этих кривых для любого случая загрузки. Однако, учитывая жесткость фундамента, действительный характер осадок поверхности не будет иметь криволинейного очертания. Для абсолютно жесткого фундамента он будет соответствовать пунктирным линиям на рис. 7.3, *в*, *г*, *д*. Действительную осадку жесткого фундамента можно найти с помощью следующего приема. Определим, рассматривая эпюру дополнительного давления как гибкую нагрузку, осадки краев и центра фундамента (A , O , B на рис. 7.3, *а*). На кривых осадок (рис. 7.3, *в*, *г*, *д*) эти величины показаны точками. Прямая линия, проведенная как средняя между этими точками в пределах контура подошвы фундамента, и будет соответствовать действительной осадке жесткого фундамента.

Во многих случаях при практических расчетах прибегают к упрощению задачи. Для центрально нагруженных фундаментов определяется максимальная осадка s по оси z , которая и принимается как характерная величина совместной деформации основания и фундамента. Сопоставление значений s и s_{const} осадки жесткого фундамента (рис. 7.3, *г*) позволяет заключить, что в этом случае имеет место некоторое завышение рассчитанной осадки на 21% для квадратного и на 16% для ленточного фундамента.

В случае внецентренно нагруженных фундаментов обычно определяется величина средней осадки и крена (тангенса угла наклона) подошвы фундамента. Эти вопросы будут рассмотрены в § 7.3.

Различают две группы методов расчета осадок: основанные на строгих решениях и некоторых дополнительных упрощающих предположениях (приближенные решения).

Определение осадок линейно деформируемого полупространства или слоя грунта ограниченной мощности. В этом случае используются приведенные в § 5.3 строгие решения о распределении напряжений

в однородном изотропном массиве грунтов от нагрузок, приложенных на его поверхности. Зависимость между осадкой подошвы центрально нагруженного фундамента s , площадью фундамента $A=bl$ (b — ширина, l — длина подошвы фундамента) и средним значением дополнительного давления $p_0=p-\gamma d$ (рис. 7.3, z) запишется в виде

$$s = \omega p_0 b (1 - \nu^2) / E, \quad (7.3)$$

где ω — коэффициент, зависящий от формы площади и жесткости фундамента; E , ν — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания.

Значения коэффициентов ω были вычислены Ф. Шлейхером и Н. А. Цытовичем для полупространства, М. И. Горбуновым-Посадковым для слоя грунта ограниченной мощности h при различных соотношениях размеров подошвы фундамента $n=l/b$. Для разных расчетных случаев они приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1. Значения коэффициентов ω

Отношение сторон $n=l/b$	ω для полупространства			
	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
1 (круг)	0,64	1,00	0,85	0,79
1 (квадрат)	$1/2 \omega_0$	1,12	0,95	0,88
2 (прямоугольник)	$1/2 \omega_0$	1,53	1,30	1,22
3 »	$1/2 \omega_0$	1,78	1,53	1,44
4 »	$1/2 \omega_0$	1,96	1,70	1,61
5 »	$1/2 \omega_0$	2,10	1,83	1,72
10 »	$1/2 \omega_0$	2,53	2,25	2,12

Продолжение табл. 7.1

Отношение сторон $n=l/b$	ω_{mh} для слоя ограниченной толщины при h/b , равном				
	0,25	0,5	1	2	5
1 (круг)	0,22	0,38	0,58	0,70	0,78
1 (квадрат)	0,22	0,39	0,62	0,77	0,87
2 (прямоугольник)	0,24	0,43	0,70	0,96	1,16
3 »	0,24	0,44	0,73	1,04	1,31
4 »	—	—	—	—	—
5 »	—	—	—	—	—
10 »	0,25	0,46	0,77	1,15	1,62

Примечание: ω_c — для осадки угловой точки прямоугольной площади или контура круговой загрузки; ω_0 — для максимальной осадки под центром загруженной площади; ω_m — для средней осадки всей загруженной площади; ω_{const} — для осадки абсолютно жестких фундаментам; ω_{mh} — для средней осадки всей загруженной площади при мощности сжимаемого слоя h и относительной мощности h/b .

Деформационные характеристики грунта E и ν в формуле (7.3) определяются экспериментально. Значения коэффициента Пуассона могут также приниматься в зависимости от вида и физического состояния грунта. Так, для глин и суглинков твердой и полутвердой

консистенции ν изменяется от 0,1 до 0,15; тугопластичной — 0,2...0,25; пластичной и текучепластичной — 0,3...0,4; текучей — 0,45...0,5; для супесей — 0,15...0,3; для песков — 0,2...0,25.

Недостаток этого решения заключается в том, что оно применимо только для однородного напластования грунтов на значительную глубину ниже подошвы фундамента, что имеет место в относительно редких случаях. Кроме того, здесь не учитывается изменение природного напряженного состояния грунтов основания с глубиной, поэтому при значительных размерах фундаментов расчеты по формуле (7.3) дают завышенные значения осадок. Приведенное решение может быть использовано при небольших размерах фундаментов на однородных основаниях. В частности, оно применяется при решении обратной задачи — определении модуля деформации грунта по данным опытов с пробной нагрузкой [см. формулу (4.41)].

Основные предпосылки приближенных методов определения осадок. Несмотря на то что эти методы основаны на дополнительных упрощающих предпосылках, они обладают большей универсальностью, чем строгие решения, и используются в практических расчетах. Рассмотрим основные предпосылки приближенных методов на примере следующей задачи. Пусть требуется определить осадку s поверхности основания в уровне подошвы фундамента по оси z , проходящей через его центр тяжести, при действии равномерно распределенного дополнительного давления p_0 (рис. 7.3, z).

В соответствии с изложенным в гл. 5 могут быть построены эпюры природного давления $\sigma_{zp}(z)$ и дополнительных напряжений $\sigma_{zp}(z)$ по оси z (рис. 7.4, a). В случае неоднородного основания эпюра природного давления будет ограничена ломаной линией (см. рис. 5.13). Эпюра дополнительных напряжений определяется как для однородного основания, однако при необходимости учитывается концентрация или деконцентрация напряжений при наличии в основании слоя грунта, существенно отличающегося по своей жесткости (см. рис. 5.12).

Отметим, что природное давление закономерно увеличивается, а дополнительные напряжения уменьшаются с глубиной. Поскольку уплотнение грунта и, как следствие этого, осадка его поверхности вызываются дополнительными напряжениями, очевидно, что основная доля общей осадки будет формироваться в верхней части основания.

Введем понятие глубины сжимаемой толщи грунтов основания H_c , т. е. такой измеряемой от подошвы фундамента мощности слоя, деформации которого и определяют величину осадки.

Способы нахождения глубины сжимаемой толщи будут рассмотрены ниже.

Выделим в пределах сжимаемой толщи некоторый горизонтальный элементарный слой однородного грунта мощностью Δz , середина которого находится на глубине z от подошвы фундамента

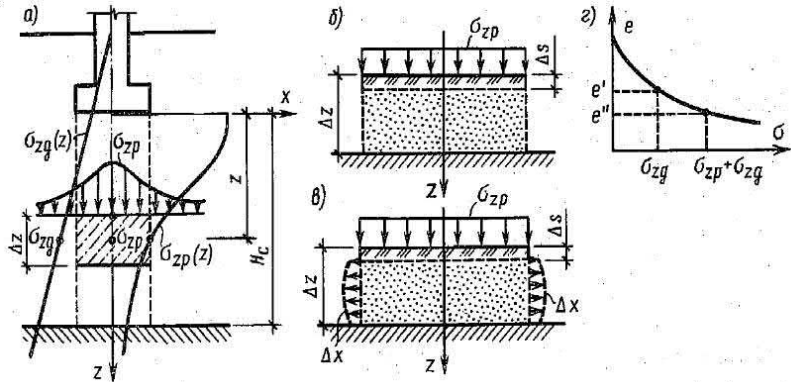


Рис. 7.4. Расчетные схемы к обоснованию приближенных методов определения осадок (а, б, в) и компрессионная кривая грунта (г)

(рис. 7.4, а). При малой величине Δz можно полагать, что значения природного давления σ_{zg} и дополнительного напряжения σ_{zp} , действующие по оси z , в пределах этого слоя постоянны и равны ординатам соответствующих эпюр в середине этого слоя. На горизонтальной поверхности слоя значения природного давления остаются постоянными, однако значения σ_{zp} уменьшаются по мере удаления от оси z .

Введем два дополнительных допущения. Предположим, что осадка основания происходит только за счет сжатия столба грунта, непосредственно находящегося под подошвой фундамента и ограниченного на рис. 7.4, а вертикальными пунктирными линиями. Это допущение приводит к преуменьшению рассчитываемой величины осадки, так как в действительности в основании деформируется значительно больший объем грунта, что подтверждается распространением изолиний напряжений в стороны от подошвы фундамента (см. рис. 5.8). Для того чтобы компенсировать этот недостаток, примем второе допущение. Будем считать, что сжатие каждого элементарного слоя вызывается равномерно распределенной на его поверхности нагрузкой, равной максимальному значению σ_{zp} , действующему по оси z . Это, в свою очередь, приведет к преувеличению сжатия каждого элементарного слоя, а следовательно, и общей осадки основания.

Если теперь определить величину сжатия каждого элементарного слоя в пределах сжимаемой толщи основания, а затем суммировать эти величины, то получим общую осадку основания фундамента.

Такой подход к решению задачи часто называют методом послойного (элементарного) суммирования.

Следовательно, общая задача сводится к определению величины сжатия элементарного слоя грунта под действием равномерной

нагрузки на его поверхности. Здесь возможны два расчетных случая, на которых основаны различные методы определения осадок.

Сжатие элементарного слоя грунта без возможности его бокового расширения. Расчетная схема для этого случая представлена на рис. 7.4, б. Принимается, что сжатие элементарного слоя грунта происходит в условиях одномерной задачи (компрессионного уплотнения), т. е. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. Тогда из двух первых уравнений обобщенного закона Гука (3.10) получим

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1 - \nu}, \quad (7.4)$$

где ν — коэффициент Пуассона грунта элементарного слоя.

Подставив это выражение в третье уравнение обобщенного закона Гука, получим после преобразований относительную деформацию элементарного слоя без возможности его бокового расширения:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \beta, \quad (7.5)$$

где E — модуль деформации грунта элементарного слоя.

Коэффициент β учитывает невозможность расширения слоя грунта в стороны при компрессионном уплотнении. Напомним, что выражение (7.5) было получено в гл. 4 при рассмотрении общего случая компрессионной зависимости [формула (4.13)].

Полагая, что относительная деформация элементарного слоя грунта равна $\varepsilon_z = \Delta s / \Delta z$, где Δs — величина его сжатия, а значение σ_z соответствует величине σ_{zp} , из уравнения (7.5) можно записать

$$\Delta s = \sigma_{zp} h \beta / E, \quad (7.6)$$

или, учитывая выражение (4.15),

$$\Delta s = \sigma_{zp} h m_v, \quad (7.7)$$

где $m_v = \beta / E$ — относительный коэффициент сжимаемости грунта элементарного слоя; $h = \Delta z$.

Приведенная зависимость позволяет учесть нелинейный характер деформирования грунта в условиях компрессионного сжатия. Пусть имеется компрессионная кривая, полученная испытаниями образцов грунта, относящегося к рассматриваемому элементарному слою (рис. 7.4, г). В соответствии с формулами (4.8) или (4.15) относительный коэффициент сжимаемости и модуль деформации грунта могут быть представлены в виде

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e'}; \quad E = \frac{1 + e'}{m_0} \beta, \quad (7.8)$$

где e' — начальное значение коэффициента пористости грунта; m_0 — коэффициент сжимаемости грунта, определяемый по формуле (4.4):

$$m_0 = (e' - e'') / (\sigma'' - \sigma'), \quad (7.9)$$

где, в свою очередь, σ' , e' и σ'' , e'' — сжимающее напряжение и коэффициент пористости грунта элементарного слоя, соответственно до начала строительства и после стабилизации деформаций от построенного сооружения.

Поскольку до начала строительства в середине элементарного слоя действовало природное давление σ_{zg} , а после стабилизации осадок от построенного сооружения — полное напряжение, равное сумме природного давления и дополнительного напряжения $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$, то, отложив эти величины на оси σ компрессионной кривой, можно определить соответствующие им значения коэффициентов пористости e' и e'' . Тогда рассчитанный по формуле (7.9) коэффициент сжимаемости грунта и будет соответствовать тому изменению коэффициента пористости грунта, которое вызвано изменением сжимающего напряжения в рассматриваемом элементарном слое.

Подставив определенную таким образом величину m_0 в формулы (7.8), можно с помощью формул (7.6) или (7.7) найти значение сжатия элементарного слоя грунта.

Сжатие элементарного слоя грунта с возможностью бокового расширения. В этом случае предполагается, что деформация элементарного слоя грунта происходит под действием всех компонент напряжений, возникающих в середине слоя по оси z от дополнительного давления p_0 . Нагрузка на поверхности слоя по-прежнему принимается равномерно распределенной и равной σ_{zp} . Однако теперь уже из-за действия горизонтальных сжимающих напряжений возможны деформации элементарного слоя и за пределы его боковых границ. Соответствующая расчетная схема представлена на рис. 7.4, в.

Тогда, используя обобщенный закон Гука в форме уравнений (4.17) и понятия модуля сдвига G и модуля объемной деформации грунта K , относительную деформацию элементарного слоя можно записать в виде

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K}, \quad (7.10)$$

где $G = E/[2(1 + \nu)]$; $K = E/(1 - 2\nu)$; $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$.

В формуле (7.10) правая часть представлена как сумма деформаций изменения формы (первое слагаемое) и изменения объема грунта (второе слагаемое). Такая запись более точно отражает механизм деформирования грунта в пределах слоя. Так, если при $\nu = 0,5$ по условию предыдущей задачи [см. формулу (7.5)] $\varepsilon_z = 0$, то здесь уже относительная деформация не будет равна нулю, так как первое слагаемое в выражении (7.10) не превращается в нуль. Иными словами, первое слагаемое правой части формулы (7.10) определит ту часть сжатия элементарного слоя, которая сформировалась за счет сдвиговых деформаций или бокового расширения грунта.

Окончательно сжатие элементарного слоя в случае пространственной задачи можно представить в виде

$$\Delta s = h \left(\frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K} \right). \quad (7.11)$$

Для плоской задачи выражение (7.11) сохраняет вид, однако среднее напряжение будет определяться уже по формуле

$$\sigma_m = 1/3 (\sigma_x + \sigma_z) (1 + \nu) \approx 1/2 (\sigma_x + \sigma_z). \quad (7.12)$$

Следует обратить внимание на то, что компоненты напряжений σ_x , σ_y , σ_z в приведенных выше формулах соответствуют тем величинам σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp} , которые рассчитаны для точки на оси z в середине элементарного слоя.

Так же как и в предыдущей задаче, для расчета осадок необходимо знать деформационные характеристики грунта элементарного слоя, в данном случае — модуль сдвига G и модуль объемной деформации K . В первом приближении они могут быть рассчитаны по приведенным выше формулам при известных значениях E и ν . Однако более точное определение этих характеристик требует проведения специальных опытов в приборах трехосного сжатия, о чем было сказано в гл. 4.

Сопоставление рассмотренных расчетных случаев. Методы расчета осадок, учитывающие возможность бокового расширения грунта, в большей степени отражают действительное напряженное состояние основания и позволяют получать более точные результаты. Однако они более трудоемки и требуют проведения сложных экспериментальных исследований для определения деформационных характеристик грунтов основания. Поэтому эти методы обычно применяются при проектировании ответственных сооружений с большими нагрузками на фундаменты и жесткими требованиями к неравномерным деформациям.

Методы расчета осадок без возможности расширения грунта в стороны значительно проще. Для определения деформационных характеристик грунтов в этом случае используются стандартные компрессионные испытания. Для большинства промышленных и гражданских сооружений они позволяют получать достаточно точные значения прогнозируемых осадок. Поэтому в последующих параграфах настоящей главы основное внимание будет уделено методам, основанным на этой предпосылке.

Определение глубины сжимаемой толщи. В некоторых случаях мощность сжимаемой толщи грунтов непосредственно диктуется особенностями строения основания. Это имеет место тогда, когда при достаточно большой ширине фундамента на глубине от его подошвы порядка (2...3) b залегают прочные, практически не деформируемые грунты. Однако в большинстве случаев при отсутствии таких условий мощность сжимаемой толщи назначается на основе практических рекомендаций, отражающих опыт строительства.

В СНиП 2.02.01 — 83 «Основания зданий и сооружений» глубина сжимаемой толщи определяется из условия $\sigma_{zp}(z) = 0,2\sigma_{zg}(z)$, т. е. нижняя граница сжимаемой толщи оснований промышленных и гражданских зданий и сооружений назначается на той глубине, где ордината эпюры дополнительных напряжений составляет 20% от природного давления на этой же глубине. Если же в пределах этой глубины залегают слабые грунты, характеризующиеся модулем деформации $E < 5$ МПа, то мощность сжимаемой толщи увеличивается и ее нижняя граница назначается из условия $\sigma_{zp}(z) = 0,1\sigma_{zg}(z)$.

Имеются и другие предложения по определению глубины сжимаемой толщи грунтов основания. Так, ряд исследователей предлагают ограничивать сжимаемую толщину той глубиной, где ордината эпюры дополнительного давления будет равна σ_{str} — структурной прочности грунта при компрессионном сжатии.

7.3. Практические методы расчета конечных деформаций оснований фундаментов

Расчет осадок методом послойного суммирования. Этот метод (без возможности бокового расширения грунта) рекомендован СНиП 2.02.01 — 83 и является основным при расчетах осадок фундаментов промышленных зданий и гражданских сооружений. Ниже рассматриваются порядок вспомогательных построений и последовательность расчетов применительно к расчетной схеме на рис. 7.5.

Вначале производится привязка фундамента к инженерно-геологической ситуации основания, т. е. совмещение его оси с литологической колонкой грунтов. При известных нагрузках от сооружения определяется среднее давление на основание по подошве фундамента p . Затем по правилам, приведенным в § 5.4, начиная от поверхности природного рельефа строится эпюра природного давления по оси фундамента. Зная при-

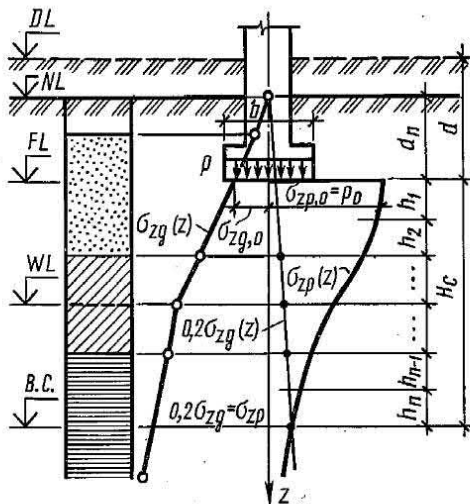


Рис. 7.5. Литологическая колонка и расчетная схема для определения осадок методом послойного суммирования:

DL — отметка планировки; NL — отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; WL — уровень подземных вод; $B.C.$ — нижняя граница сжимаемой толщи

родное давление в уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg, 0}$, определяют дополнительное вертикальное напряжение в плоскости подошвы фундамента: $p_0 = \sigma_{zp, 0} = p - \sigma_{zg, 0}$. В соответствии с изложенным в § 5.3 в том же масштабе строят эпюру дополнительных напряжений по оси фундамента.

Построив эпюры природного давления и дополнительного напряжения, находят нижнюю границу сжимаемой толщи. Эту операцию удобно выполнять графически, для чего эпюру природного давления, уменьшенную в 5 или 10 раз (в зависимости от условия ограничения сжимаемой толщи), совмещают с эпюрой дополнительных напряжений. Точка пересечения линий, ограничивающих эти эпюры, и определит положение нижней границы сжимаемой толщи.

Сжимаемую толщину основания разбивают на элементарные слои так, чтобы в пределах каждого слоя грунт был однородным. Обычно толщину каждого элементарного слоя h_i принимают не более $0,4 b$. Зная дополнительное напряжение в середине каждого элементарного слоя $\sigma_{zp, i}$, по формулам (7.6) или (7.7) определяют сжатие этого слоя. Нормы допускают принимать значения безразмерного коэффициента β равным 0,8.

Модуль деформации E или относительный коэффициент сжимаемости m_v определяют по компрессионной кривой в зависимости от природного давления и дополнительного напряжения в середине каждого элементарного слоя грунта согласно приведенному на рис. 7.4, в. При наличии для каких-либо пластов грунта данных испытаний пробной статической нагрузкой, статическим или динамическим зондированием модуль деформации определяют по формулам, приведенным в § 4.5.

Общая осадка фундамента находится как сумма величин сжатия каждого элементарного слоя в пределах сжимаемой толщи по формулам

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp, i} h_i}{E_i} \quad \text{или} \quad s = \sum_{i=1}^n \sigma_{zp, i} h_i m_{vi}, \quad (7.13)$$

где n — число слоев в пределах сжимаемой толщи; h_i — толщина i -го слоя грунта; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта; m_{vi} — относительный коэффициент сжимаемости i -го слоя грунта; $\beta = 0,8$.

Если в формулах (7.13) принять характеристики деформируемости грунтов постоянными, то легко убедиться, что осадка основания будет прямо пропорциональна площади эпюры дополнительных напряжений. Этот важный вывод всегда нужно иметь в виду при качественном анализе возможных вариантов устройства фундаментов.

Учет возможности бокового расширения грунта. Все приведенные

выше построения остаются справедливыми и для этого расчетного случая. Однако кроме эпюры дополнительных вертикальных напряжений $\sigma_{zp}(z)$ следует построить еще и эпюры дополнительных горизонтальных напряжений $\sigma_{xp}(z)$ и $\sigma_{yp}(z)$. Для случая плоской задачи значения $\sigma_{xp}(z)$ можно определить аналогичным образом по табл. 5.1 при $x/b=0$. Тогда дополнительное среднее напряжение в любой точке по оси z можно принять по формуле (7.12) и общую величину осадки в соответствии с формулой (7.11) найти из выражения

$$s = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\sigma_{zp,i} - \sigma_{mp,i}}{2G_i} + \frac{\sigma_{mp,i}}{K_i} \right), \quad (7.14)$$

где $\sigma_{mp,i}$ — дополнительное среднее напряжение в середине i -го элементарного слоя; G_i , K_i — соответственно модуль сдвига и объемный модуль деформации для каждого i -го элементарного слоя. Остальные обозначения те же, что и в формулах (7.13).

Учет влияния соседних фундаментов и загруженных площадей. В рассмотренных выше случаях определялась осадка отдельно стоящего фундамента. Если в непосредственной близости от него располагается еще один или несколько фундаментов, то может оказаться, что дополнительное давление от соседних фундаментов приведет к увеличению осадки рассчитываемого фундамента. Для решения этой задачи используется метод угловых точек (см. § 5.3).

Пусть, например, следует определить осадку фундамента, расположенного слева на рис. 7.6, а, под действием дополнительного давления на его подошве p_0 и с учетом соседнего, расположенного справа, фундамента с дополнительным давлением по подошве p'_0 . Эпюры природного дав-

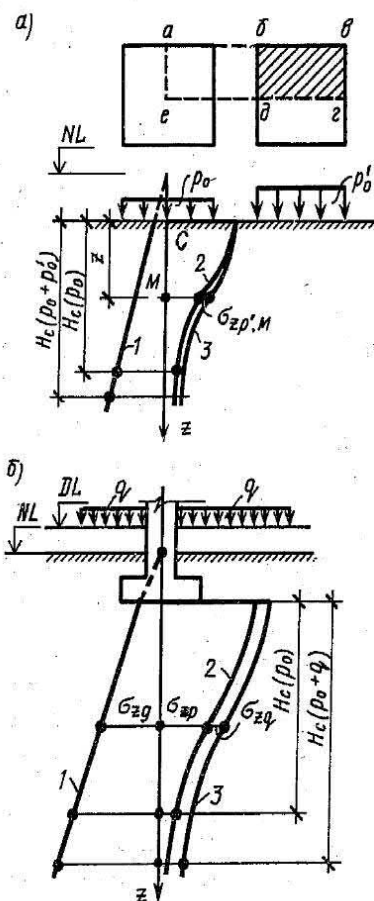


Рис. 7.6. Расчетные схемы для учета влияния соседних фундаментов (а) и загруженных площадей (б)

ления 1 и дополнительного напряжения 2 по оси, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, могут быть определены в соответствии с изложенным выше. Точку C , являющуюся центром рассчитываемого фундамента, можно представить как угловую точку прямогоугольника $avge$, часть которого ($bvgd$) загружена равномерно распределенной нагрузкой p'_0 . Тогда для схемы, приведенной на рис. 7.6, a , дополнительное напряжение в точке M , расположенной на оси z , от действия соседнего фундамента в соответствии с формулой (5.19) примет вид

$$\sigma_{zp',c} = 2(\sigma_{zp',c}^I - \sigma_{zp',c}^{II}), \quad (7.15)$$

где $\sigma_{zp',c}^I$ — угловое напряжение на глубине z при загрузении прямогоугольника $avge$ нагрузкой p'_0 ; $\sigma_{zp',c}^{II}$ — то же, при фиктивном загрузении прямогоугольника $abde$.

Значения углового напряжения по оси z от действия соседнего фундамента определяются в соответствии с изложенным в § 5.3. Кривая 3 на рис. 7.6, a показывает увеличение дополнительного давления для рассчитываемого фундамента (кривая 2) за счет влияния соседнего фундамента.

Отметим, что при этом не только увеличивается площадь эпюры дополнительных давлений, но и понижается граница сжимаемой толщи, что в совокупности приводит к возрастанию осадки фундамента.

Если при строительстве сооружения имеет место планировка территории подсыпкой (переход от отметки NL к отметке DL) или загрузка пола помещений нагрузкой q (рис. 7.6, b), то неизбежно возникновение дополнительной осадки. При распространении дополнительной нагрузки q в стороны от оси z на расстоянии не менее мощности сжимаемой толщи, дополнительную осадку можно рассчитывать по схеме одномерной задачи. Тогда к эпюре дополнительных напряжений 2 на рис. 7.6, b добавляется равномерная эпюра с ординатой q и расчет осадок ведется с учетом полной эпюры. Мощность сжимаемой толщи при этом также увеличивается.

Расчет осадок методом эквивалентного слоя. Метод эквивалентного слоя, предложенный Н. А. Цытовичем, дает возможность для многослойных оснований существенно упростить технику расчета конечных осадок и их развития во времени. Этот метод приводит сложную пространственную задачу к эквивалентной одномерной. По теоретическим предпосылкам он занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования. Рассмотрим вначале основные положения метода применительно к однородному основанию.

Назовем эквивалентным такой слой грунта толщиной h_0 , осадка которого при сплошной нагрузке на поверхности p_0 будет

равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

Осадку слоя грунта толщиной h_3 при сплошной нагрузке можно определить из условия одномерного его сжатия без возможности бокового расширения. Тогда, принимая деформацию сжатия любого элементарного слоя в пределах этой толщи в соответствии с выражением (7.5), найдем осадку всего слоя:

$$s = \frac{p_0 h_3}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right), \quad (7.16)$$

или, используя относительный коэффициент сжимаемости грунтов,

$$s = p_0 h_3 m_\nu. \quad (7.17)$$

С другой стороны, осадка поверхности грунтового полупространства под действием местной нагрузки в соответствии с формулой (7.3) будет равна

$$s = \omega p_0 b (1 - \nu^2) / E. \quad (7.18)$$

Приравнивая выражения (7.16) и (7.18), получим

$$h_3 = [(1 - \nu^2) / (1 - 2\nu)] \omega b, \quad (7.19)$$

или, обозначив $(1 - \nu^2) / (1 - 2\nu) = A$, окончательно

$$h_3 = A \omega b. \quad (7.20)$$

Отсюда следует, что толщина эквивалентного слоя грунта зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b . Назовем сочетание $A\omega$ коэффициентом эквивалентного слоя. Значения коэффициента эквивалентного слоя в зависимости от коэффициента Пуассона для разных грунтов и соотношения сторон загруженной площади $n = l/b$ приведены в табл. 7.2. Здесь аналогично тому, как это было принято в табл. 7.1, $A\omega_0$ и $A\omega_m$ — соответственно коэффициенты эквивалентного слоя для максимальной и средней осадок гибких фундаментов, $A\omega_{const}$ — для осадки абсолютно жесткого фундамента. Между коэффициентами эквивалентного слоя для центра прямоугольной площади абсолютно гибкой нагрузки и ее угловой точки существует соотношение $A\omega_c = 1/2 A\omega_0$.

В случае однородного основания при известных деформационных характеристиках грунтов E и ν следует по формуле (7.20) для конкретных условий определить значение эквивалентного слоя и, подставив его в формулу (7.17), найти требуемую осадку.

В случае слоистого напластования возникает необходимость определения средневзвешенных характеристик деформируемости грунтов в пределах эквивалентного слоя. Для этого используется следующий прием (рис. 7.7). Криволинейная эпюра дополнительных напряжений по оси фундамента I заменяется эквивалентной по

Таблица 7.2. Значения коэффициента эквивалентного слоя A_{ω}

Соотноше- ние $\lambda = l/b$	Гравий и галька		Пески		Суглинки пластичные												Глины и суглинки мелкопластичные					
	глины и суглинки твердые и полутвердые				супеси твердые и пластичные				глины пластичные													
	$\nu = 0,10$				$\nu = 0,20$				$\nu = 0,25$				$\nu = 0,30$				$\nu = 0,35$				$\nu = 0,40$	
	$A_{\omega m}$	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega b}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega b}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega b}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega b}$	$A_{\omega m}$	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega b}$		
1,0	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58	2,02	1,71	1,58		
1,5	1,37	1,16	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94	2,44	2,07	1,94		
2,0	1,55	1,31	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,34	2,76	2,34	2,34		
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59	3,21	2,75	2,59		
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90	3,53	3,06	2,90		
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10	3,79	3,29	3,10		
6,0	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,50	2,21	—	2,72	2,41	—	3,14	—	4,00	3,53	—	4,00	3,53	—		
7,0	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—	2,84	2,51	—	3,26	—	4,18	2,67	—	4,18	2,67	—		
8,0	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,70	2,40	—	2,94	2,61	—	3,38	—	4,32	3,82	—	4,32	3,82	—		
9,0	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—	3,03	2,69	—	3,49	—	4,46	3,92	—	4,46	3,92	—		
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82	4,58	4,05	3,82	
Кoeffи- циенты	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	A_{ω}	$A_{\omega const}$	A_{ω}	

площади треугольной эпюрой 2 с вершиной на глубине $2h_3$ от уровня подошвы фундамента. В этом случае значение напряжения σ_z в середине каждого слоя определится как $\sigma_{zi} = p_0 z_{ii} / (2h_3)$, где z_{ii} — расстояния от середины слоя до глубины $2h_3$.

Принимая за мощность активной толщи $H_c = 2h_3$, можно найти осадку основания, с одной стороны, в предположении его квазиоднородного строения при средневзвешенном значении относительного коэффициента сжимаемости \bar{m}_v по формуле (7.17), с другой —

для многослойного основания методом послойного суммирования по второй формуле (7.13). Приравнявая эти осадки, для схемы, показанной на рис. 7.7, имеем

$$p_0 h_3 \bar{m}_v = \frac{\sigma_{z1} z_1}{2h_3} h_1 m_{v1} + \frac{\sigma_{z2} z_2}{2h_3} h_2 m_{v2} + \dots \quad (7.21)$$

Отсюда окончательно получим значение средневзвешенного относительного коэффициента сжимаемости слоистого напластования:

$$\bar{m}_v = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_{ii} / (2h_3^2), \quad (7.22)$$

где m_{vi} — относительный коэффициент сжимаемости грунта каждого слоя, определенный в соответствии с указанным выше.

Тогда осадка многослойного основания

$$s = p_0 h_3 \bar{m}_v. \quad (7.23)$$

При определении мощности эквивалентного слоя по формуле (7.20) необходимо в случае многослойного основания найти также средневзвешенное значение коэффициента Пуассона. Для этого можно воспользоваться формулой, рекомендованной СНиП 2.02.01 — 83:

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H_c, \quad (7.24)$$

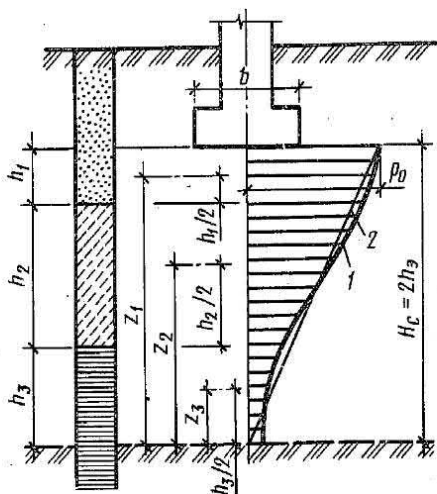


Рис. 7.7. Расчетная схема к определению осадок методом эквивалентного слоя для слоистого напластования основания

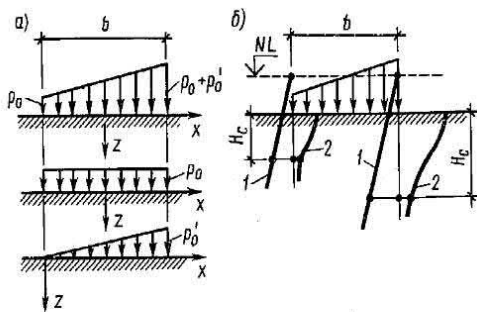


Рис. 7.8. Расчетные схемы для определения неравномерных осадок

сжимаемой толщи и т. п.), сведения о которых приводятся в учебнике Б. И. Далматова. Однако наибольшее распространение получили метод послойного суммирования и метод эквивалентного слоя. Последний показывает хорошее совпадение с результатами натуральных наблюдений при строительстве на слабых грунтах.

Определение неравномерных осадок и крена фундаментов. Вернемся к расчетным схемам, представленным на рис. 7.3. Рассмотренные выше методы относятся к случаю равномерно распределенной нагрузки в пределах контура загрузки (рис. 7.3, з) и позволяют определить осадку любой точки поверхности основания, нагруженного гибкой нагрузкой, или среднюю осадку абсолютно жесткого фундамента.

При внецентренном нагружении фундамента эпюры дополнительного давления на поверхности основания для плоской задачи будут иметь вид трапеции или треугольника (см. рис. 7.3, в, д). Для определения неравномерной осадки основания от гибкой нагрузки в этом случае может быть использован следующий прием.

Трапецидальная нагрузка представляется как сумма равномерно распределенной и треугольной нагрузок (рис. 7.8, а). В намеченных вертикальных сечениях (например, по краям приложения нагрузки и в центре) в соответствии с изложенным выше строятся эпюры дополнительных напряжений от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью p_0 . В тех же сечениях строятся эпюры дополнительных напряжений от треугольной нагрузки интенсивностью p'_0 , соответствующие ординаты которых могут быть определены по формуле

$$\sigma_z = \alpha' p'_0, \quad (7.25)$$

где α' — коэффициент, зависящий от относительных координат выбранного сечения x/b и глубины точки, для которой определяется напряжение $n = z/b$. Значения коэффициентов α' приведены в табл. 7.3.

где v_i — коэффициент Пуассона грунта для каждого слоя; H_c — мощность сжимаемой толщи основания.

Другие приближенные методы определения осадок. В инженерной практике используются и другие приближенные методы определения осадок фундаментов (метод линейно деформируемого слоя, метод ограниченной

Таблица 7.3. Значения коэффициента α' для определения сжимающих напряжений при треугольной нагрузке

$n = z/b$	Значение x/b								
	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
0,00	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000
0,25	—	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003
0,50	0,003	0,023	0,127	0,263	0,419	0,477	0,353	0,056	0,017
0,75	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024
1,00	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045
1,50	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062
2,00	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069
3,00	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071
4,00	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060
6,00	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050

Следует обратить внимание, что расположение координатных осей z для рассматриваемых случаев загрузки различно (рис. 7.8, *a*). Поэтому и относительные координаты одного и того же сечения, в котором определяются дополнительные напряжения от равномерно распределенной (табл. 5.1) и от треугольной нагрузки (табл. 7.3), будут также различными.

Построив затем в выбранных сечениях суммарные эпюры дополнительных напряжений от равномерно распределенной и треугольной нагрузок (эпюры 2 на рис. 7.8, *b*) и эпюры природного давления I , можно по приведенным выше правилам найти мощность сжимаемой толщи грунтов основания в каждом сечении. Тогда осадка поверхности в каждом сечении может быть определена методом послойного суммирования.

Учет жесткости фундамента производится тем же способом, что был рассмотрен при анализе схем на рис. 7.3. Соответственно тангенс угла наклона подошвы фундамента при неравномерной его осадке и определит значение крена i .

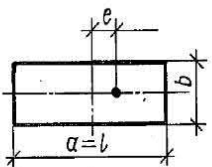
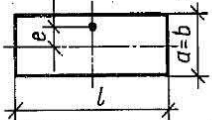
При определении крена абсолютно жесткого фундамента удобнее пользоваться формулой, рекомендованной СНиП 2.02.01 — 83:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{Ne}{(a/2)^2}, \quad (7.26)$$

где E и ν — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания; k_e — коэффициент, принимаемый по табл. 7.4; N — вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы; e — эксцентриситет приложения равнодействующей; a — диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент.

Следует отметить, что если ширина фундамента $b < 10$ м, в формуле (7.26) принимается $N = p_0 A$, при $b > 10$ м $N = p A$, где p_0 и p — соответственно дополнительное и полное давления на основание, A — площадь подошвы фундамента.

Таблица 7.4. Значения коэффициента k_e

Форма фундамента и направление действия момента	$m = l/b$	Коэффициент k_e при $2H_c/b$, равном						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,56	2,00
То же, с моментом вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый	—	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Примечание. H_c — мощность сжимаемой толщи.

В случае неоднородного основания в формуле (7.26) принимают средневзвешенные значения деформационных характеристик грунтов $\bar{\nu}$ и \bar{E} . Величина $\bar{\nu}$ может быть определена по формуле (7.24), а \bar{E} — при известном значении m , из выражения

$$\bar{E} = [1 - 2\bar{\nu}^2 / (1 - \bar{\nu})] / \bar{m}_p \quad (7.27)$$

7.4. Практические методы расчета осадок оснований фундаментов во времени

Основные положения. Если в основании фундамента залегают водонасыщенные глинистые грунты, осадка может развиваться в течение длительного периода времени. Известны случаи, когда во многих городах мира (Мехико, Токио, Бангкок и др.) из-за изменения гидрогеологической обстановки в грунтах основания осадки территории не затухали в течение десятилетий и достигали величины от десятков сантиметров до нескольких метров. Классическим является пример Пизанской башни, наклон которой вследствие ползучести грунтов развивался в течение нескольких столетий.

В подавляющем большинстве случаев временной процесс развития осадок связан с очень малой скоростью фильтрации воды в глинистых грунтах (коэффициент фильтрации порядка $10^{-7} \dots 10^{-10}$ см/с) и обусловленным этим медленным уплотнением водонасыщенных грунтов. Однако в глинистых грунтах тугопластичной и твердой консистенции при высоком содержании глинистых частиц к этому могут добавляться еще и крайне медленно протекающие процессы ползучести грунтов.

Напомним, что к водонасыщенным относятся грунты со степенью влажности $S_r > 0,8$. Следовательно, при $0,8 < S_r < 1$ в поровой воде содержится некоторое количество пузырьков воздуха, что существенно осложняет процесс формирования и изменения напряженно-деформированного состояния массивов глинистых грунтов во времени.

Современные методы прогноза развития деформаций грунтов во времени основаны на теории фильтрационной консолидации, разработанной в 1924 г. К. Терцаги и получившей в 30-е и последующие годы развитие в трудах Н. М. Герсеванова, Н. Н. Маслова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, М. Био, Л. Рендулика и др. В последние десятилетия для построения современной теории фильтрационной консолидации и ползучести грунтов большое значение имели труды А. Л. Гольдина, Л. В. Горелика, Ю. К. Зарецкого, П. Л. Иванова, М. В. Мальшева, З. Г. Тер-Мартirosяна и других советских ученых.

Основная задача одномерной консолидации грунта. Во многих случаях (при ширине фундамента $b > 10$ м, при отношении толщины уплотняемого слоя грунта к ширине подошвы фундамента менее 1 и т. п.) изменение напряженно-деформированного состояния грунта во времени можно рассматривать в рамках одномерной задачи. Кроме того, как указывалось выше, используя схему эквивалентного слоя, можно любую пространственную задачу свести к одномерной, поэтому решение одномерной задачи консолидации представляет не только теоретический интерес, но и имеет практическое значение.

В основу теории Терцаги — Герсеванова, разработанной для одномерной задачи консолидации однородного слоя грунта, положены следующие предпосылки:

скелет грунта рассматривается как упругая пористая среда, и, следовательно, любое приращение напряжений в скелете грунта мгновенно вызывает соответствующее приращение деформаций, т. е. принимается справедливый компрессионный закон уплотнения в форме выражения (4.8) $\Delta \varepsilon = m_v \Delta \sigma$, где $\Delta \sigma$ — изменение эффективного напряжения (см. § 4.3);

поровая вода принимается абсолютно несжимаемой, т. е. коэффициент относительной сжимаемости поровой воды m_w много меньше коэффициента относительной сжимаемости скелета грунта m_v ;

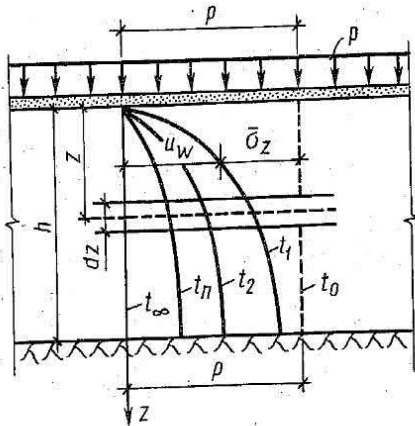


Рис. 7.9. Схема распределения порового давления u_w и эффективного напряжения $\bar{\sigma}_z$ в слое водонасыщенного грунта для различных моментов времени ($t_0 \dots t_\infty$)

отжатие воды из пор в процессе уплотнения грунта подчиняется закону ламинарной фильтрации Дарси [формула (4.24)], т. е. $v = ki$, где k — коэффициент фильтрации, i — гидравлический градиент;

в процессе уплотнения грунта в любой момент времени внешняя нагрузка уравновешивается суммой напряжений в скелете грунта (эффективное напряжение) σ_z и в поровой воде (поровое давление) u_w , т. е.

$$p = \bar{\sigma}(z, t) + u_w(z, t).$$

Основываясь на этих предпосылках, рассмотрим одномерное уплотнение водонасыщенного слоя грунта мощностью h , подстилаемого скалой, под действием постоянной уплотняющей нагрузки p , приложенной в момент времени $t = 0$ (рис. 7.9). Условие неразрывности потока жидкости в элементарном слое толщиной dz запишется в виде, предложенном акад. Н. Н. Павловским:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t}, \quad (7.28)$$

где q — расход воды через единицу площади элементарного слоя; n — пористость грунта. Знак минус обозначает, что с увеличением расхода происходит уплотнение грунта и его пористость уменьшается.

Записав закон Дарси в дифференциальной форме, т. е.

$$q = v = -k \frac{dH}{dz}, \quad (7.29)$$

где знак минус указывает на то, что движение воды направлено в сторону уменьшения напоров, можно подставить его в левую часть уравнения (7.28). Тогда, учитывая (4.22), где $p = u_w$, получим

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (7.30)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Преобразуем теперь правую часть уравнения (7.28), выразив пористость грунта через коэффициент пористости $n = e/(1 + e)$:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.31)$$

В соответствии с формулой (4.5) можно записать $de = m_0 d\bar{\sigma}_z$, а с учетом последней из приведенных выше предпосылок $p = u_w + \sigma_z$. Тогда выражение (7.31) можно представить в виде

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{m_0}{1+e} \cdot \frac{\partial u_w}{\partial t} = m_v \cdot \frac{\partial u_w}{\partial t}, \quad (7.32)$$

где m_v — относительный коэффициент сжимаемости грунта. Подставив (7.32) и (7.30) в (7.28), окончательно получим

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (7.33)$$

где $c_v = k/(m_v \gamma_w)$ — коэффициент консолидации грунта, имеющий размерность $\text{см}^2/\text{с}$ или $\text{м}^2/\text{год}$.

Уравнение (7.33) определяет закономерность изменения порового давления в водонасыщенном слое однородного грунта в условиях одномерного уплотнения при действии постоянной нагрузки. Решение этого уравнения может быть получено методом математической физики, в том числе методом разделения переменных Фурье. При этом следует удовлетворить начальным и граничным условиям, которые определяются в соответствии с принятой расчетной схемой и расчетной моделью грунта.

Начальное условие вытекает из предположения несжимаемости поровой воды. Отсюда следует, что в момент приложения внешней нагрузки p она полностью воспринимается поровой водой, т. е.

$$u_w(z, t=0) = p = \text{const.}$$

Граничные условия определяются в соответствии с построениями на рис. 7.9: на уровне $z=0$ имеет место свободный отток воды и, следовательно, $u_w(z=0, t) = 0$, а на нижней границе слоя $z=h$ расположен водоупор, т. е. расход воды здесь равен нулю, $\partial u_w / \partial z = 0$.

При этих краевых условиях решение уравнения (7.33) может быть представлено в виде ряда при $m = 1, 3, 5, \dots$, ∞ :

$$u_w(z, t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left(-\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right]. \quad (7.34)$$

Подставив в выражение (7.34) $t=0$, $z=0$ и $z=h$, легко убедиться, что оно полностью удовлетворяет принятому начальному и граничным условиям.

Для определения эффективных напряжений в скелете грунта воспользуемся последней из принятых выше предпосылок. Тогда

$$\bar{\sigma}(z, t) = p \left\{ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left(-\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\}. \quad (7.35)$$

Учитывая первую предпосылку, можно перейти от относительной деформации к осадке элементарного слоя и выразить общую осадку уплотняемой толщи грунта мощностью h в виде

$$s(t) = m_v \int_0^h \bar{\sigma}(z, t) dz. \quad (7.36)$$

Здесь интеграл представляет собой площадь эпюры эффективных напряжений $\bar{\sigma}_z$ в момент времени t (рис. 7.9). Она меняется от нуля при $t=0$ до величины ph при полной стабилизации осадок. Если разделить левую часть уравнения (7.36) на s_{∞} , понимая под этим полную стабилизированную осадку, а правую — на phm_v — полную осадку, соответствующую времени стабилизации, то получим

$$\frac{s(t)}{s_{\infty}} = \frac{\int_0^h \bar{\sigma}(z, t) dz}{ph} = U_0(t). \quad (7.37)$$

Очевидно, что функция $U_0(t)$ меняется во времени от 0 до 1 и определяет отношение площади эпюры эффективных напряжений в любой момент времени t к площади эпюры этих напряжений при полной стабилизации осадок. Одновременно она определяет долю осадки, сформировавшуюся к данному моменту времени t , от полной стабилизированной ее величины, т. е.

$$s(t) = U_0(t)s_{\infty}. \quad (7.38)$$

Назовем функцию $U_0(t)$ степенью консолидации (уплотнения) грунта. Если теперь подставить выражение (7.35) в уравнение (7.37), то после интегрирования получим при $m=1, 3, 5, \dots, \infty$

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{m^2} \exp \left(-\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right]. \quad (7.39)$$

Для облегчения расчетов по формуле (7.39) можно воспользоваться таблицами экспоненциальных функций, приведенными в любых математических справочниках. Кроме того, для практических расчетов при $U_0(t) > 0,25$ с достаточной для инженерных целей точностью можно ограничиться только первым членом ряда при $m=1$, тогда

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp(-N), \quad (7.40)$$

где $N = \pi^2 c_v t / (4h^2)$.

Таблица 7.5. Значения N для вычисления осадок грунта как функции времени

$U = \frac{s_t}{s_\infty}$	Величины N для случаев			$U = \frac{s_t}{s_\infty}$	Величины N для случаев		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	1,00	∞	∞	∞

Для удобства расчетов в табл. 7.5 приводятся значения N , соответствующие различной степени консолидации $U_0(t)$. Это позволяет легко определить время, соответствующее заданной степени консолидации слоя грунта:

$$t = N4h^2 / (\pi^2 c_v). \quad (7.41)$$

Анализ формулы (7.41) показывает, что для одного и того же грунта при различных значениях мощности слоя h_1 и h_2 одинаковая степень консолидации достигается за разный промежуток времени t_1 и t_2 , причем

$$t_1/t_2 = (h_1/h_2)^2. \quad (7.42)$$

Основные расчетные случаи. При расчетах осадок во времени наибольший практический интерес представляют следующие расчетные случаи, для которых эпюры уплотняющих напряжений при полной стабилизации осадок представлены на рис. 7.10.

Случай 0 соответствует рассмотренной выше задаче одномерного уплотнения слоя грунта под действием сплошной нагрузки.

Случай 1 — когда сжимающие напряжения увеличиваются с глубиной по закону треугольника. Этот случай соответствует уплотнению свежесотсыпанного (например, намытого) слоя водонасыщенного грунта под действием собственного веса.

Случай 2 — когда сжимающие напряжения умень-

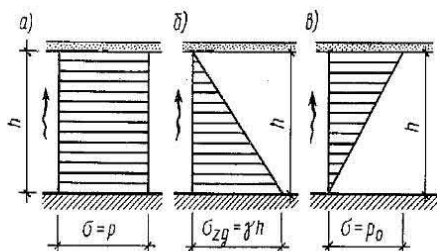


Рис. 7.10. Эпюры уплотняющих напряжений для случаев:

a — 0; б — 1; в — 2

падают с глубиной по закону треугольника. Этот случай соответствует виду эпюры дополнительных напряжений по оси фундамента, принятой в методе эквивалентного слоя Н. А. Цытовича (см. рис. 7.7).

В табл. 7.5 для каждого из этих случаев приведены полученные аналогичным образом для своих расчетных схем значения показателя N в формуле (7.41) при различных значениях степени консолидации U . Если теперь определить каким-либо из приведенных в предыдущем параграфе методов конечную стабилизированную осадку, обозначенную выше как s_{∞} , то для каждого из указанных случаев можно рассчитать долю этой осадки в любой момент времени t . Для этого следует, задавшись степенью консолидации U , определить соответствующую ей долю конечной осадки:

$$s(t) = Us_{\infty}. \quad (7.43)$$

Затем по формуле (7.41) при значении N , соответствующем этой степени консолидации, найти время, к которому осадка достигнет величины $s(t)$.

Выполняя таким образом расчеты для различных значений U , можно построить кривые осадок во времени типа представленных на рис. 7.2, б. Важно отметить, что при $U=1$ решение не имеет смысла (т. е. $N=\infty$), поэтому последней ступенью степени консолидации, для которой расчет осадок будет соответствовать действительности, является $U=0,95$.

Кроме того, напомним, что приведенные решения справедливы для однородного основания при односторонней фильтрации воды (см. рис. 7.9 и 7.10). Ниже рассматривается более общий случай расчета осадок во времени фундаментов, расположенных на слоистых напластованиях грунтов.

Определение осадки фундамента на слоистом основании во времени. При слоистом напластовании грунтов в основании фундамента необходимо определить их средневзвешенные характеристики в пределах сжимаемой толщи. Тогда средневзвешенный коэффициент консолидации грунта определится по формуле

$$\bar{c}_v = \bar{k} / (\bar{m}_v \gamma_w), \quad (7.44)$$

где \bar{k} — средневзвешенный коэффициент фильтрации грунта; \bar{m}_v — средневзвешенный относительный коэффициент сжимаемости грунта, рассчитываемый по формуле (7.22); γ_w — удельный вес воды.

Значение средневзвешенного коэффициента фильтрации Н. А. Цытович рекомендует определять из условия, что потеря напора в пределах всей сжимаемой толщи равна сумме потери напоров отдельных элементарных слоев грунта. Тогда

$$\bar{k} = H_c \left/ \sum_{i=1}^n (h_i / k_i), \right. \quad (7.45)$$

где H_c — мощность сжимаемой толщи; h_i, k_i — соответственно толщина и коэффициент фильтрации i -го слоя; n — число слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Тогда формула (7.41) приобретает вид

$$t = N4h^2 / (\pi^2 \bar{c}_v). \quad (7.46)$$

В том случае, когда в основании фундамента залегают слои грунта, существенно отличающиеся по водопроницаемости (например, пески и суглинки, супеси и глины), приходится принимать во внимание различные условия оттока воды при уплотнении основания. Для характерных схем напластования грунтов, представленных на рис. 7.11, могут быть даны следующие практические рекомендации.

Если основание сложено глинистыми грунтами с коэффициентом фильтрации разных слоев, отличающимся на 1...2 порядка, то можно, определив средневзвешенные характеристики грунта, расчет осадок выполнять по схеме односторонней фильтрации, как для случая 2 (рис. 7.11, а). При этом в формуле (7.46) $h = H_c$.

Если же при этих условиях, особенно когда $k_1 > k_2 > k_3$, в основании на границе сжимаемой толщи залегают сильнофильтрующие (крупнообломочные, песчаные) грунты, принимается, что отжатие воды может происходить как вверх, так и вниз (рис. 7.11, б). Тогда задачу можно с некоторым приближением свести к случаю 0, принимая путь фильтрации равным половине мощности сжимаемой толщи, т. е. $h = 0,5H_c$ в формуле (7.46).

Схема на рис. 7.11, в соответствует случаю, когда в толще хорошо фильтрующих грунтов залегают слой глины или суглинка мощностью h_2 . Тогда отдельно определяют долю конечной осадки, относящейся к этому слою, и рассматривают во времени только ее развитие. Долю осадки хорошо фильтрующих грунтов принимают стабилизирующейся в период строительства сооружения. В этом случае считают, что имеет место двусторонняя фильтрация, и расчет сводится к случаю 0 при $h = 0,5h_2$.

Более сложные случаи. Рассмотренные выше решения основаны на упрощаю-

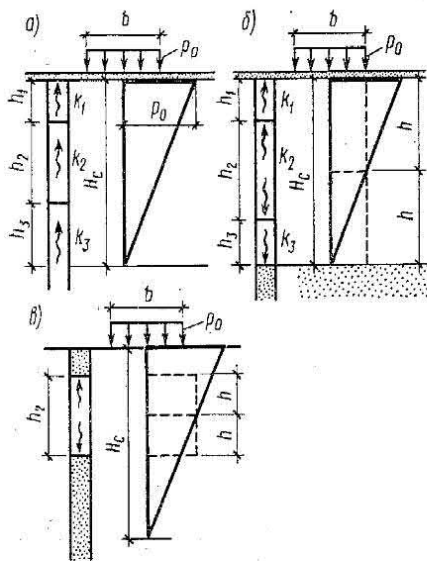


Рис. 7.11. Схемы фильтрации воды при слоистом напластовании грунтов в основании

сих предпосылках, принятых в теории консолидации Терцаги — Герсеванова, и практических рекомендациях, вытекающих из наблюдений за построенными сооружениями. В большинстве случаев промышленного и гражданского строительства они достаточны для решения инженерных задач. Однако в случае особо ответственных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях приходится учитывать дополнительные факторы, влияющие на развитие осадок во времени. К ним прежде всего относятся учет сжимаемости поровой газосодержащей воды, начального градиента фильтрации и структурного сцепления в пылевато-глинистых грунтах, а также ползучести скелета грунта.

Учет этих факторов позволяет более точно прогнозировать развитие осадок во времени, однако связан с существенным усложнением расчетов и во многих случаях требует проведения дополнительных специальных исследований грунтов. Некоторые сведения по этим вопросам приводятся в учебниках Н. А. Цытовича, П. Л. Иванова и Б. И. Далматова. Более подробно они рассмотрены в специальной литературе. Ограничимся здесь лишь качественным описанием влияния указанных факторов на развитие осадок оснований во времени.

Учет структурной прочности грунта и сжимаемости поровой воды. При степени влажности $0,8 < S_r < 1$ сжимаемость воды становится соизмеримой со сжимаемостью скелета грунта и одна из основных предпосылок теории Терцаги — Герсеванова ($m_w \ll m_v$) перестает выполняться. Внешняя нагрузка в момент ее приложения к основанию уже не полностью воспринимается поровой водой, а частично передается и на скелет грунта, жесткость которого определяется структурной прочностью. Тогда начальное поровое давление $u_w(t=0, z)$ уже не будет равно внешней нагрузке p , а определится выражением

$$u_w(t=0, z) = p \frac{m_v}{m_v + nm_w}, \quad (7.47)$$

где можно принять $m_w \approx (1 - S_r)/p_a$; m_v и m_w — соответственно относительные коэффициенты сжимаемости скелета грунта и поровой воды; p_a — атмосферное давление; n — пористость грунта.

Учет сжимаемости поровой воды приводит к уменьшению коэффициента консолидации грунта:

$$c_v = k / [\gamma_w(m_v + nm_w)], \quad (7.48)$$

что, в свою очередь, свидетельствует о более медленном протекании процесса консолидации [см. формулу (7.41)].

Одновременно с этим учет структурной прочности грунта может привести к уменьшению мощности сжимаемой толщи основания, а следовательно, и конечной осадки, так как условие $\sigma_{zp} = \sigma_{sr}$ может выполняться на меньшей глубине, чем, например, условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

Учет начального градиента фильтрации. В пылевато-гли-

нистых грунтах учет начального градиента фильтрации в свою очередь вызывает уменьшение как конечной осадки основания, так и времени ее стабилизации. Это вызвано тем обстоятельством, что при градиенте напора в грунтах, меньшем начального градиента i_0 , фильтрация поровой воды не будет иметь места и, следовательно, не будет происходить уплотнение грунта.

Наконец, как показывают опыты с водонасыщенными глинистыми грунтами тугопластичной и твердой консистенции при ступенчатом нагружении, развитие осадок в них происходит и после полного рассеивания порового давления, т. е. при $u_w(t = \infty, z) = 0$. В соответствии с теорией Терцаги — Герсеванова такое положение не может иметь места. Этот процесс объясняется ползучестью скелета грунта, т. е. медленной взаимной переориентацией глинистых частиц грунта, приводящей к более плотной их упаковке. Ползучесть скелета грунта часто называют вторичной (нефильтрационной) консолидацией.

7.5. Особые случаи расчета осадок оснований фундаментов

Сопоставление осадок, рассчитанных и наблюдаемых в натуре. Выше отмечалось, что практические методы расчета осадок основаны на ряде предпосылок, значительно упрощающих действительный характер совместных деформаций сооружений и оснований, поэтому важное значение для оценки достоверности прогноза осадок имеют наблюдения за построенными сооружениями и сопоставление фактических, измеренных, величин осадок с рассчитанными различными методами. Такие наблюдения в течение нескольких десятилетий ведутся как в нашей стране, так и за рубежом.

Обобщив большое количество источников, включая собственные наблюдения, С. Н. Сотников получил сопоставление величин s_{ϕ} — фактической конечной (стабилизированной) осадки — и s_p — осадки, рассчитанной методом послойного суммирования для 143 объектов. В их число входили промышленные и жилые здания различных конструктивных типов, башенные сооружения, дымовые трубы, резервуары, а также развитые в плане сооружения — бетонные плотины, шлюзы. Инженерно-геологические условия всех объектов разделялись на два типа: «слабые» основания, представленные грунтами с модулем деформации менее 5...10 МПа (илы, ленточные глины, заторфованные грунты), и «плотные» с модулем деформации более 10 МПа (нормально уплотненные и переуплотненные пылевато-глинистые грунты, пески, коренные породы).

Данные С. Н. Сотникова показали значительное расхождение между величинами s_{ϕ} и s_p . В случае плотных оснований соответствие физической и рассчитанной осадок с точностью $\pm 50\%$ отмечалось лишь в 50% всех случаев, в остальных (порядка 45%) величина s_p оказывалась значительно больше s_{ϕ} . Для слабых ос-

нований такое соответствие отмечено для 70% наблюдавшихся объектов. В 25% случаев имела место обратная картина: фактическая осадка существенно превышала s_p . Имеются также данные, свидетельствующие о том, что точность прогноза осадок, рассчитанных методом послойного суммирования, понижается с увеличением площади фундамента и глубины отрываемого котлована.

Отмеченные расхождения между рассчитанными и наблюдаемыми в натуре осадками объясняются прежде всего следующими обстоятельствами:

самой постановкой задачи (расчет осадок отдельно стоящего фундамента без учета жесткости всей конструкции сооружения, пренебрежение разуплотнением грунтов основания при разработке котлована и т. п.);

условностью расчетной схемы, принятой для определения осадок (использование предпосылок теории линейной деформируемости грунтов, ограничения давления под подошвой фундамента расчетным сопротивлением грунта, правила назначения нижней границы сжимаемой толщи грунтов в основании и т. д.);

погрешностями, связанными с экспериментальным определением характеристик деформируемости грунтов оснований, что особенно сильно проявляется в случае слабых грунтов;

недостаточно точным учетом действительного строения основания рассчитываемого фундамента за счет погрешностей, возникающих уже при построении инженерно-геологического разреза.

Попытки более точного учета указанных обстоятельств приводят к чрезмерным усложнениям расчетов и способов определения входящих в них характеристик грунтов. Между тем практика проектирования показывает, что в большинстве случаев при ширине фундаментов $b < 10$ м и глубине котлованов $d < 5$ м практические методы расчетов осадок приводят к удовлетворительным для инженерных целей результатам. Возможные погрешности в определении рассчитываемой осадки учитываются различными приемами: увеличением мощности сжимаемой толщи в случаях слабых грунтов; при назначении предельной совместной деформации s_u в формуле (7.2) и т. д.

Вместе с тем в проектной практике начинают использоваться и другие методы расчета осадок, более полно отражающие действительный характер взаимодействия сооружения и основания.

Учет разуплотнения грунтов при разработке котлована. Рассмотрим один из таких методов, предложенный З. Г. Тер-Мартirosяном и включенный в «Пособие» к СНиП 2.02.01 — 83.

При разработке грунтов котлована в окружающем массиве происходит изменение начального напряженного состояния, причем чем шире и глубже котлован, тем значительнее эти изменения. Тогда напряжения в основании, возникающие от нагрузки, передаваемой сооружением через подошву фундамента, будут накладываться уже не на начальное поле напряжений, соответствующее

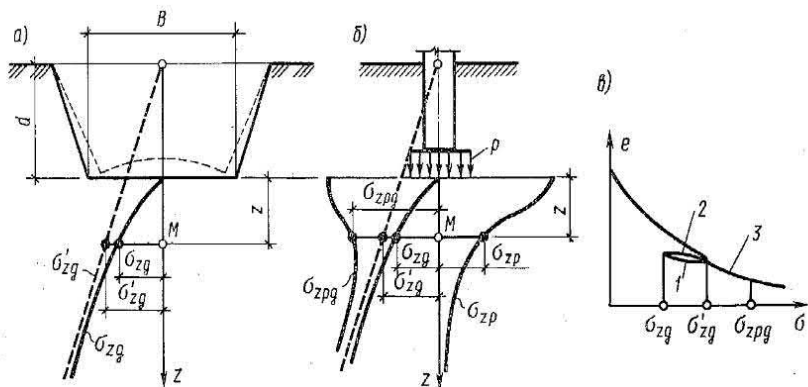


Рис. 7.12. Изменение напряженного состояния грунтов основания при разработке котлована (а), при передаче давления от сооружения (б) и соответствующая этим изменениям компрессионная кривая (в)

природному давлению до разработки котлована, а на исходное поле напряжений, возникающее после разработки котлована.

Проследим за этими изменениями, ограничившись анализом только вертикальных сжимающих напряжений (рис. 7.12). Начальное напряженное состояние основания по вертикальной оси z будущего фундамента до разработки котлована может быть представлено эпурой природного давления σ'_{zg} (пунктирная линия на рис. 7.12, а). После выемки грунта произойдет упругое восстановление профиля сечения котлована и изменится начальное напряженное состояние грунтов основания. Предположим, что природное давление, соответствующее исходному напряженному состоянию, определено и характеризуется новой эпурой σ_{zg} , показанной на рис. 7.12, а сплошной линией. Очевидно, что в уровне дна котлована, по условиям равновесия, $\sigma_{zg} = 0$.

После завершения строительства сооружения на основание через подошву фундамента будет передаваться нагрузка интенсивностью p , что вызовет дальнейшее изменение напряжений по оси z на величину, характеризуемую эпурой напряжений σ_{zp} (рис. 7.12, б). Тогда полные напряжения по оси z могут быть представлены эпурой $\sigma_{zp, g}$, суммирующей исходные напряжения (эпура σ_{zg}) и напряжения, возникшие от строительства сооружения (эпура σ_{zp}).

Рассмотрим, как развивался процесс изменения напряженно-деформированного состояния грунта в процессе строительства в некоторой точке M , расположенной по оси фундамента на глубине z . Пусть компрессионная кривая на рис. 7.12, в отражает закономерности деформирования образцов грунта, отобранных из основания вблизи этой точки.

Вначале, до разработки котлована, природное давление в точке

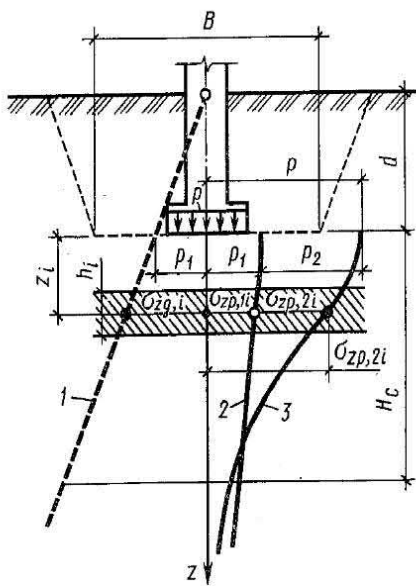


Рис. 7.13. Расчетная схема для определения осадки с учетом разуплотнения грунта при разработке котлована

M соответствовало величине σ'_{zg} . После выемки грунта в этой точке произошло уменьшение природного давления до σ_{zg} , что вызвало разуплотнение грунта в соответствии с ветвью разгрузки 1 (рис. 7.12, в). По мере строительства сооружения в основании поэтапно формировалось дополнительное напряжение, конечное значение которого в точке M равно σ_{zp} . Когда давление на поверхности дна котлована достигло веса извлеченного грунта γd , в точке M произошло изменение от исходного напряжения σ_{zg} до σ'_{zg} . Это сопровождалось доуплотнением грунта в этой точке в соответствии с ветвью вторичного нагружения 2 (рис. 7.12, в). Важно

отметить, что модуль деформации при доуплотнении грунта намного больше, чем в соответствующем интервале изменения напряжений основной ветви уплотнения компрессионной кривой 3.

Дальнейшее нагружение основания от γd до p привело к возрастанию полного напряжения в точке M от значения σ'_{zg} до σ_{zp} , г (рис. 7.12, б). Этому соответствует уплотнение грунта, характеризуемое основной ветвью компрессионной кривой 3 в этом же интервале изменений напряжений (рис. 7.12, в).

Тогда процесс развития осадки в основании фундамента с учетом разуплотнения грунта при разработке котлована может быть условно разделен на два этапа: определение доли осадка s_1 при увеличении напряжения от исходного напряженного состояния до напряженного состояния, соответствующего природному давлению, и определение доли осадки s_2 при возрастании напряжения от γd до полного его значения. При этом общая осадка

$$s = s_1 + s_2. \quad (7.49)$$

Основываясь на указанных положениях, И. М. Юдина* разработала следующий прием определения величин s_1 и s_2 , расчетная схема которого приведена на рис. 7.13.

*Юдина И. М. Разуплотнение грунтов основания котлованов и его учет при прогнозе осадок сооружений. Канд. дис. — М.: МИСИ, 1989.

По оси проектируемого фундамента обычным способом с учетом неоднородности грунтов определяется эпюра природного давления I . Затем строится эпюра изменения природного давления из-за разгрузки дна котлована на величину $p_1 = \gamma d$ (кривая 2 на рис. 7.13). Любая ордината этой эпюры на глубине z может быть определена в соответствии с формулами (5.16):

$$\sigma_{zp, 1} = \alpha_d p_1, \quad (7.50)$$

где α_d — коэффициент, определяемый в зависимости от относительной глубины этой точки z/d , от отношения ширины котлована к его глубине B/d и отношения размеров сторон котлована в уровне его дна L/B (L — длина, B — ширина котлована). Значения коэффициентов α_d приведены в табл. 7.6.

Таблица 7.6. Значения коэффициента α_d

z/d	Коэффициент α_d для котлованов с соотношением сторон L/B при B/d , равном					
	0,5	1	2	4	8	16
$L/B=1$						
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,5	0,478	0,540	0,664	0,820	0,944	0,980
1,0	0,262	0,340	0,500	0,704	0,898	0,970
2,0	0,113	0,170	0,284	0,496	0,758	0,920
4,0	0,025	0,070	0,176	0,356	0,626	0,860
8,0	0,001	0,026	0,084	0,228	0,516	0,800
$L/B=3$						
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,5	0,587	0,660	0,782	0,900	0,970	0,984
1,0	0,425	0,500	0,652	0,820	0,946	0,974
2,0	0,278	0,360	0,526	0,710	0,886	0,968
4,0	0,190	0,240	0,340	0,520	0,768	0,920
8,0	0,132	0,160	0,216	0,370	0,630	0,854
$L/B=6$						
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,5	0,725	0,780	0,890	0,960	0,992	0,996
1,0	0,590	0,660	0,800	0,916	0,980	0,984
2,0	0,426	0,500	0,652	0,820	0,946	0,974
4,0	0,293	0,340	0,436	0,610	0,832	0,944
8,0	0,180	0,212	0,276	0,428	0,670	0,868
$L/B=12$						
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,5	0,768	0,866	0,956	0,990	0,996	0,996
1,0	0,610	0,734	0,864	0,956	0,990	0,990
2,0	0,440	0,550	0,696	0,840	0,964	0,980
4,0	0,282	0,360	0,462	0,634	0,848	0,950
8,0	0,170	0,214	0,280	0,432	0,676	0,870

После того также по оси фундамента строится эпюра сжимающих напряжений 3 от полного давления p под подошвой фундамента. Любая ордината этой эпюры определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (7.51)$$

где α — коэффициент, приведенный в табл. 5.2 для центральной точки загруженного фундамента.

Нижняя граница сжимаемой толщи грунтов основания определяется из общего условия на той глубине, где $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ для плотных грунтов и $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ для слабых.

Определение составляющих осадок s_1 и s_2 производится методом послойного суммирования. Для этого, как и прежде, сжимаемая толща разделяется на горизонтальные слои с постоянными для каждого слоя характеристиками грунта. Величина осадки s_1 находится из условия

$$s_1 = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,1i} h_i}{E_{1i}}, \quad (7.52)$$

где $\beta = 0,8$; n — количество слоев; h_i — толщина i -го слоя; $\sigma_{zp,1i}$ — значение напряжения $\sigma_{zp,1}$ в середине i -го слоя; E_{1i} — модуль деформации грунта i -го слоя, определяемый по ветви вторичного нагружения (2 на рис. 7.12, в).

При отсутствии опытных данных величина E_{1i} может быть принята как

$$E_{1i} = k_{zi} E_{2i} \frac{\sigma_{zp,1i}}{\sigma_{zp,2i}}, \quad (7.53)$$

где k_{zi} — коэффициент, равный отношению модулей деформации при полной разгрузке и нагрузке, определяемый в соответствии с данными табл. 7.7 и 7.8; E_{2i} — модуль деформации, определяемый для того же слоя грунта при расчете составляющей осадки s_2 (см. ниже); $\sigma_{zp,1i}$ и $\sigma_{zp,2i}$ — соответственно ординаты эпюр 1 и 2 на рис. 7.13.

Осадка s_2 определяется от разности между полным давлением p под подошвой сооружения и давлением от нагрузки, равной p_1 , по формуле

$$s_2 = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,2i} h_i}{E_{2i}}, \quad (7.54)$$

где $\sigma_{zp, 2i} = \sigma_{zp, i} - \sigma_{zp, 1i}$ в середине i -го слоя (при $\sigma_{zp, i} < \sigma_{zp, 1i}$ значение $\sigma_{zp, 2i}$ принимается равным нулю); E_{2i} — модуль деформации, характеризующий сжимаемость грунта i -го слоя. Остальные обозначения те же, что и в формуле (7.52).

Модуль деформации E_{2i} определяется по основной ветви компрессионной кривой 3 в интервале изменения напряжений от σ'_{zg} до $\sigma_{zp, g}$ (см. рис. 7.12, в).

Расчеты показывают, что найденная таким образом полная осадка $s = s_1 + s_2$ оказывается меньше, чем рассчитанная по методу послойного суммирования без учета разуплотнения грунта при разработке котлована, и в большей степени соответствует измеренным в натуре осадкам в случае залегания относительно плотных грунтов в основании фундамента.

Таблица 7.7. Значения коэффициента k_z для глинистых грунтов

Значения показателя текучести	Значения k_z при коэффициенте пористости, равном			
	$e \leq 0,5$	$0,5 < e \leq 0,8$	$0,8 < e \leq 1,1$	$e > 1,1$
<i>Супеси</i>				
$0 \leq I_L \leq 1$	1,5	2	2,5	3
<i>Суглинки</i>				
$I_L \leq 0,25$	1,5	2	2,5	3
$0,25 < I_L \leq 0,75$	1,5	2	2,5	3
$0,75 < I_L \leq 1$	2	2,5	3	3,5
<i>Глины</i>				
$I_L \leq 0,25$	2	2,5	2,5	3
$0,25 < I_L \leq 0,75$	2	2,5	3	3,5
$0,75 < I_L \leq 1$	2,5	3	3,5	4

Таблица 7.8. Значения коэффициента k_z для песчаных грунтов

Песчаные грунты	Значения k_z при коэффициенте пористости e , равном			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	1,5	2	2,5	—
Пески средней крупности	1,5	2	2,5	—
Пески мелкие	2	2,5	3	4
Пески пылеватые	2	3	4	5

Еще более точных результатов можно добиться, если использовать расчетную схему сжатия слоя грунта с возможностью бокового расширения, т. е. учитывать не только вертикальные, но и горизонтальные составляющие сжимающих напряжений (см. § 7.3). Однако в этом случае значительно осложняются как проведение расчета, так и техника определения характеристик деформируемости грунта.

Учет нелинейной деформируемости грунта. Все приведенные выше методы расчета осадок основаны на положениях теории линейной деформируемости грунтов и справедливы при условии, что полное давление под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта ($p \leq R$). Иногда бывает так, особенно при строительстве на достаточно плотных грунтах, что рассчитанная при этих условиях осадка оказывается намного меньше предельной ее величины, т. е. $s \ll s_u$ [см. формулу (7.2)]. Следовательно, для получения более экономичных размеров фундамента можно было бы несколько увеличить давление под его подошвой. Однако при этом оценить ожидаемую осадку методами, основанными на положениях теории линейной деформируемости, уже не представляется возможным.

Расчет осадок за пределами линейной деформируемости грунтов (при $p > R$) очень сложен и в настоящее время возможен только численными методами с использованием ЭВМ (см. гл. 8). Вместе с тем при определенных допущениях можно разработать приближенные методы расчета осадок при нагрузках, находящихся за пределами прямой пропорциональности. Ниже излагается такой метод, предложенный М. В. Малышевым и включенный в «Пособие» к СНиП 2.02.01 — 83.

Суть метода заключается в том, что используется аналогия между кривыми «осадка — нагрузка» и «деформация — напряжение». Принимается, что при $p \leq R$ зависимость между осадкой и нагрузкой практически линейна. При $p = p_u$ (p_u — предельная критическая нагрузка) осадка считается равной бесконечности (см., например, рис. 6.1, а). Следовательно, если найти некоторую функцию, описывающую криволинейный участок зависимости осадки от нагрузки в интервале от $p = R$ до $p = p_u$, то задача может быть решена.

Используя положения теории предельного равновесия, М. В. Малышев предложил следующее выражение для осадки s_p за пределами линейной зависимости, т. е. при $p > R$:

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg, 0})(p_u - p)} \right], \quad (7.55)$$

где s_R — осадка основания при $p = R$; p_u — предельное сопротивление грунта основания, определяемое как отношение вертикальной составляющей силы предельного сопротивления [формула (6.25)] к приведенной площади фундамента [формулы (6.26)], т. е. $p_u = N_u / (b'l')$; $\sigma_{zg, 0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Анализируя вид формулы (7.55), можно заметить, что при $p = R$ $s_p = s_R$, а при $p = p_u$ $s_p \rightarrow \infty$, т. е. выражение соответствует принятым выше граничным условиям.

Формула (7.55) справедлива для однородного напластования грунтов в пределах сжимаемой толщи основания. При неоднород-

ном напластовании следует определить толщину грунтов z_u в пределах которой необходимо провести осреднение расчетных характеристик грунтов:

$$z_u = s_R \bar{E} / (\beta p_0), \quad (7.56)$$

где s_R — то же, что и в формуле (7.55); $\bar{E} = \beta / \bar{m}_\gamma$ — среднее значение модуля деформации грунтов основания в пределах сжимаемой толщи $[\bar{m}_\gamma$ определяется по формуле (7.22)]; $\beta = 0,8$ — безразмерный коэффициент; $p_0 = p - \gamma d$ — дополнительное вертикальное давление на основание под подошвой фундамента. Если z_u , определенное по формуле (7.56), меньше b , то принимается $z_u = b$ (b — ширина подошвы фундамента).

Средние расчетные характеристики ($\bar{\gamma}$ — удельный вес грунта, \bar{c} — сцепление грунта, $\bar{\varphi}$ — угол внутреннего трения грунта), необходимые для определения величины N_u по формуле (7.55), для неоднородных напластований допускается находить из условия

$$\bar{r} = \frac{\sum r_i h_i}{\sum h_i}, \quad (7.57)$$

где r_i — соответственно γ_i , c_i или φ_i каждого i -го слоя; h_i — толщина этого слоя в пределах толщи основания, равной z_u .

Расчеты осадок за пределом прямой пропорциональности в соответствии с изложенным методом удобно выполнять в такой последовательности. Сначала обычным образом, например методом послойного суммирования, рассчитывают осадку фундамента при $p = R$. Если при этом оказывается, что $s \ll s_u$, то назначают новую, меньшую, ширину фундамента и для нее определяют новое значение p , которое будет уже больше R . По формулам (7.56) и (7.57) находят значения z_u и значения средневзвешенных характеристик $\bar{\gamma}$, \bar{c} , $\bar{\varphi}$. Для нового размера фундамента с учетом этих характеристик определяют значение p_u и по формуле (7.55) рассчитывают осадку s_p . При этом необходимо выполнение условия $s_p \leq s_u$.

Глава 8

ПРИЛОЖЕНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА К ЗАДАЧАМ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

8.1. Общие положения

В гл. 3 и 4 было показано, что деформирование грунтов под нагрузками представляет собой очень сложный процесс. Это обусловлено в первую очередь самой природой грунтов, свойства которых по своему многообразию резко отличаются от свойств конст-

рукционных материалов. Грунтам даже при умеренных нагрузках свойственна нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями (физическая нелинейность), причем значительную долю деформаций представляет пластическая составляющая. Особенностью напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов является часто одновременное существование областей, находящихся в допредельном и предельном по прочности состояниях. Очевидно, что свойства грунтов в этих областях должны описываться различными уравнениями состояния. В подавляющем большинстве случаев массивы грунтов неоднородны, т. е. включают грунты, различные по составу и механическим свойствам. Внешние границы грунтовых массивов, границы, разделяющие пласты грунта, контуры подземной части сооружений имеют подчас очень сложные геометрические конфигурации, отражение которых в рамках строгих решений невозможно.

Уже из этого перечня, далеко не полного, следует, что прогноз поведения грунтового массива под нагрузками связан с большими трудностями, поэтому в инженерной практике используются методы, основанные на введении упрощающих предпосылок. Таким образом получены многочисленные аналитические решения и разработаны приближенные методы расчета (см. гл. 5 — 7). Как показывает опыт строительства, в большинстве случаев подобные методы оказываются достаточными для надежного и экономичного проектирования основания и фундаментов зданий и сооружений. В то же время более полный учет особенностей деформирования грунтов открывает возможности дальнейшего совершенствования проектирования сооружений.

Развитие математического аппарата механики сплошной деформируемой среды, прикладной математики и вычислительной техники заложило основы для создания так называемых численных методов решения краевых задач. Идеи, заложенные в эти методы, в значительной мере исключают необходимость использования упрощающих предпосылок, свойственных традиционным подходам. Пока численные методы используются на практике лишь в отдельных, наиболее сложных и ответственных случаях. Однако круг практических задач, решаемых ими, все более расширяется. Этому способствуют интенсивная разработка программного обеспечения и внедрение высокопроизводительной вычислительной техники в научных и проектных организациях.

Среди численных методов наибольшее применение в механике грунтов получили метод конечных разностей (МКР) и метод конечных элементов (МКЭ). Разработанные первоначально для решения упругих задач, эти методы в дальнейшем были развиты в область решения упругопластических задач механики грунтов. В настоящее время численными методами решаются также задачи консолидации, ползучести, динамики грунтов, гидродинамики и т. д. Базовые концепции численных методов позволяют математи-

чески моделировать поведение грунтовых массивов во взаимодействии с сооружениями с учетом практически всех присущих грунтам особенностей.

Для реализации численных методов разрабатываются вычислительные программы или программные комплексы, ориентированные на решение определенных классов задач. Такие программы имеют достаточно универсальный характер и позволяют решать множество задач данного класса. Особенности конкретной задачи (конфигурация расчетной области, неоднородность по физико-механическим свойствам, граничные условия и т. п.) отражаются в исходной информации и не требуют изменения алгоритма решения. В этом заключается одно из важнейших преимуществ численных методов и способов их реализации перед аналитическими решениями, каждое из которых справедливо в рамках конкретной задачи.

При изложении материала настоящей главы авторы исходили из того, что в курсах теории упругости и пластичности, строительной механики, прикладной математики и вычислительной техники студенты познакомились с основными положениями МКР и МКЭ, получили навыки программирования и работы с современными ЭВМ, поэтому основное внимание здесь уделяется приложению этих методов к решению задач механики грунтов.

8.2. Основные положения МКР и МКЭ

Метод конечных разностей. МКР, который исторически предшествовал развитию других численных методов, ориентирован на решение задач, описываемых уравнениями в частных производных. Применительно к решению задач теории предельного равновесия он широко использовался В. В. Соколовским, В. А. Флориным и др. Для расчетов напряженно-деформированного состояния оснований в нелинейной постановке он впервые у нас в стране был использован, по-видимому, в работе Е. Ф. Винокурова (1972).

Идея МКР заключается в замене частных производных в дифференциальных уравнениях решаемой задачи отношениями разностей переменных, называемых конечными разностями.

Поясним сказанное на примере. Пусть имеется некоторая функция φ от аргумента x (рис. 8.1, а). Производная $d\varphi/dx$ в некоторой точке A равна тангенсу угла наклона касательной в точке A к кривой $\varphi(x)$, т. е. $d\varphi/dx = \operatorname{tg} \alpha$. Выделим в окрестности точки A интервал Δx достаточно малых, но конечных размеров. Этому интервалу соответствует приращение функции $\Delta\varphi$. Тогда можно записать приближенное выражение для производной:

$$\frac{d\varphi}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta\varphi}{\Delta x} \approx \frac{\Delta\varphi}{\Delta x} = \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{x_2 - x_1}, \quad (8.1)$$

причем выражение (8.1) будет тем более точным, чем меньше

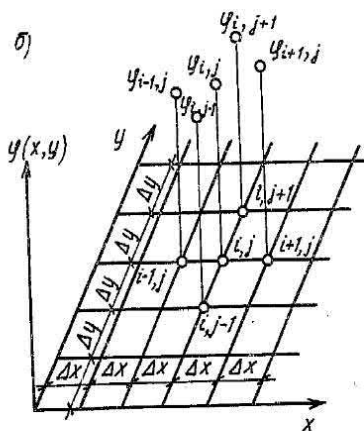
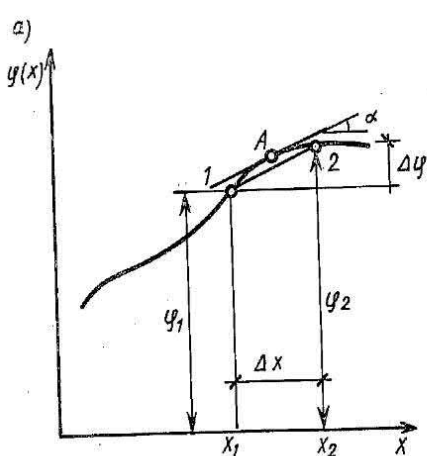


Рис. 8.1. Схемы к построению конечно-разностных соотношений для одномерной (а) и плоской (б) задач

интервал Δx . Если задача является одномерной и описывается дифференциальным уравнением, содержащим только первую производную искомой функции $\varphi(x)$, то необходимо разделить интервал изменения аргумента x на конечное число участков Δx , ограниченных узлами. Дифференциальные уравнения задачи теперь можно преобразовать, используя соотношения типа (8.1), и записать их для каждого узла. Поставив соответствующие граничные условия, мы придем к системе уравнений, число которых равно числу неизвестных значений функции в узлах.

При решении двумерных задач в пределах исследуемой области строится конечно-разностная сетка с шагами по соответствующим координатам Δx и Δy (рис. 8.1, б). Пересечения линий сетки также называются узлами. Частные производные функции $\varphi(x, y)$, зависящей теперь от двух координат, в некотором узле i, j могут быть выражены через приближенные конечно-разностные соотношения:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} \approx \frac{\varphi_{i+1, j} - \varphi_{i-1, j}}{2\Delta x}; \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} \approx \frac{\varphi_{i, j+1} - \varphi_{i, j-1}}{2\Delta y};$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \approx \frac{\varphi_{i+1, j} - 2\varphi_{i, j} + \varphi_{i-1, j}}{(\Delta x)^2}.$$
(8.2)

Индексация при обозначении функции соответствует нумерации узлов конечно-разностной сетки.

Поскольку определяющие дифференциальные уравнения содержат все необходимые константы (например, упругие характеристики K и G в задачах теории упругости), то эти константы входят и в конечно-разностные соотношения.

В итоге дифференциальные уравнения краевой задачи заменяются конечно-разностными соотношениями, объединяющимися в систему линейных алгебраических уравнений. Введение граничных условий в виде фиксированных значений переменных или их производных на границах расчетной области делает систему уравнений определенной. Чаще всего в качестве неизвестных в задачах механики грунтов фигурируют перемещения, значения которых для каждого узла конечно-разностной сетки находятся в результате решения системы уравнений известными методами линейной алгебры. Через найденные перемещения вычисляются относительные деформации и напряжения, т. е. задача о напряженно-деформированном состоянии оказывается решенной.

Характеристики свойств среды могут быть как одинаковыми во всей расчетной области, так и различными на отдельных ее участках. Это позволяет решать МКР задачи для неоднородных сред. Обладая большими возможностями, МКР тем не менее получил меньшее распространение при решении задач механики грунтов, чем МКЭ. Объяснение причин этого выходит за рамки учебника. Но стоит сказать о том, что особенности построения конечно-разностных сеток создают определенные трудности при воспроизведении сложных границ расчетной области, участков, резко отличающихся по физико-механическим свойствам. Точность решения в основном определяется густотой конечно-разностной сетки и не может быть повышена другими способами. Но при решении некоторых классов задач МКР применяется весьма эффективно.

Метод конечных элементов, МКЭ является мощным средством решения широкого круга задач, описываемых дифференциальными уравнениями. Возникновение этого метода связано с проблемами авиастроения и космических исследований. Первые сведения о МКЭ были опубликованы в 1956 г. в статье М. Тернера, Р. Клафа, Г. Мартина и Л. Топпа. Дальнейшее развитие метода связано с фундаментальными трудами Д. Аргириса, О. Зенкевича, Р. Мелоса, Д. Одена и др. По-видимому, первые в СССР приложения МКЭ к расчетам сооружений и оснований приводятся в работах Л. А. Розина* и С. Б. Ухова**.

В течение последних 20 лет МКЭ активно применяется для решения научных и прикладных задач во многих областях знаний, глубокое развитие получили теория метода, процедура его применения. Среди изданной на русском языке литературы теоретические основы МКЭ, пожалуй, наилучшим образом изложены в работе К. Васидзу (1987), в которой дана общая формулировка решения задач механики сплошных деформируемых сред. Конечно-элементные

*Розин Л. А. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ. Метод конечных элементов. Л., 1971.

**Ухов С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов.— М.: МИСИ, 1973.

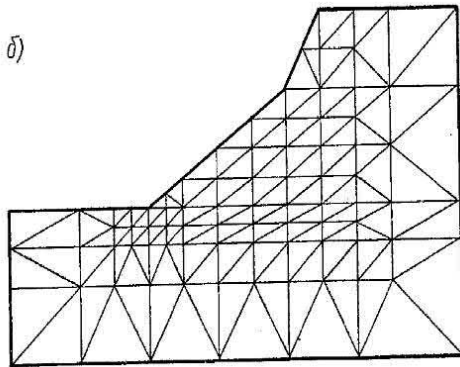
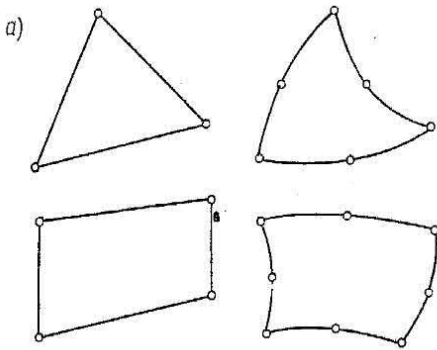


Рис. 8.2. Некоторые типы плоских конечных элементов (а) и пример конечно-элементной дискретизации плоской расчетной области (б)

нование» и т. п., разбивается на некоторое число подобластей, называемых конечными элементами. Элементы могут быть одномерными, являться плоскими или пространственными фигурами, как правило, достаточно простой формы. Например, при решении плоских задач обычно используются прямолинейные или криволинейные треугольники и четырехугольники (рис. 8.2, а). В элементах выделяются точки, называемые узловыми точками или узлами. Узлы чаще всего размещаются в вершинах элементов, но могут располагаться также на сторонах и внутри элементов.

На рис. 8.2, б в качестве примера показаны плоская расчетная область и ее представление в виде набора конечных элементов простейшей треугольной формы. Элементы имеют общие стороны и узлы. Разбивка на элементы, или, как часто говорят, конечно-элементная дискретизация, не сопровождается механическим разделением области на отдельные части, а является только математическим приемом, т. е. среда в процессе деформаций остается сплошной и непрерывной.

Рассмотрим основную идею МКЭ на примере задачи о напряженно-деформированном состоянии. Пусть имеется плоская расчет-

процедуры исчерпывающе описаны, в частности, в книге К. Бате и Е. Вилсона (1982). Для начального знакомства с МКЭ полезна книга Л. Сегерлинда (1979). В настоящее время основы МКЭ рассматриваются в учебниках и курсах теории упругости и пластичности.

Сейчас МКЭ широко применяется для решения задач механики грунтов. Первой успешной попыткой систематизации знаний в этой области в отечественной литературе явилась монография А. Б. Фадеева (1987). С использованием МКЭ, как отмечает А. Б. Фадеев, связана каждая третья публикация в области геотехники.

При решении задач МКЭ расчетная область, которая может представлять собой грунтовый массив, систему типа «фундамент — основание» или «сооружение — ос-

ная область 1397, показанная на рис. 8.3, и требуется определить некоторую функцию $\varphi(x, y)$, непрерывно изменяющуюся в пределах этой области. МКЭ не ставит целью определить вид искомой функции, как это делается в аналитических решениях, а позволяет найти приближенные значения этой функции в узлах, образуемых при конечно-элементной дискретизации расчетной области, в данном случае с использованием простейших треугольных элементов. Таким образом, искомая непрерывная функция $\varphi(x, y)$ заменяется дискретной моделью — ее значениями в узловых точках ($\Phi_1, \Phi_2, \dots, \Phi_9$). Закон изменения функции между узлами, т. е. в пределах элементов, можно задать в различном виде. Для этого непрерывная величина аппроксимируется на каждом элементе полиномом некоторой степени (функцией элемента), определяемым через значения этой величины в узлах элемента. Тогда окончательной аппроксимацией непрерывной функции $\varphi(x, y)$ будет служить совокупность кусочно-гладких поверхностей (в данном случае плоских фигур), определенных на каждом элементе.

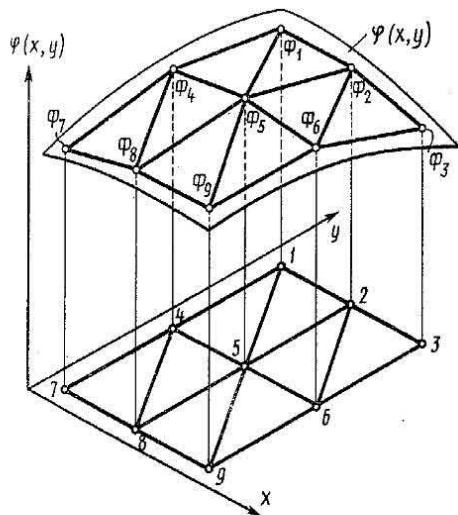


Рис. 8.3. Схема к построению конечно-элементных соотношений (плоская задача)

Наилучшее приближение к точному решению достигается минимизацией некоторого функционала, приводящей формулировку задачи к системе линейных алгебраических уравнений. Решение этой системы позволяет определить приближенные значения искомой функции в узлах. Точность решения может быть повышена сгущением сетки конечных элементов или использованием более сложных функций элементов. Количество уравнений в системе, достигающее в практических задачах сотен и тысяч, зависит от числа узлов. Если искомая величина является скалярной (например, температура, гидравлический напор), то количество уравнений равно числу узлов N , если векторной (например, перемещение), то $2N$ или $3N$ соответственно для плоской или пространственной задач.

В приложении к задачам механики грунтов одна из общепринятых формулировок МКЭ предполагает отыскание поля перемещений в некоторой области, вызванных силовыми воздействиями. Не приводя здесь вывод основного уравнения МКЭ, который подробно рассматривается в соответствующих учебниках и специальной литературе, запишем это уравнение в матричной форме:

$$[K] \{U\} = \{F\}, \quad (8.3)$$

где $[K]$ — матрица жесткости системы элементов; $\{U\}$ — вектор компонент перемещений узловых точек; $\{F\}$ — вектор компонент сил, приложенных в узлах.

Вектор $\{F\}$ суммирует заданные воздействия от сосредоточенных, поверхностных и объемных сил и таким образом может быть определен. Матрица жесткости $\{K\}$ формируется с использованием соотношения

$$[K] = \sum_{e=1}^E [k^{(e)}], \quad (8.4)$$

где $k^{(e)}$ — матрица жесткости элемента, и суммирование выполняется по специальным правилам для всей системы из E элементов. Матрица $k^{(e)}$ для каждого элемента однозначно определяется его конфигурацией, задаваемой координатами узлов, и характеристиками деформационных свойств материала в пределах элемента.

Система линейных алгебраических уравнений (8.3) формируется и решается на ЭВМ при заданных граничных условиях задачи. В результате решения определяются компоненты вектора перемещений $\{U\}$, после чего вычисляются относительные деформации и напряжения в каждом элементе:

$$\{\varepsilon^{(e)}\} = [B^{(e)}] \{U\}; \quad \{\sigma^{(e)}\} = [D^{(e)}] \{\varepsilon^{(e)}\}, \quad (8.5)$$

где $\{\varepsilon^{(e)}\}$ и $\{\sigma^{(e)}\}$ — соответственно векторы компонент относительных деформаций и напряжений в элементе; $[B^{(e)}]$ — матрица, определяемая через координаты узлов элемента; $[D^{(e)}]$ — матрица деформационных характеристик материала элемента.

При решении задач, основанных на предположении о линейной деформируемости грунта, формализация решения МКР и МКЭ осуществляется достаточно просто. К настоящему времени разработаны многочисленные вычислительные программы, реализующие подобные решения. В случае нелинейных задач процедура расчета усложняется. Основные положения решения таких задач будут рассмотрены ниже.

Некоторые практические рекомендации. В отличие от задач строительной механики, где рассчитываемые элементы конструкций имеют конечные размеры, в механике грунтов объектом исследований является практически не ограниченный в размерах грунтовой массив, взаимодействующий с сооружением. В то же время как в МКР, так и в МКЭ в качестве расчетных рассматриваются области, имеющие конечные размеры. Это приводит к необходимости ограничивать размеры расчетного участка массива (расчетной области), но таким образом, чтобы влияние искусственно введенных границ не приводило к значительному искажению результатов решения.

Численные методы позволяют решать краевые задачи для неоднородных сред. Характер неоднородности, связанный с наличием в расчетной области участков с различными физико-механическими свойствами материалов, учитывается при назначении конечно-разностных сеток или конечно-элементной дискретизации. От качества сетки в большой степени зависит точность окончательных результатов. Сетку разбивки назначают так, чтобы в пределах одного элемента среда была однородной. На участках области, где желательно получить более точные результаты, а также в зонах, где ожидаются наибольшие градиенты напряжений, производится локальное сгущение сетки.

Назначение граничных условий производится с учетом особенностей решаемой задачи. На участках свободных границ расчетной области могут быть заданы внешние силовые воздействия. На внутреннем контуре, который «вырезает» расчетную область из полупространства, граничные условия обычно вводятся в виде фиксированных значений одной или двух компонент перемещений узлов (часто равных нулю), хотя возможны и другие варианты их назначения. После задания граничных условий система уравнений становится определенной и решается методами линейной алгебры относительно неизвестных компонент перемещений. Далее через перемещения узлов определяются относительные деформации и напряжения, например в МКЭ с использованием соотношений (8.5).

Методы решения задач нелинейной механики грунтов. В изложенном выше виде аппарат МКР и МКЭ позволяет рассчитывать напряженно-деформированное состояние расчетной области (например, массива грунта или системы «сооружение — основание») при использовании модели линейного деформирования грунта. Уже и в этом случае очевидно преимущество численных методов перед аналитическими, поскольку первые позволяют решать задачи для неоднородных систем. Решение физически нелинейных задач механики грунтов выполняется специальными способами, сводящимися к итерационным процессам вычислений.

Итерационный процесс представляет собой последовательное выполнение приближений (итераций). Если зависимость между напряжениями и деформациями для грунта линейна и деформационные свойства грунта определяются постоянными значениями модулей объемной деформации и сдвига K и G , то решение матричного уравнения МКР или МКЭ, например (8.3), позволяет получить окончательный результат в первой же итерации. В случае физической нелинейности материала выполняется последовательность итераций, но в каждой итерации производится анализ напряженно-деформированного состояния в узлах (МКР) или в элементах (МКЭ) и система уравнений преобразуется таким образом, чтобы удовлетворялись нелинейные соотношения между напряжениями и деформациями, а также условия равновесия. Итерационный процесс заканчивается, когда достигнута заданная точность решения.

Некоторые методы решения физически нелинейных задач рассматриваются ниже на примере деформационной модели грунтов (см. § 3.3). Будем считать, что расчет ведется МКЭ.

Метод переменной жесткости. Рассмотрим задачу о расчете напряженно-деформированного состояния грунтового массива. Для простоты изложения предположим, что массив однороден и свойства грунта описываются нелинейными диаграммами объемного сжатия и формоизменения, определенными экспериментально. Решение осуществляется последовательным выполнением итераций. В каждой итерации рассматривается квазиупругая задача с фиксированными в данной итерации значениями показателей K и G .

Перед выполнением первой итерации встает вопрос о выборе начальных значений характеристик K и G . Их часто назначают соответствующими наклону начальных участков диаграмм деформирования. Например, по диаграмме $\varepsilon_m = f(\sigma_m)$ (рис. 8.4) начальный модуль объемной деформации K_1 может быть принят равным $\operatorname{tg} \alpha_1$. Аналогично по диаграмме формоизменения назначается начальный модуль сдвига G_1 .

После выполнения первой итерации оказываются известными напряжения и деформации в элементах, причем точки, соответствующие напряжениям σ_m и деформациям ε_m в элементах, согласно упругому закону деформирования, должны находиться на луче, проведенном под углом α_1 к оси ε_m , т. е. отклоняться от криволинейного графика $\varepsilon_m = f(\sigma_m)$. Предположим, что для некоторого элемента эта точка заняла положение l' (рис. 8.4) с координатами $(\varepsilon'_m, \sigma_{m_1})$.

Сохраняя постоянным среднее напряжение σ_{m_1} , сместим точку l' на кривую $\varepsilon_m = f(\sigma_m)$ в положение l и определим новое значение модуля как $K_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$ (рис. 8.4), который часто называют секущим модулем.

Естественно, что по результатам первой итерации напряжения и деформации в различных элементах будут различными, вследствие чего будут различными и значения секущих модулей. Проведем повторное решение задачи (вторая итерация) с полученными значениями секущих модулей и найдем для рассматриваемого элемента точку $2'$ на графике, лежащую уже ближе к опытной кривой. Скорректировав снова значение секущего модуля $K_3 = \operatorname{tg} \alpha_3$, выполним следующую итерацию и получим точку $3'$. Дальнейшая последовательность решений строится аналогично, асимптотически приближаясь к точному решению. Анализ реальных краевых задач включает одновременное рассмотрение диаграмм объемных деформаций и формоизменения и изменение от итерации к итерации секущих модулей K и G для каждого элемента.

Решение некоторых практических задач требует учета последовательности приложения нагрузок (разгрузка основания при разработке котлована, поэтапное нагружение при возведении сооружения и т. д.). В этом случае в расчетах осуществляется так называемое

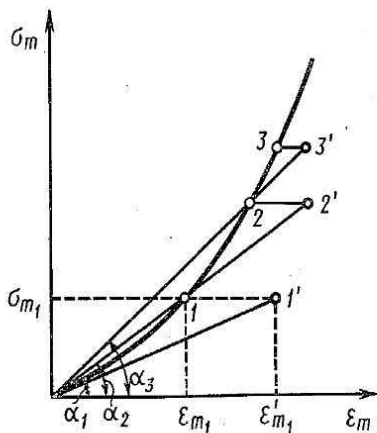


Рис. 8.4. Схема решения нелинейных задач методом переменной жесткости

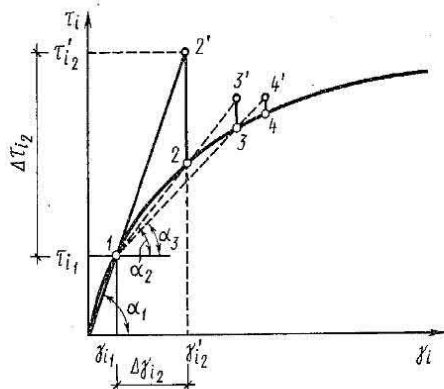


Рис. 8.5. Схема решения нелинейных задач при инкрементальном нагружении

инкрементальное нагружение, т. е. нагрузка прикладывается отдельными шагами (инкрементами) $\{\Delta F\}$ и на каждом шаге нагружения выполняется итерационное решение нелинейной задачи. В результате на каждом шаге определяются непосредственно не полные перемещения $\{U\}$, а их приращения $\{\Delta U\}$, соответствующие шагу нагружения, и для каждого элемента вычисляются приращения деформаций $\{\Delta \epsilon\}$ и напряжений $\{\Delta \sigma\}$.

Рассмотрим ход решения задачи на примере анализа диаграммы формоизменения (рис. 8.5). Пусть начальное значение модуля сдвига характеризуется величиной $G_1 = \text{tg} \alpha_1$. Предположим, что после первого шага нагружения $\{\Delta F_1\}$ в некотором элементе получено напряженно-деформированное состояние, соответствующее точке 1 с координатами γ_{i1} и τ_{i1} . При этом определены векторы перемещений $\{U_1\}$, деформаций $\{\epsilon_1\}$ и напряжений $\{\sigma_1\}$.

На следующем шаге к расчетной области прикладывается второй инкремент нагрузки $\{\Delta F_2\}$. Проведя первую итерацию при модуле сдвига G_1 , определим приращения векторов перемещений $\{\Delta U_2\}$, деформаций $\{\Delta \epsilon_2\}$ и напряжений $\{\Delta \sigma_2\}$, через которые вычислим полные значения напряжений и деформаций, а затем сдвиговые деформации γ'_{i2} и напряжения τ'_{i2} . Соответствующая им точка 2' показана на рис. 8.5. Поскольку точка 2' отклоняется от диаграммы $\gamma_i = f(\tau_i)$, т. е. значения γ'_{i2} и τ'_{i2} не соответствуют «истинным», применяется итерационный процесс, аналогичный описанному выше. Разница с предыдущим заключается в том, что итерации выполняются для каждого инкремента нагружения. В следующих итерациях назначаются модули сдвига, соответствующие тангенсам углов α_2, α_3 и т. д. и называемые касательными или тангенциальными модулями.

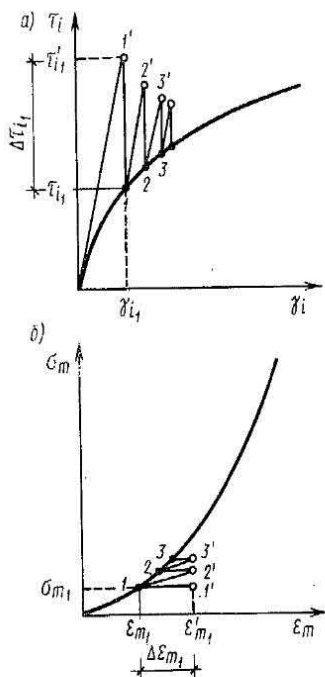


Рис. 8.6. Схемы решения нелинейных задач методом начальных напряжений (а) и методом начальных деформаций (б)

Сходимость описанных выше итерационных процессов достаточно быстрая. Вместе с тем, поскольку изменяются параметры деформационных свойств, в каждой итерации приходится заново формировать матрицу жесткости системы и производить ее обращение для получения промежуточных решений. Избежать многократного повторения этого цикла, требующего больших затрат машинного времени, позволяют методы, описанные ниже.

Метод начальных напряжений. В этом методе итерационный процесс сопровождается изменением вектора нагрузки. Идея заключается в том, что после получения упругого решения (точка 1' на рис. 8.6, а) определяется отклонение полученных значений напряжений от «истинных» ($\Delta\tau_{il}$). Разница между

полученными и «истинными» напряжениями перераспределяется в соответствии с упругим законом в узлы элемента в виде узловых сил, которые добавляются к вектору нагрузки. Последующая итерация выполняется с измененным вектором

нагрузки без дополнительной модификации матрицы жесткости. Характер процесса сходимости решения иллюстрируется на рис. 8.6, а. При общей экономии времени на проведение одной итерации число итераций, необходимое для достижения заданной точности решения, оказывается большим, чем в методе переменной жесткости.

Метод начальных деформаций. Этот метод во многом сходен с методом начальных напряжений, но здесь после получения упругого решения определяется отклонение вычисленных деформаций от «истинных» ($\Delta\varepsilon_{m1}$). Полученное отклонение (рис. 8.6, б) с помощью упругого закона пересчитывается в соответствующий дефицит напряжений с дальнейшим преобразованием в дополнительные узловые силы. По своей эффективности метод начальных деформаций аналогичен методу начальных напряжений.

Из геометрических соображений нетрудно установить, что метод начальных напряжений целесообразно применять для выполаживающихся диаграмм (например, диаграмма $\tau_i - \gamma_i$ на рис. 8.6, а), а метод начальных деформаций — для восходящих диаграмм вида $\sigma_m - \varepsilon_m$ на рис. 8.6, б. Изложенные методы могут применяться

в расчетах раздельно или в комбинации как для моделей деформационного типа, так и при использовании более сложных моделей грунтов.

Реализация численных методов расчетов на ЭВМ. Даже поверхностное знакомство с численными методами свидетельствует о том, что решение задач сопровождается обработкой огромных объемов числовой информации. В первую очередь это связано с необходимостью формирования и решения систем уравнений с большим числом неизвестных. Количество хранимой и обрабатываемой информации возрастает при решении нелинейных задач механики грунтов итерационными методами, поэтому реализация расчетов возможна только с применением высокопроизводительных ЭВМ. Примечательно, что развитие теории, совершенствование аппарата и расширение сфер приложения численных методов проходили параллельно с развитием вычислительной техники.

Очень важной особенностью численных методов является то, что определенные этапы решений однотипны для различных задач и приложений методов. Они могут быть описаны стандартными алгоритмами и оформлены в виде самостоятельных подпрограмм. Примером этого в МКЭ служат входящие во многие вычислительные комплексы библиотеки подпрограмм, выполняющих обработку разнообразных типов конечных элементов: формирование матриц жесткости и векторов нагрузки, вычисление деформаций и напряжений в элементах и т. д. Тот же принцип используется при расширении пакета подпрограмм, реализующих введение в расчет различных моделей механического поведения грунтов и других материалов. Некоторые подпрограммы являются стандартными и используются вне зависимости от особенностей задачи, например подпрограммы построения сетки элементов или решения систем линейных алгебраических уравнений. Функции основной программы сводятся главным образом к управлению вызовом из библиотеки нужных подпрограмм в соответствии с постановкой и выбранным методом решения краевой задачи.

Сказанное не должно создавать впечатление, что разработка универсального и многопланового программного комплекса является формальным и относительно простым делом. Все обстоит сложнее и в значительной мере зависит от ориентации комплекса на решение тех или иных классов проблем. В области механики сплошных деформируемых сред сравнительно просты программы решения линейных упругих задач. Учет нелинейных упругопластических закономерностей деформирования грунтов приводит к большому числу разветвлений в программе, связанному с количеством используемых механических моделей и методов решения нелинейных задач, поэтому вопросы алгоритмизации решений выходят за рамки учебника. С ними можно ознакомиться в специальной литературе.

8.3. Расчет осадок фундамента методами линейной и нелинейной механики грунтов

В качестве иллюстрации приведенных выше положений рассмотрим простейшую задачу определения размеров центрально нагруженного ленточного фундамента. Согласно СНиП 2.02.01 — 83, при проектировании фундамента должно выполняться условие расчета по деформациям, в соответствии с которым ожидаемая осадка фундамента s не должна превышать предельную для данного типа сооружения величину осадки s_u ($s \leq s_u$). Кроме того, для возможности использования при расчете осадок рекомендованных СНиПом методов, основанных на теории линейного деформирования грунтов, необходимо, чтобы среднее давление под подошвой фундамента p не превышало расчетного сопротивления грунта R ($p \leq R$). Тогда последовательность проектирования заключается в том, что сначала определяются размеры фундамента в плане из условия $p \leq R$, а затем выполняется расчет по деформациям.

Чем ближе давление p к расчетному сопротивлению R , тем при выполнении условия $s \leq s_u$ более экономично запроектирован фундамент. Однако в практике нередки случаи, когда расчетная осадка s оказывается значительно меньше предельной даже при давлениях, близких к расчетному сопротивлению грунта ($s \ll s_u$ при $p \cong R$). Возникает противоречие: с одной стороны, можно уменьшить площадь подошвы фундамента, увеличив p и тем самым приблизив расчетную осадку s к предельной, с другой — давление p при этом превысит значение расчетного сопротивления грунта R и определение осадки фундамента с использованием рекомендованных СНиПом методов станет невозможным ввиду перехода основания в фазу нелинейного деформирования.

В § 7.5 был приведен инженерный способ расчета осадок за пределами линейной зависимости между напряжениями и деформациями в основании, т. е. при $p > R$. Более точные данные могут быть получены с использованием численных методов решения нелинейных задач механики грунтов.

Рассмотрим сначала задачу расчета ленточного фундамента в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01 — 83 (рис. 8.7, а). Фундамент, на верхнем обрезе которого действует нагрузка 500 кН/м, заложен на глубину $d=2$ м в толще однородных тугопластичных суглинков с удельным весом $\gamma=18$ кН/м³. Механические свойства суглинков изучены на компрессионных и сдвиговых приборах, на основании чего получены кривая компрессионного сжатия (рис. 8.8, а) и характеристики сопротивления сдвигу грунта $\varphi_{II}=20^\circ$ и $c_{II}=20$ кПа.

Примем ширину подошвы фундамента $b=2$ м. Тогда с учетом веса фундамента нагрузка, приложенная к плоскости подошвы фундамента, будет равна $F_v=580$ кН/м, а среднее давление составит $p=F_v/b=290$ кПа. Если теперь по формуле (9.5) определить значе-

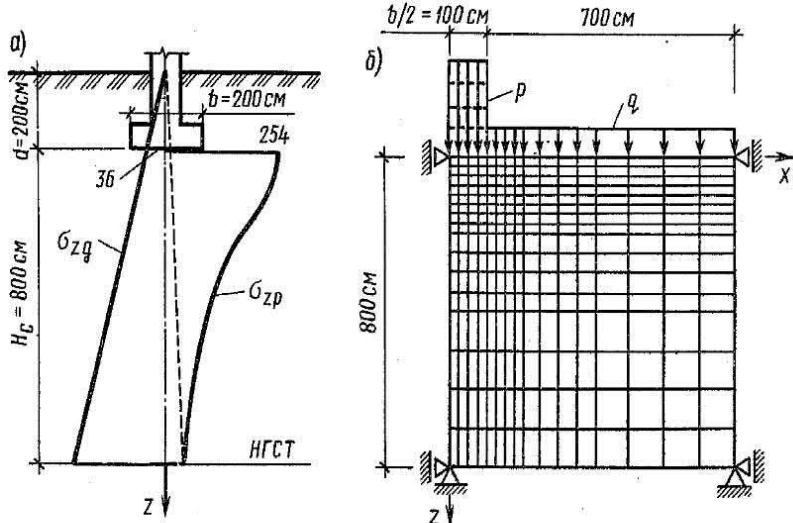


Рис. 8.7. Схемы к расчету осадок методом послойного суммирования (а) и методом конечных элементов (б)

ние расчетного сопротивления грунта основания, то получим $R=290$ кПа, т. е. условие $p \leq R$ выполнено.

Определим осадку фундамента методом послойного суммирования (см. § 7.3). На схеме (рис. 8.7, а) показаны эпюры природных напряжений σ_{zg} и дополнительных напряжений σ_{zp} , рассчитанных от дополнительного давления под подошвой фундамента $p_0 = p - \gamma d = 290 - 18 \cdot 2 = 254$ кПа. Нижняя граница сжимаемой толщи определена графически и находится на глубине 8 м от подошвы фундамента. Тогда осадка фундамента при этих данных составляет $s = 6,6$ см. Считая, что фундамент проектируется под кирпичную несущую стену многоэтажного бескаркасного здания, найдем по табл. 9.2 предельное значение осадки: $s_u = 10$ см. Таким образом, условие $s \leq s_u$ удовлетворяется, однако запроектированный фундамент по величине осадки имеет существенный запас.

Решим задачу об осадке фундамента методом конечных элементов в нелинейной постановке. Для ленточного фундамента ($l \gg b$) расчет можно вести по схеме плоской деформации. Из условия симметрии (центрально нагруженный фундамент на однородном основании) расчетная область слева ограничена линией, проходящей через центр подошвы фундамента (рис. 8.7, б). Горизонтальная поверхность расчетной области принята в уровне подошвы фундамента. Действие пригрузки грунтом, залегающим выше этой отметки, заменено равномерно распределенной нагрузкой $q = \gamma d = 36$ кПа. Сетка разбивки содержит 256 прямоугольных элементов и 296 узловых точек. Назначены следующие граничные условия: на левой и правой вертикальных границах приняты равными нулю горизон-

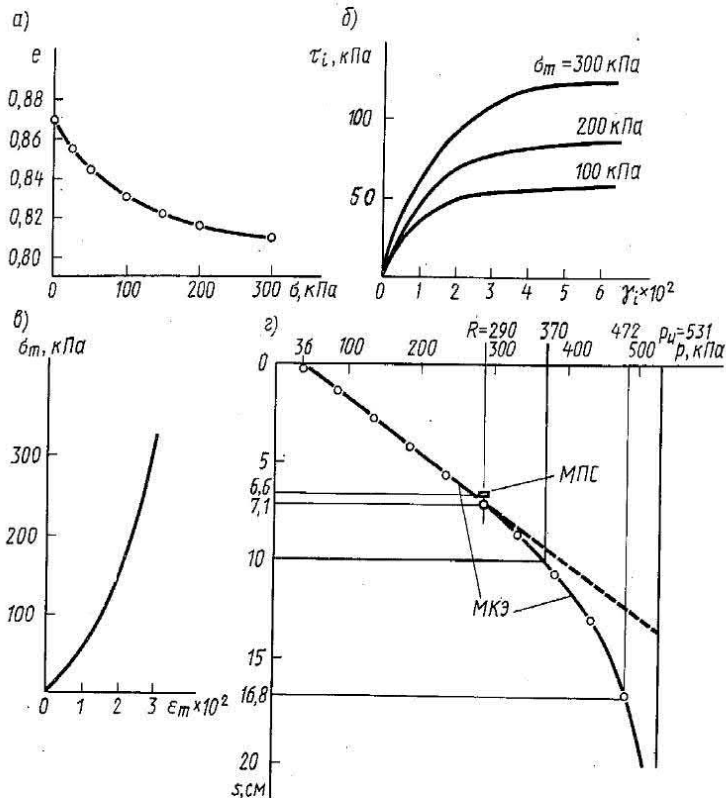


Рис. 8.8. Исходные данные и результаты расчетов:

а — компрессионная кривая; б — зависимость интенсивности сдвиговых деформаций от интенсивности касательных напряжений; в — зависимость средней нормальной деформации от среднего нормального напряжения; г — расчетные осадки, полученные методами послойного суммирования (МПЭ) и конечных элементов (МКЭ)

тальные перемещения и обеспечена возможность вертикальных перемещений; на нижней границе вертикальные и горизонтальные перемещения отсутствуют. В процессе расчета в пределах полуширины фундамента $b/2$ производилось шаговое приложение нагрузки ступенями $\Delta p = 36 \text{ кПа}$ и для каждой ступени нагружения определялась осадка.

При решении задачи использовалась упругопластическая модель грунта деформационного типа (см. § 3.3). Для определения параметров модели требовались более сложные методы испытаний, чем упомянутые выше стандартные способы. Испытания выполнялись на приборе трехосного сжатия с тремя независимо регулируемым главными напряжениями (см. § 4.4). Опытные кривые зависимостей $\varepsilon_m = f(\sigma_m)$ и $\gamma_i = f(\tau_i, \sigma_m)$ представлены на рис. 8.8, б, в. Поскольку эти

кривые нелинейны, для решения задачи использовались итерационные процедуры, описанные в § 8.2.

Результаты расчетов представлены на рис. 8.8, *г*. Методом полного суммирования (МПС) может быть определена только одна точка, соответствующая осадке $s=6,6$ см при давлении под подошвой фундамента $p=R=290$ кПа. Метод конечных элементов (МКЭ) позволил получить полную кривую зависимости $s=f(p)$. Характерно, что при давлениях под подошвой фундамента, не превышающих природное давление на уровне его подошвы ($\gamma d=36$ кПа), осадки фундамента практически отсутствуют, так как эти давления прикладываются к основанию, уплотненному под действием собственного веса грунта. Далее осадка возрастает по линейному закону до давления, близкого к расчетному сопротивлению грунта $R=290$ кПа. Обращает внимание, что осадка при $p=R$, полученная МКЭ ($s=7,1$ см), несколько превышает значение осадки, вычисленной МПС ($s=6,6$ см). Это связано с тем, что при расчете МКЭ учитывается влияние на осадку бокового расширения грунта в стороны от оси фундамента. При больших давлениях график осадки все больше отклоняется от прямой линии, что объясняется развитием в основании зон пластических деформаций.

Последнее устойчивое значение осадки $s=16,8$ см получено МКЭ при давлении $p=472$ кПа. При больших значениях давления итерационный процесс расходился, что свидетельствовало о приближении к предельному состоянию основания. Определенная по формуле (6.25) предельная контактная нагрузка при $\varphi_I = \varphi/\gamma_g(\varphi)$ и $c_I = c/\gamma_g(c)$, где $\gamma_g(\varphi)$ и $\gamma_g(c)$ — коэффициенты надежности по грунту (см. § 4.6), составила $p_u=531$ кПа, т. е. оказалась близка к значению, полученному в расчете МКЭ.

Численное решение с учетом нелинейных закономерностей деформирования грунта отличается высокой точностью в определении конечных осадок при давлениях, превышающих расчетное сопротивление грунта. В то же время исходя из условия расчета по деформациям наиболее экономичные размеры подошвы фундамента могут быть получены при $s \cong s_u$. Это дает основание, приняв за предельную осадку $s_u=10$ см, по кривой $s=f(p)$ определить соответствующее давление под подошвой фундамента $p=370$ кПа и по этому значению найти ширину подошвы ленточного фундамента $b \cong F_u/p = 580/370 = 1,57$ м $\approx 1,6$ м. Экономия в расходе железобетона составляет в данном случае 20%.

Рассмотренный пример показывает, что даже при решении простейшей инженерной задачи применение современных достижений механики грунтов в сочетании с численным методом анализа позволяет проектировать более экономичные фундаментные конструкции с надежным расчетным обоснованием. Еще более экономичные решения могут быть получены в случаях сложных инженерных задач.

Глава 9

ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

9.1. Основные положения

Значение вопроса. Фундаменты устраиваются для передачи нагрузок от конструкций зданий и сооружений, установленного в них технологического и другого оборудования и полезных нагрузок на грунты основания. Основание, воспринимая эти нагрузки, претерпевает, как правило, неравномерные деформации, что вызывает появление в конструкциях дополнительных перемещений и усилий. При неправильном проектировании, подготовке оснований и возведении фундаментов это может привести к тому, что даже безупречно выполненная конструкция сооружения перестанет удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям. Мировой опыт строительства показывает, что большинство аварий построенных зданий и сооружений вызвано ошибками, связанными с возведением фундаментов и устройством оснований.

Одной из характерных особенностей неправильного возведения фундаментов является то, что его отрицательное действие проявляется после накопления грунтами основания достаточных деформаций, т. е., как правило, в период эксплуатации сооружения. Известны случаи, когда уже построенные и заселенные здания из-за развития чрезмерных деформаций приходилось срочно расселять, подвергать сложным ремонтно-восстановительным работам, а нередко и полностью или частично разбирать.

Таким образом, ошибки, допущенные при проектировании и возведении фундаментов, или стремление к неоправданной экономии связанных с этим работ могут потребовать проведения дополнительных мероприятий, во много раз превышающих стоимость фундаментов.

С другой стороны, как уже отмечалось, стоимость фундаментов составляет в среднем 12% от стоимости строительства, а в сложных инженерно-геологических условиях может достигать 20...30% и бо-

лее. Поэтому необоснованное принятие чрезмерно сложных для конкретных условий решений фундаментов и производства работ по их возведению приведет к неоправданному удорожанию строительства.

Важно отметить, что технология работ по подготовке оснований и устройству фундаментов и подземных частей зданий во многом отличается от работ по возведению подземных сооружений. В зависимости от типа сооружения, рельефа местности, инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, климатических и метеорологических условий района строительства, даже времен года, когда выполняются эти работы, технология производства строительных работ может значительно изменяться. Правильный выбор технологии подготовки оснований и устройства фундаментов имеет очень большое значение для надежного и экономичного строительства сооружений. Эти вопросы специально рассматриваются в курсе технологии строительного производства и очень обстоятельно изложены в учебном пособии Т. М. Штоля, В. И. Теличенко, В. И. Феклина «Технология возведения подземных частей зданий и сооружений».

Общие требования к проектированию оснований и фундаментов. Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с действующими нормативными документами. При этом необходимо:

обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий и сооружений (общие и неравномерные деформации не должны превышать допустимых величин);

максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания, а также прочности материала фундамента;

достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости, сокращение сроков строительства.

Соблюдение этих положений основывается на выполнении указанных ниже требований:

комплексном учете при выборе типа оснований и фундаментов инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки; конструктивных и технологических особенностей сооружения и его чувствительности к неравномерным осадкам; методов выполнения работ по подготовке оснований, устройству фундаментов и подземной части сооружений;

расчете и проектировании оснований и фундаментов с учетом совместной работы системы «основание — фундаменты — конструкции сооружения».

Таким образом, проектирование оснований и фундаментов должно включать в себя обоснованный расчетом выбор типа основания (естественное или искусственное); типа, конструкции, материала и размеров фундаментов (глубина заложения, размеры площадки подошвы и т. д.), а также мероприятий, применяемых при

необходимости уменьшения влияния деформаций основания на эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

Конструирование фундаментов (класс бетона, выбор арматуры, определение размеров отдельных его частей и т. п.) относится к курсу железобетонных конструкций.

Последовательность проектирования оснований и фундаментов. Проектирование оснований и фундаментов включает ряд операций, которые обычно выполняются в указанной ниже последовательности.

1. Оценка результатов инженерно-геологических, инженерно-геодезических и инженерно-гидрометеорологических изысканий для строительства. Состав этих данных определяется соответствующими нормами и инструкциями и рассматривается в курсе инженерной геологии. От качества и полноты материалов изысканий во многом зависят надежность и экономичность принимаемых в проекте решений оснований и фундаментов.

В общем случае результаты изысканий должны содержать сведения о местоположении территории строительства, ее климатических и сейсмических условиях, инженерно-геологическом строении и литологическом составе толщи грунтов, наблюдаемых неблагоприятных факторах (наличие просадочности грунтов, карста, оползневых процессов, горных выработок и т. п.). Особое внимание уделяется сведениям о наличии в горизонтах подземных вод, колебаниях их уровней, агрессивности по отношению к материалам фундаментов и подземных частей зданий.

Результаты детальных исследований, проводимых на площадке строительства, должны содержать сведения о стратиграфической последовательности напластования грунтов, формах залегания, размерах в плане и по глубине, происхождении, составе и состоянии всех инженерно-геологических элементов, о подземных водах. Данные представляются в виде инженерно-геологических колонок по отдельным выработкам (скважинам, шурфам и т. д.) и разрезов, построенных по этим выработкам, а также соответствующих текстовых материалов и таблиц. На инженерно-геологических документах обязательно приводятся места отбора проб для лабораторных определений характеристик физико-механических свойств грунтов, пункты проведения полевых опытов, включая статическое и динамическое зондирование.

Количество выработок, назначаемых для изысканий, определяется сложностью инженерно-геологических условий площадки и чувствительностью проектируемого сооружения к неравномерным осадкам. Так, для инженерно-геологических условий III категории сложности минимальное число выработок в пределах контура сооружения составляет 3...5, а максимальное расстояние между ними — 20...30 м. Глубина выработок должна не менее чем на 1...2 м превышать нижнюю границу сжимаемой толщи основания, а в случае слабых грунтов полностью прорезать их толщу.

Результаты изысканий должны содержать все необходимые дан-

ные о физико-механических свойствах грунтов основания, сведения о методах их определения, прогноз возможных изменений показателей этих свойств. В особо сложных инженерно-геологических условиях и для сооружений повышенной ответственности требуется проводить исследования грунтов по специальной программе.

2. Анализ проектируемого здания и сооружения. В соответствии с заданием на проектирование определяются плановые и высотные размеры сооружения, устанавливаются его конструктивная и расчетная схемы, материалы элементов конструкций, способы передачи нагрузок на основание. Исходя из конструктивных и эксплуатационно-технологических требований определяется чувствительность сооружения или отдельных его частей к неравномерным осадкам, назначаются предельные значения деформаций основания.

Важным этапом является определение нагрузок, действующих на сооружение (ветровых, снеговых, особых и т. п.), а также нагрузок от несущих конструкций сооружения, перекрытий, различного рода оборудования и эксплуатационных условий, передающихся на фундаменты. Равнодействующие всех нагрузок в зависимости от расчетной схемы сооружения прикладываются в уровне верхнего обреза или подошвы фундамента.

Следует обращать внимание на возможное влияние технологических процессов в проектируемых сооружениях на изменение физико-механических свойств грунтов основания. Необходимо, особенно при строительстве на слабых грунтах, принимать во внимание взаимодействие проектируемого сооружения с окружающей средой (соседние здания и сооружения, установки и оборудование в проектируемом сооружении, прокладка коммуникаций, сохранность прилегающей территории, дорог и т. п.).

3. Выбор типа основания и конструкций фундаментов. Имея приведенные выше данные, осуществляют привязку проектируемого сооружения к строительной площадке, т. е. совмещение осей сооружения с инженерно-геологическими разрезами и выбор глубины заложения подошвы фундаментов. С этого, собственно, и начинается проектирование оснований и фундаментов.

Уже на этой стадии проектирования следует стремиться так разместить сооружение на площадке застройки, чтобы по возможности избежать влияния на сооружение источников вредных воздействий: линз слабых грунтов, карстовых полостей, старых горных выработок, посторонних коммуникаций и т. п.

Важно отметить, что при всем разнообразии природно-климатических и инженерно-геологических условий площадок строительства на территории нашей страны, многообразии конструкций различных зданий и сооружений в массовом строительстве обычно применяются два класса фундаментов: мелкозаложенного и свайные фундаменты. Более сложные конструкции (свай-оболочки, опускные колодцы, кессоны и т. д.) используются для специальных сооружений или в сложных инженерно-геологических условиях.

Конечно, и в массовом строительстве в каждом конкретном случае имеется большое количество различных вариантов решений, позволяющих проявить искусство проектировщика. Основные положения такого подхода будут рассмотрены в соответствующих главах учебника. Здесь же ограничимся лишь общими соображениями.

Обычно уже сама схема сооружения (каркасное, бескаркасное, многоэтажное, одноэтажное, наличие или отсутствие подвальных помещений и т. д.), а также величина и характер нагрузок, передаваемых на основание (моментные, безмоментные и т. п.), в совокупности с данными об основании (характер залегания, несущая способность, деформируемость грунтов, наличие и уровень залегания подземных вод и т. д.) позволяют наметить несколько вариантов конструкций фундаментов, наиболее подходящих для конкретных условий строительства. В случае применения фундаментов мелкого заложения иногда рассматриваются альтернативные варианты использования основания без проведения дополнительных работ по его укреплению (естественное основание) или с проведением таких работ (искусственное основание). Следует также учитывать материально-технические возможности индустриальной базы района строительства (наличие и мощности заводов железобетонных изделий при проектировании сборных фундаментов и забивных свай; бесперебойная поставка бетона для монолитных фундаментов; обеспеченность транспортным, сваебойным оборудованием и т. п.), дальность перевозок строительных материалов, а также производственный опыт строящей организации.

Заканчивается этот этап выбором типа основания и нескольких (обычно не менее трех) конструктивных типов фундаментов проектируемого сооружения, намеченных для дальнейшего, более детального анализа. Поскольку в качестве проектного решения будет принят один из этих вариантов, значение рассматриваемого этапа в общей цепочке проектирования очень велико.

4. Расчеты оснований по предельным состояниям, технико-экономический анализ вариантов и принятие окончательного решения. Для одного или нескольких сечений сооружения в зависимости от его конфигурации, нагрузок, сложности напластования грунтов проводятся расчеты выбранных вариантов фундаментов по предельным состояниям. Определяются окончательные размеры фундаментов в плане, количество и расположение свай, проектируются фундаменты для каждого варианта. Оцениваются все виды работ по возведению фундаментов и, если нужно, по устройству искусственных оснований и других мероприятий, направленных на уменьшение неравномерных деформаций основания. Проводится технико-экономическое сравнение рассматриваемых вариантов и по минимуму приведенных затрат устанавливается оптимальное проектное решение.

В отдельных случаях, при соответствующем технико-экономическом обосновании, может быть принято и более дорогое решение,

если это обеспечивает ускорение ввода объекта в действие и получение за счет этого дополнительных прибылей.

Конструирование сборных фундаментов рассматривается в последующих главах учебника, а монолитных — в курсе железобетонных конструкций.

9.2. Общая оценка взаимодействия сооружений и оснований

Оценка сооружений по жесткости. Здания, сооружения и их отдельные элементы в зависимости от чувствительности к деформациям основания условно разделяют на три типа: гибкие, абсолютно жесткие и конечной жесткости.

Гибкие сооружения, передавая нагрузку на основание, беспрепятственно следуют за осадкой так, что дополнительные усилия в их конструкциях практически не возникают. Идеальным примером подобного сооружения является земляная насыпь. Будучи возведена даже на слабых грунтах, она способна неравномерно деформироваться вместе с ними без опасности разрушения. Для сохранения проектных отметок ей придают строительный подъем на величину ожидаемых осадок или досыпают по мере деформирования. К тому же типу сооружений относятся днища металлических резервуаров, эстакады и галереи с разрезными пролетными строениями и т. д.

Абсолютно жесткие сооружения, напротив, при деформациях основания не изгибаются, а дают осадку как единый массив, причем поверхность основания в границах подошвы сооружения остается плоской. К ним относятся дымовые трубы, массивные мостовые опоры, доменные печи и другие подобные сооружения, как правило, компактные в плане, установленные на массивном фундаменте. При действии моментной нагрузки или в случае неравномерно деформирующихся оснований кроме осадки может возникать крен сооружения. Как указывалось в § 5.2, контактные напряжения по подошве фундамента абсолютно жесткого сооружения существенно неоднородны. Однако для массивных фундаментов, имеющих большой запас прочности на изгиб, они обычно не опасны.

Поддавляющее большинство зданий и сооружений обладают конечной жесткостью (рамные и неразрезные железобетонные конструкции, кирпичные, блочные и панельные дома и т. п.). Здесь уже неравномерные осадки основания сопровождаются искривлением сооружения, хотя жесткость сооружения до некоторой степени уменьшает неравномерность осадок. В результате в несущих конструкциях возникают дополнительные усилия, которые при неправильном проектировании могут привести к появлению трещин и даже разрушению элементов конструкций.

Учет совместной работы сооружения и основания. Наиболее полной постановкой расчета взаимодействия сооружений конечной жесткости с основаниями был бы совместный расчет конструкции

и основания. В принципе это возможно с помощью изложенных в гл. 8 численных методов, и отдельные случаи таких решений в строительной практике имеются.

Однако наиболее распространенными в настоящее время и регламентируемыми действующими нормами являются расчет по деформациям оснований отдельных фундаментов и оценка на этой основе деформаций всего сооружения. Целью расчета является ограничение абсолютных и относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность. Нагрузки, передающиеся сооружением на фундамент, как правило, определяются с учетом их перераспределения конструкцией сооружения. Одновременно при необходимости прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверяются расчетом на действие усилий, которые возникают при совместной работе сооружений и основания.

Значения предельных деформаций зависят от конструктивных особенностей сооружения и определяются действующими нормами или заданием на проектирование. Более подробно этот вопрос будет рассмотрен в § 9.3.

Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах. Усилия, передаваемые сооружением на фундаменты, устанавливаются в соответствии со СНиП 2.01.07 — 85 «Нагрузки и воздействия». Для зданий и сооружений III класса при расчетах средних значений деформаций основания или деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям допускается определять нагрузки без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией. В остальных случаях такой учет должен выполняться.

Следует иметь в виду, что нагрузки, устанавливаемые СНиПом, соответствуют нормативным их значениям. Расчеты оснований производятся по расчетным значениям нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Значения коэффициентов γ_f при расчетах оснований по несущей способности и для различных случаев изменяются от 1 до 1,4. При расчетах оснований по деформациям значение этого коэффициента принимается равным единице ($\gamma_f = 1$).

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные (собственный вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта и т. п.) и временные. Временными считаются нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. К ним относятся:

длительные (вес стационарного оборудования, нагрузки на перекрытия в складских помещениях, библиотеках и т. п.);

кратковременные (вес людей, материалов, продукции технологического назначения сооружения, снеговые, ветровые и т. д.);

особые (сейсмические, аварийные и др.).

Различают следующие сочетания нагрузок: основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных, и особые, включающие, кроме того, и одну из особых нагрузок. Расчеты по деформациям производятся на основное сочетание нагрузок, по несущей способности — на основное и особое сочетание.

При расчетах оснований необходимо также учитывать нагрузки от соседних фундаментов, оборудования и складированного материала, размещенных вблизи фундамента.

При расчетах оснований численными методами, как было указано в гл. 8, возможна более полная имитация в расчетной схеме характера и последовательности приложения нагрузок.

Виды деформаций оснований и сооружений. Деформации оснований могут вызываться различными причинами и подразделяются на следующие виды.

Осадки — деформации, происходящие в результате уплотнения грунтов основания под воздействием внешних нагрузок, включая действующие вблизи сооружения, и собственного веса грунтов основания. Осадки развиваются без коренного изменения структуры грунтов.

Просадки — деформации, происходящие в результате уплотнения и коренного изменения структуры грунтов основания под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунтов, так и проявления дополнительных факторов (замачивания просадочных грунтов, оттаивания ледовых прослоек в мерзлых грунтах и т. п.).

Подъем или усадка поверхности основания — деформации, связанные с изменением объема некоторых видов грунтов при физических и химических воздействиях (морозное пучение при промерзании, набухание при увеличении влажности и т. д., усадка при уменьшении влажности грунтов и т. п.).

Оседание — деформации земной поверхности, вызываемые подземными работами (разработка полезных ископаемых, некачественное возведение подземных сооружений и т. п.), а также резким изменением гидрогеологических условий территории (понижение уровня подземных вод, карстово-суффозионные процессы и т. п.).

Горизонтальные перемещения — деформации, вызываемые действием горизонтальных нагрузок и составляющих общей нагрузки (подпорные стенки, фундаменты распорных систем и т. п.), а также связанные с большими вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках и т. п.

Из-за неоднородности грунтов в пределах пятна застройки и различных нагрузок на отдельные фундаменты сооружения обычно возникают неравномерные деформации основания, вызывающие также неравномерные деформации в конструкциях сооружения. Различают следующие характерные формы совместных деформаций сооружения и основания (рис. 9.1).

Абсолютная осадка основания отдельного фундамента s , определяемая как среднее вертикальное перемещение подошвы фундаме-

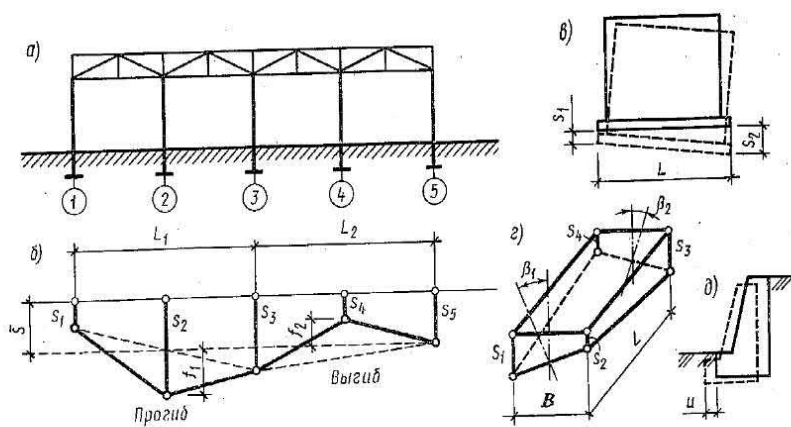


Рис. 9.1. Характерные формы совместных деформаций сооружения и основания:
 а — расчетная схема; б — схема неравномерных осадок фундаментов; в — схема крена жесткого сооружения; г — схема деформаций, приводящих к закручиванию сооружения; д — схема сдвига жесткого сооружения

нта. Зная величины s для различных фундаментов, можно оценить неравномерность деформаций основания и конструкции сооружения.

Средняя осадка основания сооружения

$$\bar{s} = \sum_{i=1}^n s_i A_i / \sum_{i=1}^n A_i, \quad (9.1)$$

где s_i — абсолютная осадка i -го фундамента с площадью подошвы A_i . При известных значениях s_i и s можно оценить необходимость и наметить мероприятия по уменьшению осадок основания или приспособлению конструкций фундамента к неравномерным осадкам.

Относительная неравномерность осадок двух фундаментов $\Delta s/L$, где $\Delta s = s_i - s_{i+1}$ — разность абсолютных осадок соседних фундаментов, L — расстояние между осями этих фундаментов, которая является важнейшей характеристикой для оценки дополнительных усилий, возникающих в конструкциях при неравномерной деформации оснований.

Крен фундамента (сооружения) i , определяемый как отношение разности осадок крайних точек подошвы фундамента к расстоянию между ними [$i = (s_2 - s_1)/L$ на рис. 9.1, в]. Кроме учета дополнительных усилий в конструкциях при возникновении крена отдельных фундаментов знание этой величины важно для оценки возможного нарушения технологического процесса в проектируемом сооружении.

Относительный прогиб или выгиб сооружения (рис. 9.1, б) — это отношение стрелы прогиба или выгиба f к длине однозначно изгибаемого участка сооружения:

$$f/L = (2s_2 - s_1 - s_3)/(2L), \quad (9.2)$$

где s_1 и s_3 — осадка концов рассматриваемого участка сооружения; s_2 — наибольшая (прогиб) или наименьшая (выгиб) осадка на том же участке; L — расстояние между осями фундаментов, для которых определены осадки s_1 и s_3 . Для случая выгиба (рис. 9.1, б) в формуле (9.2) следует принимать: $s_2 = s_4$; $s_1 = s_3$; $s_3 = s_5$.

Зная относительный прогиб (выгиб) сооружения или отдельных его участков, можно определить кривизну изгибаемого участка — величину, обратную радиусу искривления. Этот показатель используется при разработке типовых проектов зданий и сооружений и позволяет устанавливать для них значения предельных деформаций оснований по условиям прочности и трещиностойкости конструкций.

Относительный угол закручивания сооружения θ характеризует пространственную работу сооружения и позволяет установить дополнительные усилия не только в несущих конструкциях, но и в перекрытиях. Закручивание сооружения возникает при неравномерных осадках по его торцам, имеющих разное направление. Тогда в соответствии с обозначениями на рис. 9.1, г

$$\theta = (\beta_1 + \beta_2)/L,$$

где

$$\beta_1 \cong \text{tg} \beta_1 = -(s_1 - s_2)/B;$$

$$\beta_2 \cong \text{tg} \beta_2 = (s_3 - s_4)/B. \quad (9.3)$$

Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения в целом определяется в соответствии со схемой на рис. 9.1, д при действии горизонтальных составляющих нагрузок. Часто массивные сооружения при этом испытывают и деформации крена.

9.3. Принципы расчетов оснований по предельным состояниям

Основные положения. В основе современного подхода к проектированию всех строительных конструкций лежит принцип расчетов по предельным состояниям. Согласно этому принципу, действующие на конструкцию усилия или возникающие в ней напряжения, перемещения и деформации не должны превышать соответствующих предельных величин. Этим достигается, с одной стороны, возможность нахождения оптимального, наиболее экономичного решения, с другой — обеспечение безаварийной работы конструкции.

Надежность расчетов конструкций по предельным состояниям

достигается введением специальных расчетных коэффициентов, отражающих точность определения характеристик свойств материалов конструкций и их возможные изменения, изменчивость действующих нагрузок и воздействий, условность расчетных схем и значимость последствий наступления предельного состояния.

Расчеты по предельным состояниям подразделяются на две группы.

Первая группа — расчеты по несущей способности, призванные не допустить потери устойчивости формы или положения конструкции; хрупкое, вязкое или иного характера ее разрушение; возникновение резонансных колебаний при динамических воздействиях; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести.

Вторая группа — расчеты по деформациям, обеспечивающие установление таких величин перемещений или деформаций конструкций (осадок, прогибов, углов поворота и т. п.), амплитуд их колебаний, при которых еще не возникнут затруднения в нормальной эксплуатации сооружений и не произойдет снижение их долговечности.

Отсюда целью расчетов оснований по предельным состояниям является выбор такого технического решения фундаментов, которое обеспечит невозможность достижения сооружением предельного состояния. Очевидно, что невыполнение условий расчетов по первой группе, т. е. потеря основанием несущей способности, приведет сооружение в предельное состояние вплоть до разрушения и сделает его полностью непригодным к эксплуатации. Невыполнение условий расчетов по второй группе в зависимости от превышения величин возникших перемещений фундаментов и деформаций сооружения над предельными может привести сооружение как в состояние, непригодное к нормальной эксплуатации, так и сделать его полностью непригодным к эксплуатации.

Вернемся вновь к анализу зависимости развития осадки основания при возрастании давления под подошвой фундамента, показанной на рис. 6.1, а. В соответствии с изложенным в § 6.2 потеря основанием несущей способности произойдет в этом случае при давлении под подошвой фундамента $p = p_u$. Однако может оказаться, что уже при меньших давлениях осадка фундамента превысит величину, предельную для данного типа сооружения. Более того, при сложных инженерно-геологических условиях в основании сооружения может оказаться, что относительная неравномерность осадок соседних фундаментов превысит ее предельную величину при еще меньших давлениях под подошвой этих фундаментов. В этом случае нормальная эксплуатация сооружения будет определяться более жесткими условиями расчетов по второй группе предельных состояний. При этом условия расчетов по первой группе окажутся автоматически выполненными.

С другой стороны, представим себе то же сооружение, рас-

положенное на откосе или вблизи его бровки. Пусть фундаменты сооружения запроектированы исходя из условий расчетов по второй группе предельных состояний и в этом смысле полностью обеспечена его нормальная эксплуатация. Однако если дополнительная нагрузка на основание от построенного сооружения приведет к потере устойчивости откоса, то и само сооружение окажется непригодным к эксплуатации. Здесь уже будет недостаточным расчет основания сооружения по второй группе предельных состояний и потребуются оценка устойчивости откоса вместе с сооружением с помощью расчетов по первой группе предельных состояний.

Учитывая разнообразные особенности взаимодействия сооружений и оснований, СНиП 2.02.01 — 83 предусматривает необходимость расчетов оснований по деформациям во всех случаях и по несущей способности в тех случаях, если:

а) на основании передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стенки, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе и сейсмические нагрузки;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми или биогенными грунтами при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ см²/год;

г) основание сложено скальными грунтами.

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

Расчеты оснований по деформациям производятся исходя из условия

$$s \leq s_u \quad (9.4)$$

где s — совместная деформация основания и сооружения, различные формы которой были показаны на рис. 9.1; s_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое нормами или заданием на проектирование.

Характерные формы совместной деформации основания и сооружения в соответствии с показанным на рис. 9.1 легко могут быть определены при известных значениях абсолютных осадок фундаментов. В свою очередь, величины абсолютных осадок фундаментов устанавливаются расчетом с использованием мето-

дов, приведенных в гл. 7. Таким образом, левая часть выражения (9.4) всегда может быть определена.

При этом необходимо иметь в виду, что максимальное значение абсолютной осадки фундамента всегда будет соответствовать стабилизированному состоянию основания. Однако в определенных инженерно-геологических условиях максимальная неравномерность осадок фундаментов может возникнуть не только после завершения процесса консолидации основания, но и в период развития осадок (см. рис. 7.2). Поэтому в необходимых случаях расчеты неравномерности осадок следует производить с учетом длительности процесса и прогноза времени консолидации основания.

Напомним также, что важнейшей предпосылкой применения методов расчета осадок, основанных на использовании положений теории линейного деформирования грунта, является ограничение среднего давления под подошвой фундамента p условием $p \leq R$, где R — расчетное сопротивление грунтов основания.

Физический смысл этого понятия был рассмотрен в § 6.2 (см. рис. 6.1, а). Очевидно, что чем больше при прочих равных условиях будет величина R , тем большее давление под подошвой фундамента p может быть допущено. При постоянной нагрузке от сооружения на фундамент это приведет к уменьшению площади его подошвы, т. е. позволит принять более экономичное решение. Поэтому совершенствованию способов определения расчетного сопротивления грунтов основания в практике фундаментостроения уделяется большое значение.

В настоящее время в соответствии со СНиП 2.02.01 — 83 расчетное сопротивление грунтов основания определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c_1} \gamma_{c_2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b_{\gamma II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (9.5)$$

где $\gamma_{c_1}, \gamma_{c_2}$ — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 9.1; k — коэффициент надежности, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определялись непосредственными испытаниями, и равным 1,1, если они приняты по справочным таблицам; M_{γ}, M_q, M_c — коэффициенты, зависящие от расчетного угла внутреннего трения несущего слоя грунта [см. формулы (6.20)], принимаемые по табл. 6.1; k_z — коэффициент, принимаемый равным 1 при ширине подошвы фундамента $b < 10$ м, $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м — $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м); b — ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} — осредненный расчетный удельный вес грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³ (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды); γ'_{II} — то же, залегающих выше подошвы; d_1 — приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}' \quad (9.6)$$

(здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина пола подвала, м; γ_{cf} — расчетный удельный вес материала пола подвала, кН/м³); d_b — глубина подвала, равная расстоянию от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$); c_{II} — расчетное удельное сцепление несущего слоя грунта, кПа.

Таблица 9.1. Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения (отсека) к его высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 \leq I_L < 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций основания. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой $\gamma_{c2} = 1$. 3. При промежуточных значениях L/H коэффициент определяется по интерполяции.

На рис. 9.2 приведены схемы характерных конструктивных решений фундаментов сооружений, иллюстрирующие смысл показателей, входящих в формулы (9.5) и (9.6). Если отметка планировки грунта DL находится выше отметки пола подвала (рис. 9.2, а), то для определения расчетного сопротивления грунтов основания фундамента наружных и внутренних стен при ширине подвала менее 20 м в формулу (9.5) подставляют соответствующие значения ширины подошвы фундаментов b и b_1 и значения d_1 и d_b . При ширине подвала более 20 м в обоих случаях учитывают только глубину d_1 , а значение d_b принимают равным нулю.

При отметке планировки ниже пола подвала (рис. 9.2, б) для

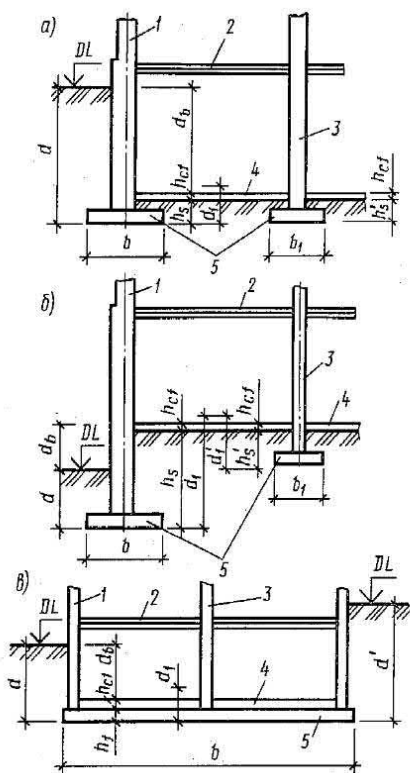


Рис. 9.2. Схемы к определению расчетного сопротивления грунтов основания:

a — при $d_1 < d$; *b* — при $d_1 > d$; *в* — для плитных фундаментов; 1 — наружная стена; 2 — перекрытие; 3 — внутренняя стена; 4 — пол подвала; 5 — фундамент

фундамента и жесткости возводимого сооружения, способствующей выравниванию неравномерных осадок. Коэффициент надежности k определяет степень достоверности расчетных характеристик грунтов основания. Коэффициент k_z учитывает, что при больших размерах фундаментов ($b \geq 10$ м) развитие зон предельного равновесия на глубину $z_{\max} = 1/4b$ (см. § 6.2) вызывает опасность местной потери устойчивости. В этом случае предусматривается уменьшение величины z_{\max} , что и достигается введением коэффициента $k_z < 1$ при $b \geq 10$ м и соответственно приводит к уменьшению величины R . Раздельное использование в расчете осредненных значений удельного веса грунта выше и ниже подошвы фундамента, а также расчетных характеристик грунтов позволяет учесть неоднородность строения основания и ограниченное количество испытаний, проведенных при определении характеристик физико-механических свойств грунтов. Напомним (см. § 4.6), что расчетные характеристики γ_{II} , φ_{II} и c_{II} ,

наружных стен независимо от ширины подвала в формуле (9.5) вместо величины d_1 принимается величина d , а $d_b = 0$. Для фундаментов внутренних стен берется величина d_1 , определяемая по формуле (9.6) с учетом показанного на рис. 9.2, б. В случае плитных фундаментов (рис. 9.2, в) в формуле (9.5) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$. При отсутствии подвала также принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

Отметим, что вид формулы (9.5), сохраняя общую структуру выражения (6.19), отличается дополнительными коэффициентами, повышающими, как указывалось в начале параграфа, надежность расчетов.

Так, коэффициенты условий работы основания γ_c и совместной работы основания и сооружения γ_c позволяют учесть соответственно влияние прочностных и деформационных свойств грунтов на формирование зон предельного равновесия под подошвой

используемые в расчетах по деформациям, определяются при доверительной вероятности $\alpha=0,85$.

Наконец, введение в формулу (9.5) дополнительного члена $(M_g - 1)$ позволяет в определенной мере учесть неполную разгрузку основания при разработке котлована.

Выражение (9.5) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , то принимается $b = \sqrt{A}$.

Если в основании фундамента залегают малосжимаемые грунты, то может оказаться, что даже при условии $p=R$ прогнозируемые деформации будут значительно меньше предельных значений. В этом случае можно использовать приведенный в § 7.5 способ расчета осадок при нелинейной деформируемости грунтов. Кроме того, если полученные при $p=R$ деформации основания будут менее 40% допускаемых для данного сооружения, СНиП разрешает при использовании практических методов расчета осадок увеличивать расчетное сопротивление грунта в 1,2 раза. При этом необходимо, чтобы полученные расчетом при $p=1,2R$ деформации не превысили 50% предельных и соответственно были выполнены условия расчетов по первой группе предельных состояний.

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения [правая часть выражения (9.4)] устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

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

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

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

Значения предельных деформаций устанавливаются соответствующими нормами проектирования, правилами эксплуатации оборудования или заданием на проектирование сооружения. В качестве примера в табл. 9.2 приведены рекомендуемые значения предельных деформаций основания некоторых типов сооружений. Более полные данные содержатся в СНиП 2.02.01 — 83.

При расчетах оснований по деформациям исходя из условия (9.4) необходимо учитывать возможность изменения как расчетных (s), так и предельных (s_u) значений деформаций основания за счет применения строительных мероприятий по уменьшению сжимаемости и неоднородности грунтов основания, а также конструктивных мероприятий, направленных на снижение чувствительности сооружений к деформациям оснований (см. § 9.4).

Таблица 9.2. Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя s_u (в скобках — максимальная $s_{u\max}$) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков, кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30

Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п. 3, принимаются равными $0,5(\Delta s/L)_u$. 2. Если основание сложено горизонтальными (α уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, значения s и s_u допускается увеличивать на 20%. 3. Для сооружений, перечисленных в п. 1...3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

Расчеты оснований по несущей способности. В начале настоящего параграфа указывались случаи, когда необходимо проводить расчеты оснований сооружений по несущей способности. Целью таких расчетов является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве или его опрокидывания. При этом принимаемая в расчет схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) должна быть как статически, так и кинематически возможна для данного воздействия и конструкции фундамента сооружения.

Расчеты оснований по несущей способности в случаях, перечисленных выше в п. а) и б), допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента. К числу таких мероприятий относятся (рис. 9.3): устройство полов в подвале здания; жесткое закрепление откоса; объединение фундаментов в единую систему пространственно жесткой и прочной фундаментной конструкций.

Практические методы расчетов оснований по несущей способности рассмотрены в гл. 6.

Ниже в соответствующих главах учебника будут приведены примеры расчетов оснований по предельным состояниям применительно к конкретным типам сооружений и грунтовых условий.

9.4. Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и их влияния на сооружения

При анализе вариантов основания и фундаментов сооружения, выборе окончательного решения и разработке проекта производства работ следует принимать во внимание возможность и необходимость осуществления ряда мероприятий, направленных на улучшение условий взаимодействия сооружения и основания. Эти мероприятия могут быть подразделены на следующие группы:

конструктивные и производственные мероприятия по уменьшению чувствительности сооружений к деформациям оснований;

мероприятия, направленные на улучшение строительных свойств грунтов оснований;

мероприятия по предохранению грунтов оснований в процессе строительства и эксплуатации от ухудшения их свойств.

Конструктивные и производственные мероприятия. Конструктивные мероприятия могут быть двух направлений: увеличение жесткости сооружения или, наоборот, увеличение его гибкости. В первом случае стремятся повысить прочность и пространственную жесткость сооружения усилением его конструкций, в особенности конструкций фундаментно-подвальной части (введение дополнительных связей в каркасных конструкциях, устройство железобетонных или армокаменных поясов в фундаментах и стенах, армирование углов здания, устройство перекрестных или сплошных фундаментов и т. п.). При этом сооружение по длине может разрезаться осадочными швами, обеспечивающими раздельную деформацию каждого блока. При проектировании осадочных швов следует предусматривать возможность их дополнительного раскрытия или заземления в результате продольного крена блоков сооружения.

Во втором случае, напротив, стремятся повысить податливость

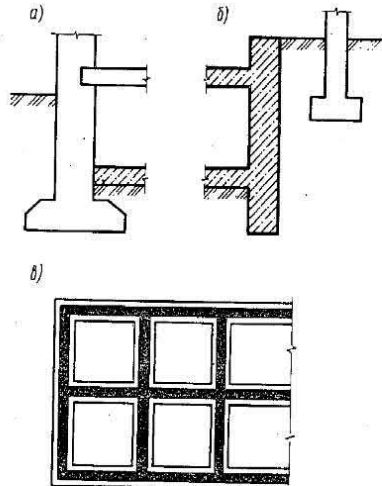


Рис. 9.3. Конструктивные мероприятия, препятствующие смещению фундаментов:

- а — наличие бетонного пола в подвале;
- б — жесткое крепление стенки откоса;
- в — пространственно-жесткая система фундаментно-подвальной части здания (план)

сооружения за счет более рациональной его компоновки в плане и по высоте, применения гибких или разрезных конструкций, разрезы здания осадочными швами и т. п. В производственных сооружениях при необходимости предусматривают специальные приспособления для выравнивания конструкций и рихтовки технологического оборудования (лифтов, мостовых кранов и т. п.) при развитии неравномерных осадок.

При строительстве на пучинистых (промерзающих, набухающих) грунтах и подрабатываемых территориях возникает опасность передачи дополнительных усилий на боковую поверхность или подошву фундамента при деформациях грунтов. Поэтому стремятся использовать фундаменты с малой боковой поверхностью, а засышку пазух и устройство подушек под фундаментами производят из материалов, обладающих малым трением и сплелением. Иногда даже покрывают боковую поверхность фундаментов специальными антифрикционными покрытиями.

При строительстве сооружений в стесненных условиях городской или промышленной застройки применяются мероприятия по защите существующих зданий от возводимых: ограждение пятна застройки шпунтом или даже «стеной в грунте», задавливание свай вместо их забивки, применение буронабивных свай и т. п.

Для уменьшения влияния неравномерных осадок, развивающихся в строительный период, в проекте следует предусматривать необходимую последовательность и темпы возведения отдельных частей сооружения. В необходимых случаях также регулируются сроки замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

Перечисленные выше и другие конструктивные и производственные мероприятия будут рассмотрены в соответствующих главах учебника.

Мероприятия по улучшению свойств грунтов оснований. При необходимости увеличения несущей способности и уменьшения деформируемости грунтов, находящихся в естественных условиях залегания (естественных оснований), прибегают к искусственному улучшению их свойств, т. е. к строительству на искусственных основаниях. При этом достигается необходимое соотношение между прочностью и жесткостью сооружения и податливостью основания, обеспечивающее развитие допустимых для данного сооружения деформаций.

Методы улучшения свойств грунтов оснований будут рассмотрены в гл. 12. Расчет и проектирование фундаментов на искусственных основаниях производятся обычными способами с использованием физико-механических характеристик грунтов основания после улучшения их свойств.

Мероприятия по сохранению свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации. Грунты как строительные материалы обладают большой изменчивостью свойств при изменении их состояния

и под влиянием различных воздействий. В то же время в расчетах при проектировании оснований и фундаментов используются характеристики физико-механических свойств грунтов, соответствующие определенному их состоянию: условиям природного залегания — для естественных или с учетом улучшения свойств — для искусственных оснований. Ухудшение свойств грунтов в процессе строительства или эксплуатации сооружения приведет к изменению этих характеристик против принятых в проекте. Это может вызвать дополнительные деформации основания и даже аварию сооружения, поэтому в процессе строительства крайне важно обеспечить сохранение проектного состояния грунтов оснований или заранее при проектировании учесть неизбежные изменения их свойств. Для этого выполняются следующие мероприятия.

На площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности, должны быть предусмотрены водозащитные мероприятия. К ним относятся: соответствующая компоновка генеральных планов застраиваемых участков; вертикальная планировка территории, обеспечивающая сток поверхностных вод; при необходимости — водопонижение, устройство дренажей, противофильтрационных завес и экранов для понижения уровня подземных вод, защиты территорий от подтопления и обеспечения нормальных условий для разработки котлована. В ряде случаев (просадочные, набухающие грунты) осуществляется прокладка водоводов в специальных коробах, каналах или размещение их на безопасном расстоянии от сооружений, организация контроля за возможной утечкой воды. Для предотвращения оттаивания вечномерзлых оснований теплотрассы часто располагаются на поверхности территории.

Особое внимание следует уделять защите грунтов оснований от химически активных жидкостей, способных вызвать просадки, набухание, активизацию карстово-суффозионных явлений, повышение агрессивности подземных вод, коррозию материалов фундаментов и подземных сооружений и т. п. В ряде случаев (основания предприятий химической, металлургической, энергетической промышленности, особенно при строительстве на засоленных, карстующихся и других грунтах) приходится при проектировании учитывать возможные изменения состояния и свойств основания в процессе эксплуатации сооружения.

Большое значение имеет обеспечение предохранительных мероприятий в процессе строительства. К ним прежде всего относится сохранение природной структуры и влажности грунтов при отрывке котлована (недопущение промораживания пучинистых грунтов ниже дна котлована; защита глинистых грунтов, пылеватых и мелких песков, в ряде случаев скальных и полускальных грунтов, от чрезмерного увлажнения атмосферными и поверхностными водами, а в районах жаркого климата — глинистых грунтов от интенсивного высыхания и т. п.).

При разработке проекта производства работ следует иметь в ви-

ду, что чрезмерные динамические воздействия строительных механизмов, перемещающихся по дну котлована (землеройные, сваебойные и другие машины), могут привести к существенному нарушению структуры, особенно в случае слабых грунтов, залегающих ниже дна котлована. При строительстве в условиях стесненной застройки они могут повлиять также на нормальную эксплуатацию окружающих зданий.

9.5. Техничко-экономическое обоснование принимаемых решений

Оценка намеченных для проектируемого сооружения вариантов решений основания и фундаментов производится путем сравнительного анализа их технико-экономических показателей.

Сравнимые конкурентоспособные варианты должны отвечать условиям сопоставимости, т. е. быть рассчитаны на одни и те же нагрузки в одних и тех же инженерно-геологических условиях и разработаны с одинаковой степенью детальности проектной проработки. При этом объемы и стоимости работ, одинаковые по сравниваемым вариантам, в анализе можно не учитывать. В то же время, если какой-либо из конкурирующих вариантов содержит дополнительные мероприятия, например, некоторые из рассмотренных в § 9.4, они должны быть учтены при определении технико-экономических показателей для этого варианта.

Технико-экономические показатели вариантов решений определяются, как правило, для основания и фундаментов сооружения в целом. Для анализа этих показателей может быть выбрана сопоставимая единица измерения, например 1 м^2 общей площади сооружения, в простейших случаях — один столбчатый фундамент, фундамент под 1 м стены и т. д.

При выборе конкурентоспособных вариантов фундаментов часто оказывается удобно проводить анализ объектов-аналогов проектируемого сооружения, пользоваться нормативными материалами для проектирования оснований и фундаментов типовых зданий и сооружений массового назначения, сметными нормами на части зданий и сооружений, прейскурантами показателей технического уровня различных фундаментов и другой нормативной литературой центральных и ведомственных изданий.

Использование объектов-аналогов может осуществляться в случае однотипных в объемно-планировочном и конструктивно-технологическом отношении сооружений при одинаковых инженерно-геологических условиях. При массовой застройке территорий, особенно в случае залегания слабых грунтов на площадке строительства, целесообразно организовывать стационарные наблюдения за осадками оснований и поведением конструкций сооружений. Получаемые при этом данные могут оказаться очень полезными для корректировки проектных решений следующих очередей строительства.

Для многих типов зданий и сооружений разработаны нормативные материалы, позволяющие с помощью содержащихся в них данных определять расходы материалов на фундаменты минуя стадию разработки чертежей, и укрупненные сметные нормы на определенные типы фундаментов*. Эти материалы позволяют при известных конструктивных характеристиках здания для заданных природно-климатических условий строительства и расчетных сопротивлений грунтов несущего слоя основания получить данные о стоимости, материалоемкости и трудоемкости устройства фундаментов мелкого заложения или свайных фундаментов. Пользование подобными материалами позволяет при выборе конкурентоспособных вариантов фундаментов исключить из рассмотрения заведомо нерациональные решения.

Наиболее полная схема технико-экономического сравнения вариантов различных типов фундаментов заключается в расчете стоимостных и натуральных показателей для каждого варианта и выборе лучшего решения по минимуму приведенных затрат. Методика такого расчета и все необходимые для этого справочно-расчетные материалы приводятся в разработанном НИИОСП им. Н. М. Герсеванова документе**.

Основным стоимостным критерием при выборе проектного решения является показатель приведенных затрат, определяемый для каждого варианта по формуле

$$Z = C_c + E_n(K_6 + K_c) + D, \quad (9.7)$$

где C_c — себестоимость (расчетная, т. е. без учета плановых накоплений, или фактическая) устройства фундаментов, включающая при наличии расценок, привязанных к местным условиям строительства, прямые затраты строительно-монтажной организации (затраты на материалы и конструкции, их доставку, заготовительно-складские расходы и возведение фундаментов), накладные расходы в строительстве и дополнительные затраты на производство работ в зимнее время; $E_n = 0,12$ — нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений; K_6 и K_c — капитальные вложения в основные производственные фонды строительной индустрии (K_6 — в предприятия по производству товарного бетона, арматуры, сборных бетонных и железобетонных конструкций фундаментов; K_c — в строительные и транспортные машины и механизмы, а также в базу по их обслуживанию и эксплуатации); D — экономическая оценка фактора дефицитности ресурса (в настоящее время учитывается по расходу стали).

*Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № 1 — 1.Н. Свайные фундаменты многоэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. М., 1978.

Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № 1 — 22.2. Вып. 1. Фундаменты. М., 1982.

**Руководство по выбору проектных решений фундаментов. М., 1984.

К натуральным показателям относятся суммарные затраты труда и показатели расхода материалов. Суммарные затраты труда на устройство фундаментов включают затраты труда в заводских условиях на изготовление сборных конструкций и изделий, приготовление бетонной смеси, изготовление арматуры и опалубки, их транспортировку, возведение фундаментов и определяются по формуле

$$Ч_e = 2,0 Ч_в m + 2,4 Ч_т + 1,25 Ч_в, \quad (9.8)$$

$Ч_в$, $Ч_т$ и $Ч_в$ — соответственно затраты труда на изготовление, транспорт и возведение сравниваемых конструкций фундамента; 2,0; 2,4; 1,25 — коэффициенты, учитывающие трудозатраты вспомогательных рабочих, а также на управление и обслуживание производства; m — коэффициент, учитывающий мощность предприятия.

Показатели расхода материалов определяются по объемам работ, подсчитанным по чертежам и сметным нормам.

Глава 10

ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

10.1. Основные сведения

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

Схема фундамента мелкого заложения показана на рис. 10.1. Подошвой фундамента называется его нижняя плоскость, соприкасающаяся с основанием; верхняя плоскость фундамента, на которую опираются наземные конструкции, называется обрезами. За ширину фундамента принимается минимальный размер подошвы b , а за длину — наибольший ее размер l . Высота фундамента h_f есть расстояние от подошвы до обреза, а расстояние от поверхности планировки до подошвы d называется глубиной заложения фундамента.

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

По условиям изготовления фундаменты мелкого заложения разделяются на монолитные, возводимые непосредственно в котлованах, и сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления. При устройстве монолитных фундаментов под подошвой осуществляется подготовка из тощего бетона или слоя щебня, втрамбованного в грунт и пролитого цементным раствором, призванная

предотвратить утечку цементного молока, перемешивание бетонной смеси с грунтом и погружение арматуры в основание. При плотных слабофильтрующих грунтах такую подготовку можно не делать, а принять защитный слой бетона толщиной 5...8 см.

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

Материал фундамента выбирается в соответствии с материалами основных конструкций сооружения и наряду с определенной прочностью должен обладать неразмокаемостью и морозостойкостью. Этим условиям лучше всего отвечают железобетон и бетон, которые и являются основными конструкционными материалами фундаментов. Железобетон и бетон можно применять при устройстве всех видов монолитных и сборных фундаментов в различных инженерно-геологических условиях. Каменная кладка из кирпича, бута и природных камней используется для устройства фундаментов, работающих на сжатие, и для возведения стен подвалов. Бутобетон и бетон целесообразно применять при устройстве фундаментов, возводимых в отрываемых полостях или траншеях при их бетонировании в распор со стенками.

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

По форме фундаменты мелкого заложения разделяются на отдельные, ленточные, сплошные и массивные (рис. 10.2).

Отдельные фундаменты устраивают под колонны, опоры балок, ферм и других элементов промышленных и гражданских зданий и сооружений. Возможно устройство отдельных фундаментов и под стены (при небольших нагрузках и в тех случаях, когда основанием служат грунты, имеющие высокие прочностные и де-

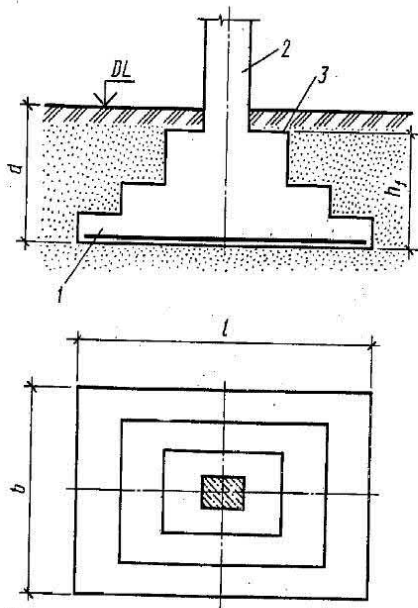


Рис. 10.1. Схема фундамента мелкого заложения:

1 — фундамент; 2 — колонна; 3 — обрез фундамента

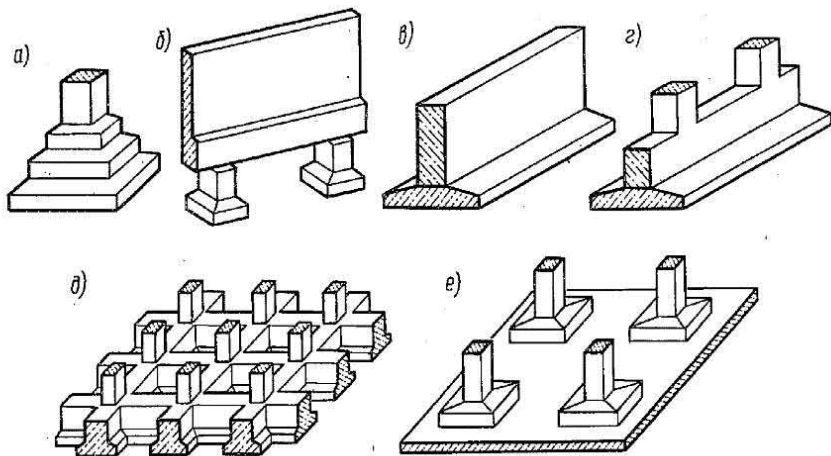


Рис. 10.2. Основные типы фундаментов мелкого заложения:

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

формационные характеристики). Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения, поэтому их обычно применяют в тех случаях, когда неравномерность осадок не превышает допустимых значений.

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

Сплошные фундаменты, иногда называемые плитными, устраивают под всем зданием в виде железобетонных плит под стены или сетку колонн. Фундаментные плиты разрезаются в плане только осадочными швами, но в пределах каждого выделенного отсека они обеспечивают жесткость здания и совместную работу фундамента и надземной части сооружения. Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки сооружения.

Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под небольшие в плане сооружения, такие, как башины, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устой мостов и т. д.

10.2. Конструкции фундаментов мелкого заложения

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

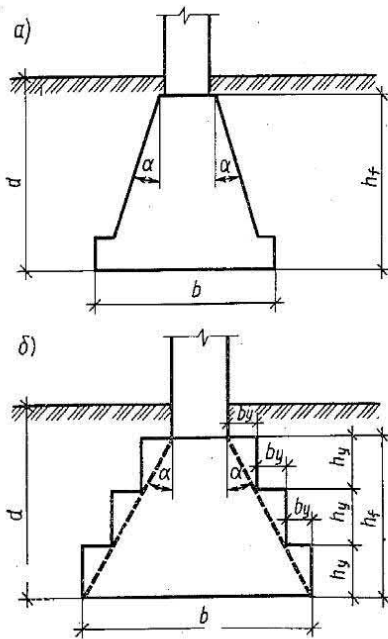


Рис. 10.3. Конструкция жесткого фундамента:

a — с наклонными боковыми гранями;
b — уширяющийся к подошве уступами

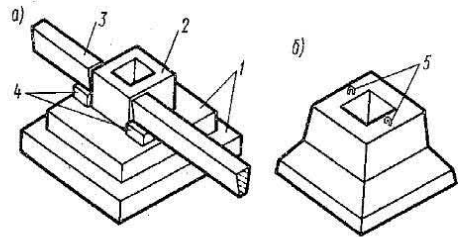


Рис. 10.4. Сборный фундамент под колонну:

a — из нескольких элементов; *b* — из одного элемента; 1 — фундаментные плиты; 2 — подколонник; 3 — рандбалка; 4 — бетонные столбики; 5 — монтажные петли

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

Железобетонные фундаменты выполняются монолитными или сборными и проектируются как конструкции на сжимаемом основании с учетом совместной работы сооружения и грунтов основания. Сечения и арматура таких фундаментов подбираются с соблюдением требований, предъявляемых к железобетонным конструкциям.

Монолитные железобетонные фундаменты состоят, как правило, из плитной части ступенчатой формы и подколонника. Сопряжение сборных колонн с фундаментом осуществляется с помощью стакана (фундаменты стаканного типа), монолитных колонн — соединением арматуры колонн с выпусками из фундамента, а стальных колонн — креплением башмака колонны к анкерным болтам, забе-

тенированным в фундаменте. Применяются и другие конструкции соединения колонн с фундаментами. Размеры в плане подошвы, ступеней и подколонника монолитных фундаментов принимаются кратными 300 мм, а высота ступеней — кратной 150 мм. При устройстве отдельных фундаментов под стены по обрезу фундаментов укладываются фундаментные балки (рандбалки), на которые опираются наземные конструкции.

Сборные железобетонные фундаменты под колонны проектируются из одной или нескольких фундаментных плит, уложенных друг на друга на цементном растворе. Сверху плит устанавливают подколонник, а при необходимости и дополнительные опоры под рандбалку (рис. 10.4, а).

Сборные фундаменты, составленные из нескольких рядов железобетонных плит, требуют повышенного расхода арматуры, что связано с необходимостью армирования плит каждого ряда на усиления, возникающие при их транспортировке и монтаже. Поэтому в тех случаях, когда это возможно, сборный фундамент устраивают из одного элемента (рис. 10.4, б) или переходят на монолитный вариант фундамента.

С целью сокращения трудоемкости работ по устройству фундаментов и уменьшению их стоимости постоянно ведутся работы по созданию новых типов фундаментов, которые в соответствующих грунтовых условиях оказываются более экономичными по сравнению с традиционными типами. Наибольшее распространение в последние годы получили буробетонные и щелевые фундаменты, устраиваемые в глинистых грунтах тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции и в лессовых грунтах, а также фундаменты с анкерами, применяемые для сооружений со значительными горизонтальными или моментными нагрузками (рис. 10.5).

Буробетонный фундамент устраивают в разбурываемых полостях, заполняемых литым бетоном. Армируют только стаканную часть. Буробетонные фундаменты хорошо работают на горизон-

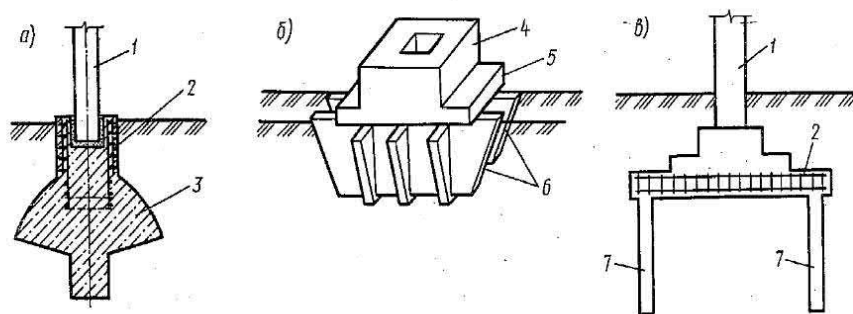


Рис. 10.5. Буробетонные (а), щелевые (б) и анкерные (в) фундаменты:

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

тальные нагрузки и моменты, поскольку эти нагрузки передаются на боковые стенки полости, сложенные ненарушенным грунтом массива.

Щелевой фундамент устраивают путем прорезки узких взаимно перпендикулярных щелей шириной 10...20 см, в которые при необходимости устанавливается арматура с последующим заполнением бетоном. Расстояние между пластинами составляет 2...4 их толщины. Нагрузка на основание передается через нижние торцы и боковые поверхности пластин. Сопряжение колонн с фундаментами и в этом случае такое же, как в обычных фундаментах. Щелевые фундаменты могут быть устроены также и в вытрамбованных котлованах (см. § 12.3), когда прорези в грунте не отрываются, а пробиваются трамбовкой заданного размера на проектную глубину.

Фундаменты с анкерами обеспечивают восприятие значительных выдергивающих усилий, что позволяет уменьшить крен и устранить отрыв подошвы фундаментов. В нескальных грунтах анкеры представляют собой армированные каркасами буронабивные сваи диаметром 15...20 см и длиной 3...4 м, жестко соединяемые с плитной частью фундамента. В скальных грунтах обычно используются напрягаемые стержни с анкерующими болтами.

Более подробные сведения об этих и других новых типах фундаментов приводятся в специальной литературе*.

Ленточные фундаменты под стены также устраивают либо монолитными, либо из сборных блоков. Монолитные ленточные фундаменты из природного камня и бетона, как и отдельные фундаменты, устраивают в виде конструкции ступенчатой или наклонной формы (см. рис. 10.3). Монолитные железобетонные ленточные фундаменты выполняются в виде нижней армированной ленты и неармированной или малоармированной фундаментной стены (рис. 10.6, а). Одним из возможных вариантов устройства монолитных ленточных фундаментов из железобетона является многощелевой ленточный фундамент, конструкция которого аналогична показанному на рис. 10.5, б. Расчет и конструирование монолитных ленточных фундаментов рассматриваются в курсе железобетонных конструкций.

Сборный ленточный фундамент состоит из ленты, собираемой из железобетонных плит, армированных по расчету, и стены, собираемой из бетонных блоков (рис. 10.6, б). Железобетонные фундаментные плиты подушки и бетонные стеновые блоки унифицированы. Номенклатура фундаментных плит предусматривает их деление на четыре группы, каждая из которых характеризуется наибольшим значением среднего давления, передаваемого на ос-

* Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий. М., 1986; Тетиор А. Н., Феклин В. И., Сургуев В. Г. Проектирование фундаментов. Киев, 1981.

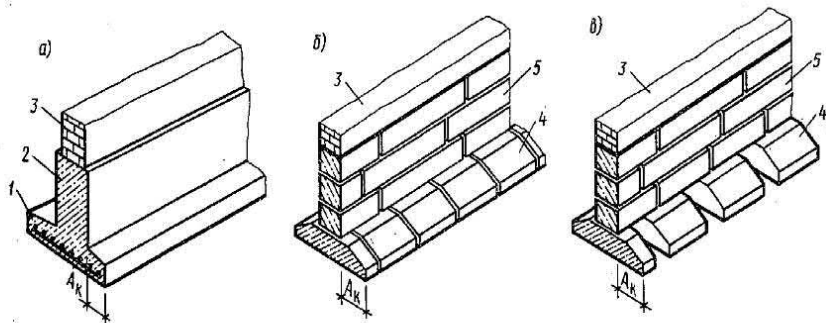


Рис. 10.6. Ленточные фундаменты:

a — монолитный; *б* — сборный сплошной; *в* — сборный прерывистый; 1 — армированная лента; 2 — фундаментная стена; 3 — стена здания; 4 — фундаментная подушка; 5 — стеновой блок

нование при соответствующем вылете консоли фундамента A_k . Поэтому важным этапом конструирования сборного фундамента является проверка допустимого вылета консоли.

При строительстве на прочных грунтах (модуль деформации грунта 25 МПа и более) при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента возможно применение прерывистых ленточных фундаментах, которые устраивают из фундаментных железобетонных плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (рис. 10.6, *в*). Ленточные прерывистые фундаменты особенно целесообразны в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина фундамента оказывается меньше ширины стандартных плит.

Чтобы уменьшить объем железобетона в теле фундамента, иногда применяют ребристые железобетонные блоки или плиты с угловыми вырезами (рис. 10.7).

Фундаментные стеновые блоки изготовляют из тяжелого бетона, керамзитобетона или плотного силикатного бетона. Ширина блоков принимается равной (или меньше) толщине надземных стен, но

не менее 30 см. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см. Высота типовых стеновых блоков составляет 280 или 580 мм. Блоки укладывают на цементном растворе с перевязкой швов стеновых блоков и плит.

Для повышения жесткости сооружения (для выравнивания осадок при строительстве на слабых грунтах, в качестве антисейсмических мероприятий и т. п.) сборные фундаменты усиливают армиро-

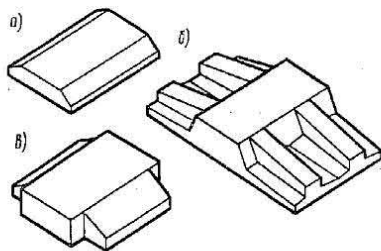


Рис. 10.7. Конструкции фундаментных плит:

a — сплошная; *б* — ребристая; *в* — с угловыми вырезами

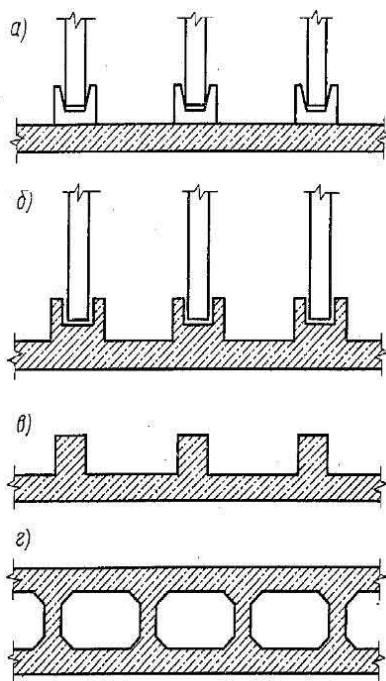


Рис. 10.8. Сплошные фундаменты:

a — гладкая плита со сборными стаканами; *b* — гладкая плита с монолитными стаканами; *в* — ребристая плита; *г* — плита коробчатого сечения

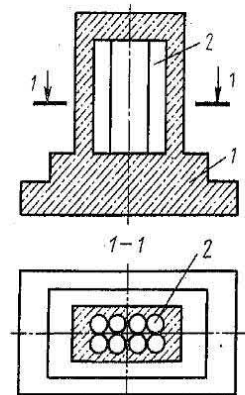


Рис. 10.9. Массивный фундамент с пустообразователями:

1 — фундамент; *2* — пустообразователи

ванными швами или железобетонными поясами, устроенными поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания на одном уровне. Такие решения будут рассмотрены в соответствующих главах учебника.

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

Сплошные фундаменты выполняются, как правило, из монолитного железобетона. По конструктивным решениям сплошные фундаменты разделяют на плитные и коробчатые. Плитные фундаменты, в свою очередь, могут быть гладкими (безбалочными) и ребристыми (рис. 10.8).

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

Опираие колонн на гладкие и коробчатые плиты осуществляет-

ся через сборные и монолитные стаканы, ребристые плиты соединяются с колоннами с помощью монолитных стаканов или выпусков арматуры.

Массивные фундаменты выполняются в монолитном варианте. С целью сокращения объема бетона в тело массивного фундамента закладывают пустотообразователи (рис. 10.9), в качестве которых используют картонные или полиэтиленовые вкладыши диаметром 100...300 мм. При передаче на массивный фундамент больших моментов, что имеет место в таких сооружениях, как мачты, дымовые трубы и т. п., целесообразно его усиление анкерами (см. рис. 13.19), что позволяет повысить устойчивость сооружения, уменьшить его размеры и массу.

При выборе типов фундаментов и их конструкций применительно к проектируемому сооружению и конкретным инженерно-геологическим условиям следует руководствоваться технико-экономическим анализом вариантов, учитывать производственные возможности и профессиональный опыт строительной организации. Важно иметь в виду, что существовавший в прежние годы крен в сторону преимущественного использования сборных конструкций фундаментов в последнее время пересматривается. Исследования показали, что во многих случаях, особенно при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях и определенных районах страны, при устройстве сборных фундаментов сметная стоимость, трудозатраты, расход дефицитных материалов и энергоемкость (с учетом заводского изготовления, транспортировки и монтажа) оказываются выше, чем при устройстве монолитных фундаментов.

10.3. Расчет фундаментов мелкого заложения

Расчет фундамента мелкого заложения начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров, к которым относятся глубина заложения фундамента, размеры и форма подошвы. Затем для принятых размеров фундамента производят расчеты основания по предельным состояниям.

Вследствие причин, рассмотренных в гл. 9, расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям основания) является основным и обязательным для всех фундаментов мелкого заложения. Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности основания) является дополнительным и производится в одном из следующих случаев: сооружение расположено на откосе или вблизи него; на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки; основание сложено слабыми грунтами, обладающими малым сопротивлением сдвигу, или, напротив, представлено скальными грунтами. В первых двух случаях расчет по первой группе предельных состояний не производят, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

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

Определение глубины заложения фундамента. Очевидно, что чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому естественно стремление принять глубину заложения как можно меньшей. Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой несущей способностью или же конструктивные особенности сооружения требуют его заглубления, при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов, основными из которых являются инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, глубина сезонного промерзания грунтов, конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

Инженерно-геологические условия строительной площадки. Учет инженерно-геологических условий строительной площадки заключается главным образом в выборе несущего слоя грунта, который может служить естественным основанием для фундаментов. Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов по геологическим разрезам. Несмотря на то что каждая площадка обладает сугубо индивидуальным геологическим строением, все многообразие напластований можно, следуя Б. И. Далматову, представить в виде трех схем, показанных на рис. 10.10.

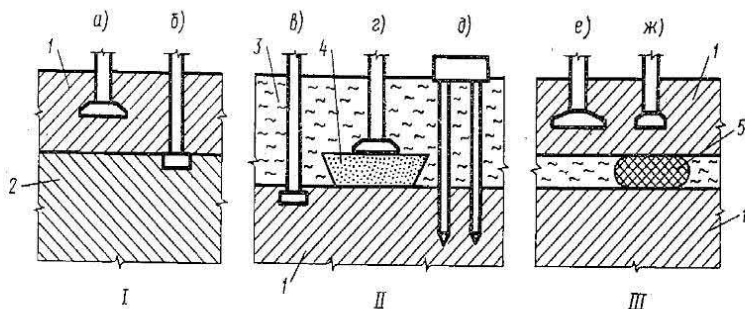


Рис. 10.10. Схемы напластований грунтов с вариантами устройства фундаментов:

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

Схема I. Площадка сложена одним или несколькими слоями прочных грунтов, при этом строительные свойства каждого последующего слоя не хуже свойств предыдущего. В этом случае глубина заложения фундамента принимается минимальной, допускаемой при учете сезонного промерзания грунтов и конструктивных особенностей сооружения (рис. 10.10, а). Иногда за несущий принимают слой более плотного грунта, залегающий на некоторой глубине, если это решение экономичнее (рис. 10.10, б).

Схема II. С поверхности площадка сложена одним или несколькими слоями слабых грунтов, ниже которых располагается толща прочных грунтов. Здесь возможны следующие решения. Можно прорезать слабые грунты и опереть фундамент на прочные, как это показано на рис. 10.10, в. С другой стороны, может оказаться более выгодным прибегнуть к укреплению слабых грунтов или замене их песчаной подушкой (рис. 10.10, г). Если же мощность слабого слоя окажется чрезмерно большой, то рекомендуется перейти на свайные фундаменты (рис. 10.10, д).

Схема III. С поверхности площадки залегают прочные грунты, а на некоторой глубине встречается один или несколько слоев слабого грунта. В данной ситуации возможно принять решение по схеме II, но так как при этом придется прорезать толщу прочных грунтов, то более выгодным может оказаться или использование прочного грунта в качестве распределительной подушки (при обязательной проверке прочности слабого подстилающего слоя), как это показано на рис. 10.10, е, или закрепление слоя слабого грунта, как это показано на рис. 10.10, ж, что позволит существенно уменьшить размер подошвы фундамента.

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

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

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

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

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

Глубина сезонного промерзания грунтов. Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания. Проблема состоит в том, что промерзание водонасыщенных грунтов сопровождается образова-

нием в них прослойки льда, толщина которых увеличивается по мере миграции воды из слоев, расположенных ниже уровня подземных вод. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента, которые могут вызвать подъем сооружения. Последующее оттаивание таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

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

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

Для удобства практического использования изложенные сведения представлены в табл. 10.1.

Таблица 10.1. Глубина заложения фундамента d в зависимости от расчетной глубины промерзания

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

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий назначается независимо от глубины промерзания, если во время строительства и эксплуатации возле фундаментов исключено про-

мерзание грунтов. В неотопливаемых зданиях глубина заложения фундаментов для пучинистых грунтов принимается не менее расчетной глубины промерзания.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_f = k_h d_{fn} \quad (10.1)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 10.2, а для наружных и внутренних фундаментов неотопливаемых сооружений — равным 1,1, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой, для которых расчетная глубина промерзания грунта определяется по теплотехническим расчетам; d_{fn} — нормативная глубина сезонного промерзания грунта, м.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта устанавливается по данным многолетних наблюдений (не менее 10 лет) за фактическим промерзанием грунтов в районе предполагаемого строительства под открытой, лишенной снега поверхностью. За d_{fn} принимают среднюю из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания. При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину сезонного промерзания грунтов определяют на основе теплотехнических расчетов или в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01 — 83.

Таблица 10.2. Значения коэффициента k_h

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднемесячной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
1	2	3	4	5	6
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

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

В зданиях с подвалом и полуподвалом, а также около примысков

или каналов, примыкающих к фундаментам, глубина заложения фундамента принимается на 0,2...0,5 м ниже отметки пола в этих помещениях, что предусматривает запас на высоту фундаментного блока или конструкции приямка (рис. 10.11, а).

Фундаменты сооружения или его отсека стремятся закладывать на одном уровне. При необходимости заложения смежных отсеков на разных отметках требуется выполнение следующего условия. Разность отметок заложения расположенных рядом отдельных фундаментов (или отдельного и ленточного) при расстоянии в свету a между наиболее близкими точками не должна превышать величину Δh (рис. 10.11, а):

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_I + c_I/p), \quad (10.2)$$

где φ_I — расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град; c_I — расчетная удельная сила сцепления грунта, кПа; p — среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента, кПа.

При выполнении условия (10.2) исключается ослабление основания соседнего фундамента и опирание нового фундамента на насыпной грунт ранее засыпанного котлована. Это же условие распространяется и на случай определения допустимой разности отметок заложения фундаментов сооружения и рядом расположенных каналов, тоннелей и пр.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется закладывать на одном уровне. При переходе на большую глубину заложения должно выполняться условие (10.2). Если же оно не выполняется, необходимо проведение специальных мероприятий, которые рассматриваются в § 18.3.

При наличии коммуникаций (трубы водопровода, канализации и т. д.) подошва фундамента должна быть заложена ниже их ввода. При этом условии трубы не подвержены дополнительному давлению.

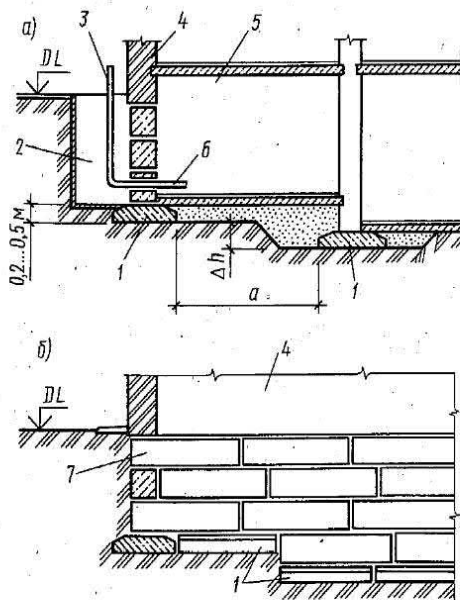


Рис. 10.11. Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения:

a — здание с подвалом в разных уровнях и приямок; b — изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 — фундаментные плиты; 2 — приямок; 3 — трубопровод; 4 — стена здания; 5 — подвал; 6 — ввод трубопровода; 7 — стеновые блоки

нию от фундамента, а фундаменты не опираются на насыпной грунт траншей, вырытых для прокладки труб. Кроме того, в случае аварии уменьшается зона замачивания грунта, а при необходимости замены труб не будут нарушены грунты основания.

Переход от одной отметки заложения ленточного фундамента к другой осуществляется ступенями. Высота уступа в случае сборного фундамента принимается равной высоте стенового блока (рис. 10.11, б). При устройстве монолитного ленточного фундамента соотношение между высотой и длиной уступа в связных грунтах принимается равным 1:2, а в несвязных — 1:3 при высоте уступа, не превышающей 0,5...0,6 м.

Наряду с выполнением рассмотренных требований в ряде случаев при выборе глубины заложения фундаментов учитывается также возможность дальнейшей реконструкции проектируемого сооружения (устройство новых коммуникаций, подвальных помещений, фундаментов под оборудование и пр.).

Определение формы и размеров подошвы фундаментов. Форма подошвы фундамента во многом определяется конфигурацией в плане возводимой надземной конструкции. Она может быть круглой, кольцевой, многоугольной (под дымовые трубы, водонапорные и силосные башни), квадратной, прямоугольной, ленточной (под колонны, столбы, стены), тавровой, крестообразной (под стены с пилястрами, отдельные опоры), а в стесненных условиях и более сложного очертания. В сборных фундаментах ее определяет и форма составных элементов и блоков.

При расчетах фундаментов мелкого заложения по второму предельному состоянию (по деформациям) площадь подошвы предварительно может быть определена из условия

$$p_{II} \leq R, \quad (10.3)$$

где p_{II} — среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям; R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле (9.5)

Выполнение условия (10.3) осложняется тем, что обе части неравенства содержат искомые геометрические размеры фундамента. В результате расчет приходится вести методом последовательных приближений, хотя для некоторых расчетных случаев предложены различные приемы, графики и таблицы, упрощающие эти расчеты.

Центрально нагруженный фундамент. Центрально нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок проходит через центр площади его подошвы. Реактивное давление грунта по подошве жесткого центрально нагруженного фундамента принимается равномерно распределенным интенсивностью

$$p_{II} = (N_{oII} + G_{II} + G_{gII}) / A, \quad (10.4)$$

где N_{oII} — расчетная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента; G_{fII} и G_{gII} — расчетные значения веса фундамента и грунта на его уступах (рис. 10.12); A — площадь подошвы фундамента.

В предварительных расчетах вес грунта и фундамента в объеме параллелепипеда $ABCD$, в основании которого лежит неизвестная площадь подошвы A , определяется приближенно из выражения

$$G_{fII} + G_{gII} = \gamma_m A d, \quad (10.5)$$

где γ_m — среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимаемое обычно равным 20 кН/м^3 ; d — глубина заложения фундамента, м.

Приняв $p_{II} = R$ и учтя (10.5), из уравнения (10.4) получим формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента

$$A = N_{oII} / (R - \gamma_m d). \quad (10.6)$$

Рассчитав площадь подошвы фундамента, находят его ширину b . Ширину ленточного фундамента, для которого нагрузки определяют на 1 м длины, находят как $b = A/l$. У фундаментов с прямоугольной подошвой задаются отношением сторон $n = l/b$, тогда ширина подошвы $b = \sqrt{A/n}$, для фундаментов с круглой подошвой $D = 2\sqrt{A/\pi}$.

Поскольку значение R в формуле (10.6) также неизвестно, искомую величину A находят из совместного решения уравнений (9.5) и (10.4) аналитическим или графическим методом. При решении графическим методом формулу (10.4) записывают в виде зависимости $p_{II} = f_1(b)$, которая в общем случае является гиперболой:

$$p_{II} = N_{oII}/A + \gamma_m d. \quad (10.7)$$

Формула (9.5) является уравнением прямой $R = f_2(b)$.

Если построить графики по этим формулам, то пересечение полученной кривой и прямой даст искомое значение b , соответствующее расчетному давлению. Соответствующие расчеты и построения будут показаны ниже в примере 10.1.

После вычисления значения b принимают размеры фундамента с учетом модульности и унификации конструкций и проверяют давление по его подошве по формуле (10.4). Найденная величина p_{II}

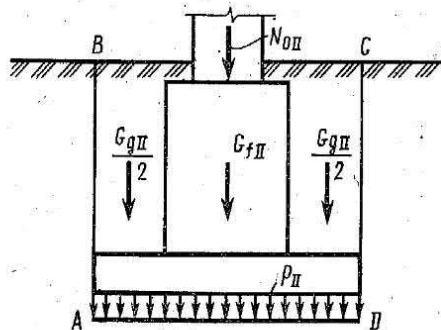


Рис. 10.12. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

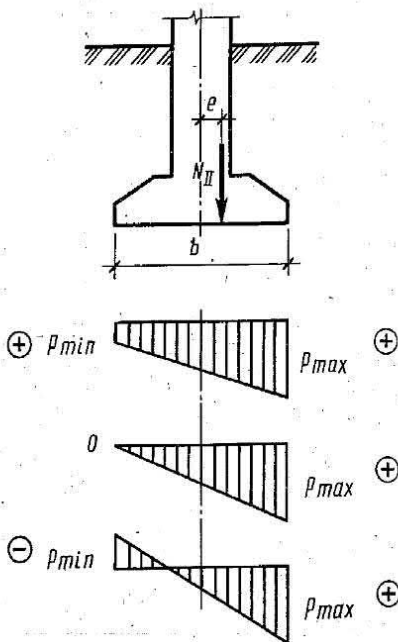
должна не только удовлетворять условию (10.3), но и быть по возможности близка к значению расчетного сопротивления грунта R . Наиболее экономичное решение будет в случае их равенства.

Внецентренно нагруженный фундамент. Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Такое нагружение фундамента является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки либо результатом одностороннего давления грунта на его боковую поверхность, как, например, у фундамента под наружную стену заглубленного помещения.

При расчете давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону, а его крайние значения при действии момента сил относительно одной из главных осей определяют по формуле (5.7), как для случая внецентренного сжатия. Подстановкой значений $A=lb$, $W=b^2l/6$ и $M=N_{II}e$ формула (5.7) приводится к следующему более удобному для расчета виду:

$$\frac{p_{\max}}{p_{\min}} = (N_{II}/A)(1 \pm 6e/b), \quad (10.8)$$

где N_{II} — суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его уступах; A — площадь подошвы фундамента; e — эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы; b — размер подошвы фундамента в плоскости действия момента.



Эпюра давления грунта, рассчитанная по формуле (10.8), может быть однозначной и двузначной, как это показано на рис. 10.13. Как правило, размеры подошвы фундамента стараются подобрать таким образом, чтобы эпюра была однозначной, т. е. чтобы не было отрыва подошвы фундамента от основания. В противном случае в зазор между подошвой и грунтом может проникнуть вода, что нежелательно, поскольку это может привести к ухудшению свойств грунтов основания. Исключение допускается для фундаментов в стесненных

Рис. 10.13. Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии внецентренной нагрузки

условиях, когда отсутствует возможность развить их в нужном направлении, и для фундаментов, нагруженных знакопеременными моментами, когда нельзя подобрать размеры и форму подошвы, по которой действовали бы только сжимающие напряжения.

Поскольку при внецентренном нагружении относительно одной из центральных осей максимальное давление на основание действует только под краем фундамента, при подборе размеров подошвы фундамента его допускается принимать на 20% больше расчетного сопротивления грунта, т. е.

$$p_{\max} \leq 1,2R. \quad (10.9)$$

Одновременно среднее давление по подошве фундамента, определяемое как $p_{\Pi} = N_{\Pi}/A$, должно удовлетворять условию (10.3).

В тех случаях, когда точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих осей инерции прямоугольной подошвы фундамента, как это показано на рис. 10.14, давление под ее угловыми точками находят по формуле

$$\frac{p_{\max}^c}{p_{\min}^c} = (N_{\Pi}/A) (1 \pm 6e_x/l \pm 6e_y/b). \quad (10.10)$$

Поскольку в этом случае максимальное давление действует только в одной точке подошвы фундамента, допускается, чтобы его значение, найденное по формуле (10.10), удовлетворяло условию

$$p_{\max}^c \leq 1,5R. \quad (10.11)$$

Одновременно проверяются и условия (10.3) и (10.9).

На практике задачу подбора размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента решают следующим образом. Сначала принимают, что действующая нагрузка приложена центрально, подбирают соответствующие размеры подошвы из условия (10.3), а затем уточняют их расчетом на внецентренную нагрузку, соблюдая изложенные выше требования и добиваясь удовлетворения условий (10.9) и (10.11). При этом иногда смещают подошву фундамента в сторону эксцентриситета так, чтобы точка приложения равнодействующей всех сил совпадала с центром тяжести подошвы фундамента (рис. 10.14, б).

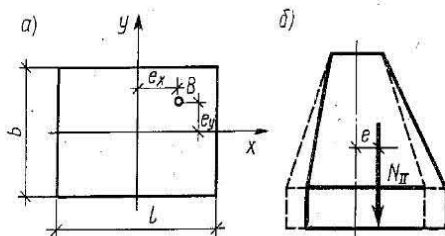


Рис. 10.14. Внецентренное нагружение фундамента относительно двух главных осей инерции:

a — смещение равнодействующей внешних сил; *b* — устройство несимметричного фундамента

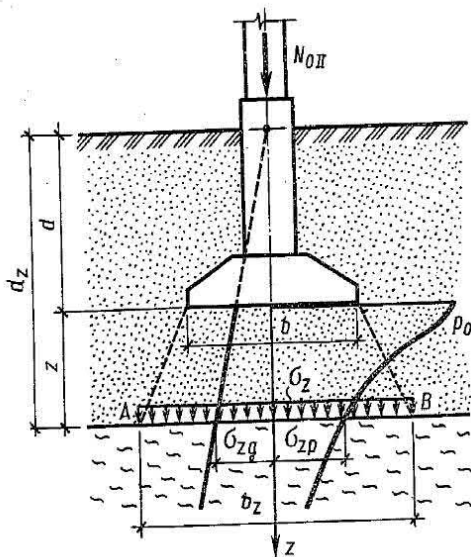


Рис. 10.15. Расчетная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта

Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта. При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слабых грунтов или грунтов с расчетным сопротивлением меньшим, чем давление на несущий слой (рис. 10.15), необходимо проверить давление на них, чтобы уточнить возможность применения при расчете основания теории линейной деформируемости грунтов. Последнее требует, чтобы полное давление на кровлю подстилающего слоя не превышало его расчетного сопротивления, т. е.

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10.12)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} — вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента (соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта); R_z — расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого слоя.

Величину R_z определяют по формуле (9.5) как для условного фундамента шириной b_z и глубиной заложения d_z . Коэффициенты условий работы γ_c , γ_c и надежности k , а также коэффициенты M_γ , M_q и M_c находят применительно к слою слабого грунта.

Ширину условного фундамента b_z назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Если принять, что давление σ_{zp} действует по подошве условного фундамента AB , то площадь его подошвы должна составлять

$$A_z = N_{0II} / \sigma_{zp}, \quad (10.13)$$

где N_{0II} — вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента.

Зная A_z , найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (10.14)$$

где $a = (l - b) / 2$ (l и b — длина и ширина подошвы проектируемого фундамента). Для ленточных фундаментов $b_z = A_z / l$.

Если условия (10.12) при этом не удовлетворяется, то необходимо принять большие размеры подошвы, при которых оно будет удовлетворяться.

■ **Пример 10.1.** Определить основные размеры центрально нагруженного ленточного сборного фундамента наружной стены девятиэтажного жилого дома. Здание имеет подвал, пол которого на 1,3 м ниже уровня поверхности грунта (рис. 10.16). Пол подвала бетонный с цементной стяжкой, общая толщина конструкции пола 0,1 м. Планировочная отметка совпадает с природным рельефом. Расчетная вертикальная нагрузка на 1 м фундамента составляет $N_{0II} = 370$ кН.

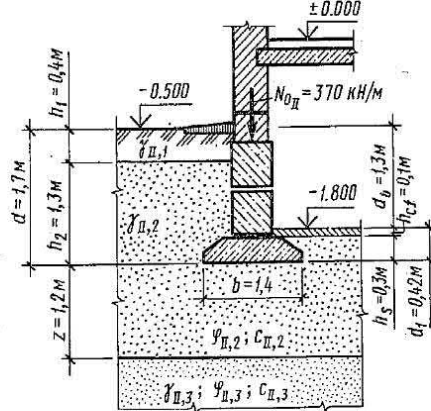


Рис. 10.16. Расчетная схема к примеру 10.1

Строительная площадка под проектируемое здание имеет следующее геологическое строение:

- I — растительный слой мощностью 0,4 м ($\gamma_n = 17$ кН/м³);
- II — песок средней крупности, средней плотности, мощность слоя 2,5 м ($\gamma_n = 19,1$ кН/м³); $\gamma_s = 26,5$ кН/м³; $w = 19\%$; $e = 0,65$; $\phi_n = 30^\circ$; $c_n = 2$ кПа; $E = 25$ МПа);
- III — песок пылеватый, средней плотности, влажный, мощность слоя 2,6 м ($\gamma_n = 18,4$ кН/м³; $\gamma_s = 26,5$ кН/м³; $w = 18\%$; $e = 0,7$; $\phi_n = 24^\circ$; $c_n = 4$ кПа; $E = 14,5$ МПа);
- IV — супесь твердая, мощность слоя 4,8 м ($\gamma_n = 21$ кН/м³; $\gamma_s = 27,5$ кН/м³; $w = 20,1\%$; $e = 0,57$; $\phi_n = 25^\circ$; $c_n = 14$ кПа; $E = 22$ МПа);
- V — глина полутвердая, мощность слоя 1,3 м ($\gamma_n = 20$ кН/м³; $\gamma_s = 27,7$ кН/м³; $w = 20\%$; $e = 0,55$; $\phi_n = 20^\circ$; $c_n = 65$ кПа; $E = 28,2$ МПа).

Уровень подземных вод находится на глубине 5,5 м.

Выбираем глубину заложения фундамента. По конструктивным условиям фундамент должен быть заложен на 0,2...0,5 м ниже пола в подвале. При толщине пола 0,1 м и фундаментной подушки 0,3 м глубина заложения составит $1,3 + 0,1 + 0,3 = 1,7$ м (рис. 10.16). Других конструктивных требований к фундаменту не предъявляют.

По геологическим условиям фундамента также можно заложить на глубину 1,7 м. Рабочим слоем будет песок средней крупности, но с менее прочным подстилающим слоем (пылеватый песок средней плотности), что следует учесть при проектировании. Поскольку глубина промерзания для песков средней крупности не учитывается, глубину заложения фундамента оставляем равной 1,7 м.

Ширину подошвы фундамента определяем графически. Для грунтов, характеризующихся углом внутреннего трения $\phi_{II} = 30^\circ$, по табл. 6.1 находим: $M_\gamma = 1,15$; $M_q = 5,59$; $M_c = 7,95$.

Коэффициенты условий работы γ_c и γ_{c2} принимаем по табл. 9.1: для песка средней крупности $\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,2$.

Коэффициент k принимаем равным единице, так как характеристики грунтов определены по данным их испытаний.

Осредненное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундаментов, будет

$$\gamma'_m = (0,4 \cdot 17 + 1,3 \cdot 19,1) / (0,4 + 1,3) = 18,6 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенную глубину заложения фундамента от уровня пола подвала определяем по формуле (9.6) при удельном весе материала пола подвала $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³:

$$d_1 = 0,3 + 0,1 \cdot 22/18,6 = 0,42 \text{ м.}$$

Первый график $R=f(b)$ по формуле (9.5) строим по двум точкам:
при $b=0$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} [5,59 \cdot 0,42 \cdot 18,6 + (5,59 - 1) \cdot 1,3 \cdot 18,6 + 7,95 \cdot 2] = 286 \text{ кПа;}$$

при $b=2 \text{ м}$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} [1,15 \cdot 2 \cdot 19,1 + 5,59 \cdot 0,42 \cdot 18,6 + (5,59 - 1) \cdot 1,3 \cdot 18,6 + 7,95 \cdot 2] = 360 \text{ кПа.}$$

Подставляя в формулу (10.7) несколько значений b и постоянное значение величины $\gamma_m d = 20 \cdot 1,7 = 34 \text{ кПа}$, находим соответствующие значения p_{II} для второго графика:

- для $b=1 \text{ м}$ $p_{II} = 370/1 + 34 = 404 \text{ кПа}$;
- » $b=1,2 \text{ м}$ $p_{II} = 370/1,2 + 34 = 342 \text{ кПа}$;
- » $b=1,4 \text{ м}$ $p_{II} = 370/1,4 + 34 = 298 \text{ кПа}$;
- » $b=1,6 \text{ м}$ $p_{II} = 370/1,6 + 34 = 265 \text{ кПа}$;
- » $b=2 \text{ м}$ $p_{II} = 370/2 + 34 = 219 \text{ кПа}$.

По полученным данным строим графики $R=f(b)$ и $p=f(b)$ (рис. 10.17). Точка пересечения двух графиков дает величину $b \approx 1,25 \text{ м}$. Принимаем ширину фундамента $b=1,4 \text{ м}$, которая соответствует размеру фундаментной подушки из сборных железобетонных плит ФЛ14.24.

Расчетное давление для принятой ширины подошвы фундамента составит

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} [1,15 \cdot 1,4 \cdot 19,1 + 5,59 \cdot 0,52 \cdot 18,6 + (5,59 - 1) \cdot 1,3 \cdot 18,6 + 7,95 \cdot 2] = 338 \text{ кПа.}$$

Проверяем фактическое давление фундамента на основание.

Нагрузка от 1 м фундамента и грунта на его уступах:

от фундаментной подушки при ее весе 21,8 кН и длине 2,38 м

$$21,8/2,38 = 9,22 \text{ кН/м;}$$

от блоков стены при весе одного блока марки ФБС 24.6.6, равном 19,6 кН

$$19,6 \cdot 2/2,38 = 16,5 \text{ кН/м;}$$

от грунта ($\gamma'_{II} = 18,6 \text{ кН/м}^3$) с одной стороны уступа фундамента при толщине стены подвала 0,6 м

$$0,4 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 18,6 = 10,4 \text{ кН/м.}$$

Полная нагрузка на фундамент 36,1 кН/м.

Фактическое давление фундамента на основание

$$p_{II} = (370 + 36,1)/1,4 = 290 \text{ кПа} < 338 \text{ кПа.}$$

Условие (10.3) удовлетворяется.

Проверяем давление на слабый подстилающий слой (песок пылеватый), залегающий на глубине 2,9 м, т. е. на расстоянии $z=1,2 \text{ м}$ ниже подошвы фундамента.

По формуле (5.21) определяем природное давление грунта на глубине заложения фундамента:

$$\sigma_{zg, 0} = 17 \cdot 0,4 + 19,1 \cdot 1,3 = 32 \text{ кПа.}$$

Природное давление на кровлю пылеватого песка

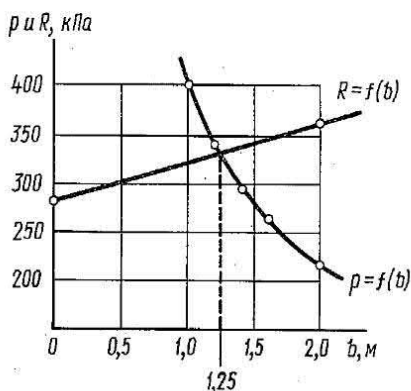


Рис. 10.17. Графический способ определения ширины подошвы фундамента (пример 10.1)

$$\sigma_{zg} = 17 \cdot 0,4 + 19,1 \cdot 2,5 = 55 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на основание под подошвой фундамента

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg}, \quad 0 = 290 - 32 = 258 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя на глубине $z=1,2$ м определяем по формуле (5.16).

Для $m=2 \cdot 1,2/1,4=1,7$ и $n > 10$ (ленточный фундамент) по табл. 5.2 находим $\alpha=0,619$, отсюда

$$\sigma_{zp} = 0,619 \cdot 258 = 160 \text{ кПа.}$$

Полное давление на кровлю подстилающего слоя составит

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 160 + 55 = 215 \text{ кПа.}$$

Ширину условного ленточного фундамента определим по формуле (10.13):

$$b_z = 370 / (160 \cdot 1) = 2,3 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя находим по формуле (9.5).

По табл. 6.1 для $\varphi_{II} = 24^\circ$ находим: $M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,85$; $M_c = 6,45$. По табл. 9.1 для песка пылеватого влажного находим $\gamma_{c_1} = 1,25$; $\gamma_{c_2} = 1,0$. Принимаем коэффициенты $k=1$, $k_z=1$.

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подстилающего слоя,

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 0,4 + 19,1 \cdot 2,5) / (0,4 + 2,5) = 18,6 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения условного фундамента от уровня пола в подвале до подстилающего слоя

$$d_1 = (2,9 - 1,3 - 0,1) + 0,1 \cdot 22 / 18,8 = 1,6 \text{ м.}$$

Для принятых условий расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [0,72 \cdot 2,3 \cdot 18,4 + 3,85 \cdot 1,6 \cdot 18,8 + (3,38 - 1) \cdot 1,3 \cdot 18,8 + 6,45 \cdot 4] = 303 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие (10.12):

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 215 \text{ кПа} < R_z = 303 \text{ кПа.}$$

Проверяемое условие удовлетворяется, поэтому оставляем принятую ширину ленточного фундамента $b=1,4$ м.

Расчет осадок фундаментов мелкого заложения. Для расчета конечных (стабилизированных) осадок фундаментов мелкого заложения наибольшее распространение получили метод послойного суммирования и метод эквивалентного слоя, теоретические основы которых изложены в гл. 7. Там же (см. § 7.3) изложена и последовательность определения осадок этими методами, а здесь уместно повторить лишь основные этапы расчета.

Метод послойного суммирования. В наиболее простой постановке осадка находится только от одних вертикальных напряжений, действующих в основании по оси, проходящей через середину фундамента.

После определения размеров подошвы фундамента и проверки условия (10.3) ось фундамента совмещают с литологической колонкой грунта и строят эпюру природного давления σ_{zg} . Эпюра строится по оси фундамента начиная от поверхности природного рельефа. Природное давление грунта выше уровня подземных вод определяется по формуле (5.21), а ниже уровня подземных вод — с учетом взвешивающего действия воды по формуле (5.22).

Затем, зная природное давление на уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg, 0}$, определяют дополнительное вертикальное давление (сверх природного) на грунт p_0 , которое иногда называют осадочным давлением, подразумевая, что существенная осадка грунта произойдет только от действия дополнительного давления:

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg, 0}, \quad (10.15)$$

где p_{II} — полное давление по подошве фундамента, определенное по формуле (10.4).

Установив величину p_0 , строят эпюру дополнительных вертикальных напряжений в грунте σ_{zp} . Эпюру строят по точкам, для чего толщину грунта ниже подошвы фундамента делят на элементарные слои. Напряжение на границе каждого слоя определяют по формуле (5.16):

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0,$$

где α — коэффициент, определяемый по табл. 5.2 в зависимости от соотношений $n = l/b$ (l — длина, b — ширина подошвы фундамента) и $m = 2z/b$ (z — расстояние от подошвы фундамента до точки на оси z , в которой определяется напряжение σ_{zp}).

По нормам толщина элементарных слоев не должна превышать 0,4 ширины или диаметра подошвы фундамента, что, с одной стороны, повышает точность построения эпюры σ_{zp} , а с другой — позволяет рассматривать эпюру распределения напряжений в пределах каждого слоя как прямоугольную и производить расчет его осадки по формуле одноосного сжатия (7.6) или (7.7).

Ограничив сжимаемую толщину глубиной, ниже которой сжатием грунта можно пренебречь (глубина, где дополнительное давление составляет 0,2 природного давления или 0,1 в случае слабых грунтов), полную осадку основания определяют по формуле (7.13) как сумму осадок элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи.

Осадку прерывистого фундамента, учитывая распределительную способность грунта, определяют как осадку условного сплошного ленточного фундамента (без вычета площади пустот), ширина которого равна ширине укладываемой плиты.

Расчет заканчивают проверкой выполнения условия (7.2) или (9.4).

Метод эквивалентного слоя. В этом методе пространственная задача расчета осадок сводится к эквивалентной одномерной. Осадка определяется с учетом жесткости и формы подошвы фундамента и трех составляющих нормальных напряжений (σ_z , σ_y , σ_x) в предположении, что основание является линейно деформируемым телом.

Максимальную и среднюю осадки гибкого и осадку жесткого фундамента определяют по формуле (7.17):

$$s = p_0 h_3 m_\gamma.$$

Мощность эквивалентного слоя h_3 , входящую в формулу (7.17), рассчитывают по формуле (7.20):

$$h_3 = A \omega b,$$

где $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя, определяемый по табл. 7.2 в зависимости от коэффициента Пуассона для разных грунтов, жесткости и соотношения сторон загруженной площади $n = l/b$; b — ширина фундамента, м.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя вычисляют приближенно, вводя в расчет средневзвешенное значение относительного коэффициента сжимаемости грунта \bar{m}_v , в пределах сжимаемой толщи, определяемое по формуле (7.22).

Осадку фундамента методом эквивалентного слоя на слоистом основании рассчитывают по формуле (7.23).

Метод эквивалентного слоя существенно упрощает расчет осадок фундамента. Практика показала, что наиболее целесообразно его применять в расчетах фундамента площадью до 20...30 м² при однородных или слоистых напластованиях, в которых сжимаемость отдельных слоев мало отличается друг от друга, а также в случае слабых грунтов.

■ **Пример 10.2.** Определить методом элементарного суммирования стабилизированную осадку ленточного сборного фундамента, рассмотренного в примере 10.1.

Ширина фундамента $b = 1,4$ м, глубина заложения $d = 1,7$ м (см. рис. 10.16), среднее давление под подошвой $p_{II} = 290$ кПа. Данные о строительной площадке и свойствах грунтов приведены в примере 10.1 и литологической колонке на рис. 10.18.

Дополнительное давление на грунт также было определено в примере 10.1 и составило $p_0 = 258$ кПа.

Вычисляем ординаты эпюры природного давления σ_{zg} по формуле (5.12) и вспомогательной эпюры $0,2\sigma_{zg}$, необходимой для определения глубины расположения нижней границы сжимаемой толщи грунта:

на поверхности земли при совпадении планировочной отметки (DL) с отметкой природного рельефа (NL)

$$\sigma_{zg}^0 = 0; 0,2\sigma_{zg}^0 = 0;$$

на контакте I и II слоев (глубина 0,4 м)

$$\sigma_{zg}^I = 17 \cdot 0,4 \approx 7,0 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg}^I = 1,4 \text{ кПа};$$

на контакте II и III слоев (глубина 2,9 м)

$$\sigma_{zg}^{II} = 7,0 + 19,1 \cdot 2,5 = 55 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg}^{II} = 11 \text{ кПа};$$

на контакте III и IV слоев (глубина 5,5 м)

$$\sigma_{zg}^{III} = 55 + 18,4 \cdot 2,6 = 103 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg}^{III} = 21 \text{ кПа}.$$

IV слой грунта (супесь) расположен ниже уровня подземных вод. Удельный вес супеси с учетом взвешивающего действия воды определяем по формуле (5.22):

$$\gamma_{zb} = (27,5 - 10)/(1 + 0,57) = 11,2 \text{ кН/м}^3.$$

V слой грунта (глина полутвердая) является водоупором.

Тогда природное давление грунта на контакте IV и V слоев (глубина 10,2 м): с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg, 1}^{IV} = 103 + 11,2 \cdot 4,8 = 157 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg, 1}^{IV} = 31 \text{ кПа};$$

без учета взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg, 2}^{IV} = 103 + 21 \cdot 4,8 = 204 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg, 2}^{IV} = 41 \text{ кПа};$$

в V слое на глубине 12 м

$$\sigma_{zg}^V = 204 + 20 \cdot 1,8 = 240 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg}^V = 48 \text{ кПа}.$$

Полученные значения ординат эпюры природного давления σ_{zg} и вспомогательной эпюры $0,2\sigma_{zg}$ наносим на геологический разрез (рис. 10.18).

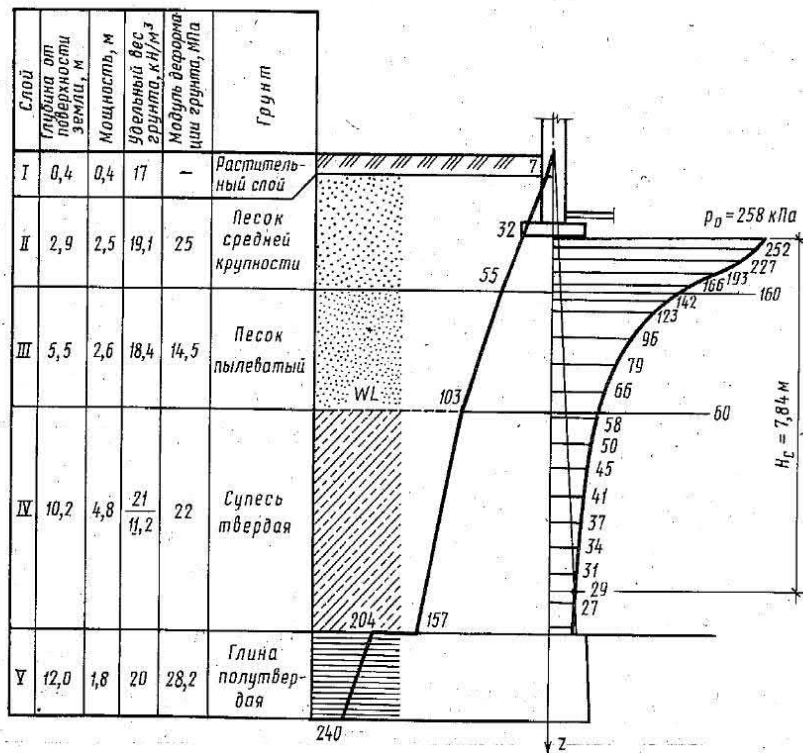


Рис. 10.18. Схема к расчету осадки фундамента методом элементарного суммирования (пример 10.2)

Ординаты эпюры дополнительного давления σ_{zp} определяем по формуле (5.16). Значения α находим по табл. 5.2 при $n > 10$. Результаты расчета приведены в табл. 10.3.

Таблица 10.3. Значения ординат эпюры дополнительных давлений (к примеру 10.2)

$m=2z/b$	$z=mb/2$, м	α	σ_{zp} , кПа	Слой основания	E , МПа
1	2	3	4	5	6
0,0	0,00	1,000	258	II	25
0,4	0,28	0,977	252		
0,8	0,56	0,881	227		
1,2	0,84	0,755	193		
1,6	1,12	0,642	166		
1,7	1,20	0,619	160		
2,0	1,40	0,550	142	III	14,5
2,4	1,68	0,477	123		
2,8	1,96	0,420	108		
3,2	2,24	0,374	96		
3,6	2,52	0,337	87		
4,0	2,80	0,306	79		
4,4	3,08	0,280	72		
4,8	3,36	0,258	66		
5,2	3,64	0,239	62		
5,4	3,80	0,231	60		
5,6	3,92	0,223	58	IV	22
6,4	4,48	0,196	50		
7,2	5,04	0,175	45		
8,0	5,60	0,158	41		
8,8	6,16	0,143	37		
9,6	6,72	0,132	34		
10,4	7,28	0,122	31		
11,2	7,84	0,113	29		
12,0	8,4	0,106	27	Граница сжимаемой толщи	

Полученные значения ординат эпюры наносим на геологический разрез. В точке пересечения эпюры дополнительных давлений со вспомогательной эпюрой находим нижнюю границу сжимаемой толщи: $H = 7,84$ м.

Определяем осадку каждого слоя грунта основания по формуле (7.13): осадка II слоя

$$s_{II} = \frac{0,8}{25000} \left(\frac{258+252}{2} \cdot 28 + \frac{252+227}{2} \cdot 28 + \frac{227+193}{2} \cdot 28 + \frac{193+160}{2} \cdot 36 \right) = 0,83 \text{ см};$$

осадка III слоя

$$s_{III} = \frac{0,8}{14500} \left(\frac{160+142}{2} \cdot 20 + \frac{142+123}{2} \cdot 28 + \frac{123+108}{2} \cdot 28 + \frac{108+96}{2} \cdot 28 + \frac{96+79}{2} \cdot 56 + \frac{79+66}{2} \cdot 56 + \frac{66+60}{2} \cdot 44 \right) = 1,35 \text{ см};$$

осадка IV слоя

$$s_{IV} = \frac{0,8}{22000} \left(\frac{60+50}{2} \cdot 68 + \frac{50+41}{2} \cdot 112 + \frac{41+34}{2} \cdot 112 + \frac{34+29}{2} \cdot 112 \right) = 0,57 \text{ см}.$$

Полная осадка фундамента

$$s = 0,83 + 1,35 + 0,57 = 2,75 \text{ см.}$$

Проверяем условие (7.2) или (9.4). В соответствии с данными табл. 9.2 предельное значение осадки для проектируемого здания составляет 10 см. Тогда $s = 2,75 \text{ см} < 10 \text{ см}$, т. е. условия (7.2) или (9.4) удовлетворяются.

■ **Пример 10.3.** Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента, рассчитанного в примере 10.2. Среднее осадочное давление по подошве фундамента $p_0 = 258 \text{ кПа}$, ширина подошвы $b = 1,4 \text{ м}$.

В основании преобладают пески, поэтому мощность эквивалентного слоя определим при коэффициенте Пуассона $\nu = 0,2$. По табл. 7.2 находим $A\omega_m = 2,4$, тогда по формуле (7.20) имеем

$$h_2 = 2,4 \cdot 1,4 = 3,36 \text{ м.}$$

Мощность сжимаемой толщи составит

$$H = 2h_2 = 2 \cdot 3,36 = 6,72 \text{ м.}$$

При глубине заложения фундамента 1,7 м в эту толщу входят грунты II, III и IV слоя (рис. 10.19), характеризующиеся следующими модулями деформации: $E_{II} = 25 \text{ МПа}$, $E_{III} = 14,5 \text{ МПа}$, $E_{IV} = 22 \text{ МПа}$.

Воспользовавшись соотношением $m_\nu = \beta/E$, вычислим относительные коэффициенты сжимаемости входящих в сжимаемую толщу грунтов:

для песка средней крупности

$$\nu = 0,2; \beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 0,9; m_\nu = 0,9/25 = 0,036 \text{ МПа}^{-1};$$

для песка пылеватого

$$\nu = 0,25; \beta = 0,83; m_\nu = 0,83/14,5 = 0,057 \text{ МПа}^{-1};$$

для супеси

$$\nu = 0,27; \beta = 0,8; m_\nu = 0,8/22 = 0,036 \text{ МПа}^{-1}.$$

Определим средний относительный коэффициент сжимаемости грунта по формуле (7.22):

$$m_\nu = \frac{0,036 \cdot 1,2 \cdot 6,12 + 0,057 \cdot 2,6 \cdot 4,22 + 0,036 \cdot 2,92 \cdot 1,46}{2 \cdot 3,36^2} = 0,046 \text{ МПа}^{-1} = 4,6 \cdot 10^{-5} \text{ кПа.}$$

Осадку фундамента определим по формуле (7.23):

$$s = 3,36 \cdot 4,6 \cdot 10^{-5} \cdot 258 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см.}$$

Проверяем условие (7.2) или (9.4): $s = 4 \text{ см} < s_{\text{н}} = 10 \text{ см}$, т. е. поставленное условие также удовлетворяется.

Учет влияния соседних фундаментов. Если в непосредственной близости от рассчитываемого фундамента располагается еще один или несколько фундаментов, то может оказаться, что загрузка соседних фундаментов приведет к увеличению осадки рассчитываемого фундамента. Задачу учета влияния соседних фундаментов наиболее просто можно решить, если применить метод эквивалентного слоя для угловой точки загруженной площади (см. § 7.3). Последовательность расчета в этом случае аналогична опре-

делению напряжений по методу угловых точек (см. § 5.3). Для определения осадки какой-либо точки M площадь нагружения разбивается на прямоугольники таким образом, чтобы эта точка для каждого прямоугольника с равномерно распределенной нагрузкой была угловой (см. рис. 5.10). Осадка угловой точки определяется по формуле (7.23), в которую вместо h_3 подставляется $h_{3c} =$

$= A\omega_c$, где $A\omega_c$ — коэффициент эквивалентного слоя угловой точки. Как указывалось в § 7.3, $A\omega_c = 0,5A\omega_0$. На практике чаще всего рассматривается схема, где точка M лежит вне контура нагруженной площади (рис. 5.10, в). Тогда, учитывая действие фиктивной нагрузки, осадка точки M определится по формуле

$$s = (h_{3c}^I + h_{3c}^{II} - h_{3c}^{III} - h_{3c}^{IV}) m_v p_0, \quad (10.16)$$

где h_{3c} — мощности эквивалентного слоя точки M для прямоугольников, нагруженных действительной и фиктивной нагрузками.

■ **Пример 10.4.** Определить осадку сборных железобетонных фундаментов под колонны с учетом их взаимного влияния. Фундаменты (рис. 10.20) имеют подошву квадратной формы размером $2,1 \times 2,1$ м и заложены на глубину $d = 1,9$ м. Дополнительное (осадочное) давление по подошве фундаментов $p_0 = 289$ кПа.

Основание сложено мощным слоем песчаного грунта ($\nu = 0,2$), характеризующегося относительным коэффициентом сжимаемости $m_v = 4,8 \cdot 10^{-5}$ кПа.

Полная осадка фундамента s_{Π} в рассматриваемом случае будет складываться из осадки s от его собственного нагружения (собственная осадка) и дополнительной осадки $s_{\text{доп}}$ от нагружения соседнего фундамента.

Собственную осадку фундамента s найдем по формуле (7.17), предварительно установив мощность эквивалентного слоя h_3 по формуле (7.20).

При $\nu = 0,2$ и $n = l/b = 2,1/2,1 = 1$ по табл. 7.2 находим $A\omega_m = 1,01$, тогда

$$h_3 = 1,01 \cdot 2,1 = 2,12 \text{ м},$$

а осадка фундамента

$$s = 2,12 \cdot 4,8 \cdot 10^{-5} \cdot 289 = 0,029 \text{ м} = 2,9 \text{ см}.$$

Дополнительную осадку фундамента $s_{\text{доп}}$ от нагружения соседнего найдем, применив метод угловых точек.

Согласно рис. 10.20, центральная точка F рассматриваемого фундамента является угловой для прямоугольников загрузки $ACFD$ и $BCFE$. Поскольку прямоугольник $BCFE$ не нагружен (фиктивная нагрузка), дополнительная осадка в точке E фундамента 2 от нагружения фундамента 1 определится следующим образом:

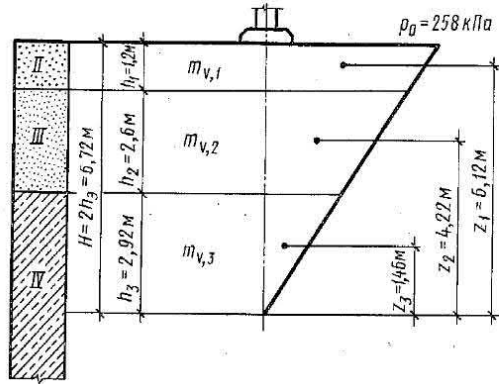


Рис. 10.19. Схема к расчету осадки фундамента методом эквивалентного слоя (пример 10.3)

$$s = 2(s_F^{ACFD} - s_F^{BCFE}) = 2(h_{3c}^{ACFD} - h_{3c}^{BCFE}) m \gamma p_0,$$

где s_F^{ACFD} и s_F^{BCFE} — соответственно осадки угловой точки F прямоугольников $ACFD$ и $BCFE$.

Для прямоугольника $ACFD$ $n = 4,05/1,05 = 3,9$. Коэффициент эквивалентного слоя для угловой точки $A\omega_c$ при $\nu = 0,2$ найдем по табл. 7.2:

$$A\omega_c = 0,5 A\omega_0 = 0,5 \cdot 2,078 = 1,039.$$

Мощность эквивалентного слоя

$$h_{3c}^{ACFD} = 1,039 \cdot 1,05 = 1,09 \text{ м.}$$

Для прямоугольника $BCFE$ $n = 1,95/1,05 = 1,9$, тогда

$$A\omega_c = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8;$$

$$h_{3c}^{BCFE} = 0,8 \cdot 1,05 = 0,84 \text{ м.}$$

Дополнительная осадка фундамента 2 от загрузки фундамента 1

$$s_{\text{доп}} = 2(1,09 - 0,84) \cdot 4,8 \cdot 10^{-5} \cdot 289 = 694 \cdot 10^{-5} = 0,7 \text{ см.}$$

Полная осадка фундаментов под колонны с учетом их взаимного влияния составит

$$s_{\text{п}} = s + s_{\text{доп}} = 2,9 + 0,7 = 3,6 \text{ см.}$$

Определение кренов фундаментов. Крен фундамента может быть вызван внецентренным приложением равнодействующей внешних сил, влиянием соседних фундаментов или неоднородностью грунтов основания.

В случае внецентренного приложения нагрузки крен жесткого фундамента определяется по формуле (7.26) с учетом изложенных в § 7.3 рекомендаций. Если же причиной возникновения крена является нагружение соседнего фундамента или действие какой-либо другой односторонней нагрузки (например, нагрузка на полы), то его определяют по формуле

$$i_{\text{п}} = (s_1 - s_2)/L, \quad (10.17)$$

где s_1 и s_2 — осадки противоположных сторон фундамента; L — расстояние между рассматриваемыми точками (см. рис. 9.1, в).

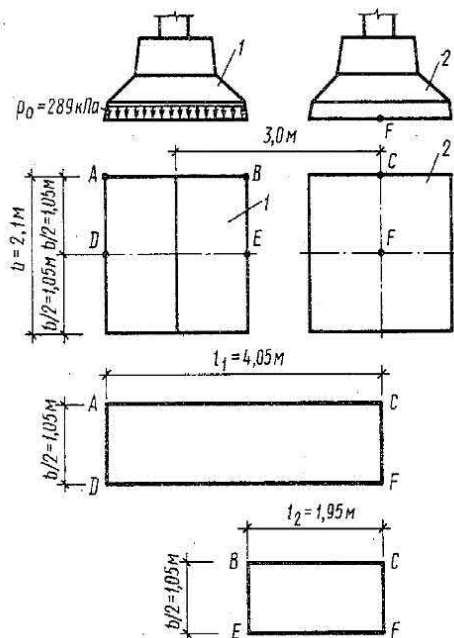


Рис. 10.20. Определение осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния

По этой же формуле определяют крен, вызванный неоднородностью грунтов основания, а также крен жесткого сооружения, опирающегося на систему фундаментов. В последнем случае s_1 и s_2 — соответственно большая и меньшая осадки фундаментов системы, а L — расстояние между осями этих фундаментов.

Крен фундаментов не определяется, если конструкция надземной части сооружения исключает их поворот.

Проверка устойчивости фундаментов мелкого заложения. Проверка устойчивости фундаментов мелкого заложения (расчет по первому предельному состоянию) производится в случаях, указанных в начале параграфа, и заключается в выполнении условия (6.24). Чаще всего необходимость такой проверки возникает при нагружении фундаментов значительными горизонтальными нагрузками, действие которых может вызвать следующие формы потери устойчивости: опрокидывание, плоский сдвиг по подошве, глубинный сдвиг с захватом грунта основания.

Проверка на опрокидывание производится только в тех случаях, когда имеет место отрыв части подошвы фундамента от основания (двухзначная эпюра давления на грунт). На практике такая ситуация характерна для фундаментов безраспорных конструкций, имеющих большую высоту (подпорные стенки, дымовые трубы и т. п.). Устойчивость на опрокидывание оценивается в этом случае коэффициентом устойчивости $k_{от}$, равным отношению момен-

тов удерживающих и опрокидывающих сил относительно условно принимаемого центра поворота [см. формулу (6.36)]. При недопустимости отрыва части подошвы от основания, когда равнодействующая проходит внутри ядра сечения подошвы фундамента, опрокидывание невозможно и эту проверку не проводят.

Устойчивость фундамента на плоский сдвиг по подошве проверяется в обязательном порядке.

В общем случае необходимые для этой проверки расчетные сдвигающие и удерживающие силы, действующие на фундамент, определяются по формуле (6.30), а их соотношение должно удовлетворять условию (6.29). Если условие (6.29) не удовлетворяется, то увеличивают вес фундамента или вертикальную нагрузку на него.

Устойчивость фундаментов на плоский сдвиг может быть значительно увеличена конструктивными мероприятиями. К ним относятся устройство полов в подвале здания, введение затяжек в распорные конструкции, объединение фундаментов в жесткую пространственную систему и т. п. В большинстве случаев эти мероприятия вообще снимают вопрос о проверке фундаментов на плоский сдвиг по подошве, поскольку ограничивают или практически полностью исключают их горизонтальное перемещение.

Устойчивость фундамента на глубинный сдвиг проверяется аналитическим или графоаналитическим методом расчета, как это изложено в § 6.2 и 6.3. Графоаналитические методы оценки

устойчивости используются при сложных расчетных схемах системы «фундамент — основание», для которых аналитические методы не разработаны, например для многослойных оснований, когда фундамент расположен на откосе или рядом с ним и др.

При расчете графоаналитическим методом предельная нагрузка, вызывающая глубинный сдвиг в основании, не определяется, а вычисляется коэффициент устойчивости [см. формулу (6.35)], представляющий собой отношение момента сил, удерживающих рассматриваемый отсек обрушения, к моменту сил, стремящихся повернуть этот отсек относительно центра вращения. Для обеспечения устойчивости значение k_{st} для всех возможных поверхностей скольжения должно быть не менее 1,2.

10.4. Основные положения проектирования гибких фундаментов

Ленточные фундаменты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, балки на грунте, а также большинство плитных фундаментов относятся к гибким фундаментам.

В отличие от жестких фундаментов, собственные деформации которых ничтожно малы по сравнению с деформациями грунта, деформации гибких фундаментов соизмеримы с деформациями основания, в результате этого гибкий фундамент и его основание работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему, а реактивное давление грунта изменяется по сложному закону, существенно отличающемуся от линейного. Определение этого давления из расчета совместного деформирования фундамента с основанием является основной задачей при проектировании гибких фундаментов. Задача довольно сложная, поскольку в общем случае реактивное давление на фундамент зависит от жесткости фундамента, его размеров и формы, характеристик деформируемости основания, величины, характера и расположения нагрузки. Сюда следует добавить и жесткость надземной части сооружения.

Подробно методы расчета балок и плит на упругом основании изложены в курсах «Строительная механика» и «Железобетонные конструкции». Ниже будут рассмотрены основные положения этих расчетов, а также их особенности, связанные со спецификой работы грунтов как линейно деформируемых тел.

Расчет ленточных фундаментов. В задачу расчета гибкого ленточного фундамента входят определение реактивного давления грунта по подошве фундамента, вычисление внутренних усилий, действующих в фундаменте, установление размеров поперечного сечения фундамента и его необходимого армирования.

При расчете реактивного давления грунта гибкий ленточный

фундамент рассматривается как балка на упругом основании, изгибающаяся под действием приложенных к ней внешних нагрузок. Если пренебречь трением между подошвой фундаментной балки и грунтом основания, что идет в запас прочности, дифференциальное уравнение ее изгиба можно представить в виде

$$EI d^4 z / dx^4 = -p_x, \quad (10.18)$$

где EI — жесткость балки; z — прогиб балки в точке с координатой x ; p_x — реактивное давление в той же точке.

В дифференциальном уравнении (10.18) имеются две неизвестные функции: одна — уравнение изогнутой оси балки $z=f(x)$, вторая — закон распределения реактивных давлений грунта $p_x=f(x)$, поэтому решение может быть получено лишь при условии составления второго уравнения, в котором будут связаны между собой осадки различных точек балки и реактивное давление грунта.

В зависимости от гипотезы, принятой для установления второго уравнения, различают два основных метода расчета балки, лежащей на упругом основании: метод местных упругих деформаций и метод упругого полупространства. Оба метода базируются на одноименных моделях грунтового основания, рассмотренных в § 5.2, там же определена и область их применения для практических инженерных расчетов.

Уравнение (10.18) содержит жесткость фундамента EI , что требует предварительного назначения размеров его сечения. Это делают исходя из схемы линейного распределения реактивных усилий, принимая равномерное или трапециевидное распределение давления по подошве. Поясним сказанное на примере.

На рис. 10.21 показана фундаментная балка, нагруженная системой сил, в результате чего по ее подошве действует реактивное давление грунта p_x , изменяющееся по какому-то сложному закону. Заменяя криволинейную эпюру распределения реактивных давлений p_x линейной трапециевидной, определяем крайние значения давления p_1 и p_2 по формуле внецентренного сжатия (5.7), которая для рассматриваемого случая будет иметь вид

$$p_{1,2} = N/A \pm 6M_0 / (bl^2),$$

где N — суммарная вертикальная нагрузка на фундаментную балку;

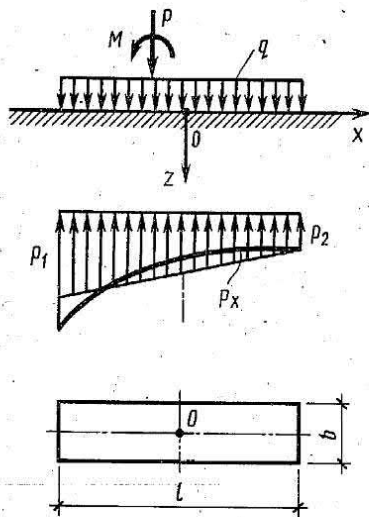


Рис. 10.21. Предварительный подбор сечения фундаментной балки

A — площадь подошвы фундаментной балки; M_0 — момент всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной балки.

Определив крайевые значения прямолинейной эпюры давлений p_1 и p_2 , загружаем ею рассматриваемую фундаментную балку, как внешней нагрузкой, и по правилам строительной механики строим эпюру изгибающих моментов M_x . Определив максимальное значение M_x , находим необходимый по условию прочности момент сопротивления балки W_x , а уже по нему подбираем предварительное сечение фундаментной балки и устанавливаем ее жесткость EI .

Расчет по методу местных упругих деформаций. Как указывалось в § 5.2, предпосылкой расчета гибких фундаментных балок по этому методу является гипотеза о том, что осадка в данной точке основания не зависит от осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке (гипотеза Фусса — Винклера), что выражается зависимостью (5.3)

$$p_x = c_z z,$$

где c_z — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом постели, ориентировочно равный: $(0,3...1) \cdot 10^4$ кН/м³ при очень слабых грунтах, $(1...3) \cdot 10^4$ кН/м³ при слабых грунтах, $(3...8) \cdot 10^4$ кН/м³ при грунтах средней плотности; z — осадка в точке определения реакции p_x .

Подставляя эту зависимость в дифференциальное уравнение (10.18), получим

$$EI d^4 z / dx^4 = -c_z z. \quad (10.19)$$

Уравнение (10.19) известно как дифференциальное уравнение изгиба балок на упругом основании по методу местных упругих деформаций. Решение этого уравнения имеет вид

$$z = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x), \quad (10.20)$$

где x — текущая координата; z — прогиб балки в точке с координатой x ;

$$\alpha = \sqrt[4]{c_z b / (4EI)}, \text{ м}^{-1},$$

b — ширина фундаментной балки.

Коэффициент α называют линейной характеристикой балки на упругом основании. При $\alpha l < 0,75$ (l — длина балки, м) балки (при расчете по методу местных упругих деформаций) классифицируются как короткие жесткие, деформациями изгиба которых можно пренебречь; при $0,75 < \alpha l < 3$ — как короткие гибкие; при $\alpha l > 3$ — как длинные гибкие. Естественно, что указанные границы условны, поэтому в практических расчетах допустимы небольшие отклонения.

Постоянные интегрирования C_1, C_2, C_3 и C_4 определяются из

начальных условий деформирования, которые зависят от категории гибкости балки. Так, одним из начальных условий деформирования для короткой жесткой балки, загруженной в центре сосредоточенной силой, будет постоянство деформации грунта вдоль всей ее длины ($z = \text{const}$), а в случае длинной гибкой балки при таком же нагружении начальным условием деформирования будет отсутствие прогиба на ее концах ($z_{-l/2} = z_{+l/2} = 0$).

Беря последовательно производные от выражения (10.20), определяют необходимые для конструирования фундаментной балки значения изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x в различных ее сечениях. Если уточненные по известным значениям M_x и Q_x размеры сечения балки значительно меняют ее жесткость, то расчет повторяется.

Модель местных упругих деформаций рекомендуется применять для расчета гибких фундаментных балок, работающих в условиях плоской задачи на сильносжимаемых грунтах ($E \leq 5$ МПа), на лесовых просадочных грунтах, а также при малой толщине сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируемым массивом, например скальным. В этих случаях результаты расчета хорошо совпадают с действительными. Определенную трудность при расчете представляет правильное назначение коэффициента постели, особенно в тех случаях, когда свойства грунта изменяются по длине балки.

В настоящее время в связи с широким внедрением в практику проектирования ЭВМ метод местных упругих деформаций продолжает развиваться, что позволяет использовать его для решения все более сложных инженерных задач.

Расчет по методу упругого полупространства. Метод упругого полупространства базируется на решениях классической теории упругости, которые в известных пределах считают приемлемыми и для грунтовых оснований. Согласно этому методу, фундаментная балка принимается лежащей на однородном линейно деформируемом полупространстве, деформационные свойства которого характеризуются модулем деформации E и коэффициентом Пуассона ν . Метод разработан для условий плоской и пространственной задач. По условиям плоской задачи ведется расчет ленточных фундаментов под стены, а по условиям пространственной задачи — под колонны.

В случае плоской задачи за исходное уравнение деформации поверхности основания принято уравнение Фламана

$$z_x = \frac{P}{\pi C} \ln(x - \xi) + D, \quad (10.21)$$

а в случае пространственной задачи — уравнение Буссинеска

$$z_x = P/(\pi CR), \quad (10.22)$$

где x — координата точки поверхности, в которой определена осадка, м; ξ — координата точки приложения силы P , м; D — постоянная интегрирования; $C = E/(1 - \nu^2)$ — коэффициент жесткости основания, кПа; R — расстояние от точки приложения силы P до точки, в которой определена осадка z_x , м.

При определении осадок поверхности основания от действия равномерно распределенных нагрузок уравнения (10.21) и (10.22) интегрируются по площади загрузки.

Решая дифференциальное уравнение изогнутой оси балки (10.18) совместно с одним из уравнений (10.21) или (10.22), находят реактивный отпор грунта по подошве гибкого фундамента, изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в его сечениях.

Практические расчеты ведутся чаще всего с использованием готовых таблиц, которые составлены для фундаментных балок различной относительной гибкости, при различном характере и размещении нагрузок.

Относительная гибкость фундаментной балки, работающей в условиях плоской задачи, характеризуется показателем гибкости t , определяемым по формуле (5.1):

$$t \approx 10E^3 / (E_{\pi} h^3).$$

Если фундаментная балка работает в условиях пространственной задачи, показатель гибкости определяется по формуле

$$t = \frac{\pi E^3 / b}{2(1 - \nu^2) E_{\pi} I'} \quad (10.23)$$

где E — модуль деформации грунта, кПа; ν — коэффициент Пуассона грунта; E_{π} — модуль упругости материала балки, кПа; l, b — полудлина и полуширина фундаментной балки, м; h — высота балки, м.

При $t < 1$ в случае плоской и $t \leq 0,5$ — пространственной задачи балки рассматриваются как абсолютно жесткие, деформациями изгиба при их расчете пренебрегают. В остальных случаях балки рассчитываются как гибкие.

Наиболее полно расчет фундаментных балок на упругом основании по гипотезе упругого полупространства по таблицам готовых расчетных величин приведен в монографии М. И. Горбунова-Посадова с соавторами (1984).

Длинные ленточные фундаменты под стены, а также полосы, работающие в условиях плоской задачи, можно рассчитать и другим методом, разработанным Б. Н. Жемочкиным и А. П. Синицыным*. Суть этого метода заключается в том, что между балкой и линейно деформируемым основанием вводятся абсолютно жесткие стержни, через которые балка опирается на основание. Поста-

* Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера. М., 1962.

новкой вертикальных стержней-связей ставится условие, что вертикальные перемещения балки и основания в местах этих стержней одинаковы. Затем стержни заменяются неизвестными силами и составляется система канонических уравнений, к которой добавляются два уравнения, вытекающие из условия равновесия. Решение системы уравнений с помощью ЭВМ позволяет определить эпюры реактивных давлений, а затем уже и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и прогибов (осадов). Этот метод особенно удобен для расчета балок, имеющих переменное сечение по длине.

Расчет плитных фундаментов. Сплошные фундаментные плиты под ряды колонн или под стены, а также под полы промышленных зданий и т. п. классифицируются как плиты большой протяженности. Для их расчета из фундамента выделяется полоса единичной ширины, которая рассматривается как гибкая фундаментная балка. Расчет часто ведется по методу упругого слоя ограниченной мощности*, суть которого заключается в следующем. При больших опорных площадях грунт под фундаментом сжимается в основном без возможности бокового расширения, что не учитывается в методах упругого полупространства. Чтобы приблизить расчетные условия к действительным, при больших опорных площадях используют схему, согласно которой основание представляет собой сжимаемый слой, подстилаемый несжимаемым основанием. Это позволяет получить более достоверные результаты. Трудность метода заключается в установлении толщины деформируемого слоя.

Глава 11

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

11.1. Классификация свай и свайных фундаментов

Основные положения. Классификация свай. В тех случаях, когда с поверхности залегают слои слабых грунтов, не обладающих достаточной несущей способностью, чтобы служить основанием для фундаментов мелкого заложения проектируемого сооружения, возникает необходимость передачи нагрузки на более плотные грунты, расположенные на некоторой глубине. В этих условиях чаще всего прибегают к устройству фундаментов из свай.

Свайей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт основания. Группы или ряды свай, объединенные поверху распределительной плитой или балкой, образуют свайный фундамент. Распределительные плиты и балки, выпол-

*Кращенинникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. М.— Л., 1964.

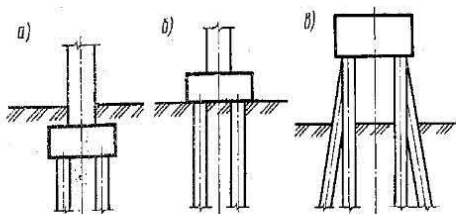


Рис. 11.1. Типы свайных ростверков:

а, б — низкий; в — высокий

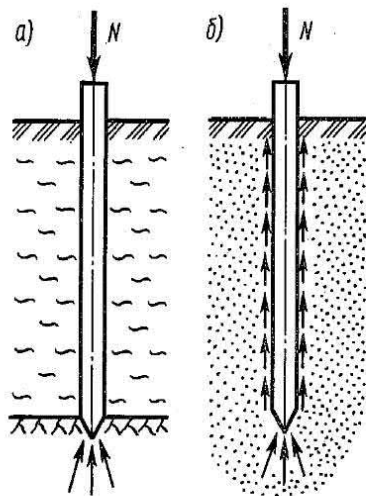


Рис. 11.2. Схемы передачи нагрузки сваями на грунты основания

ненные, как правило, из монолитного или сборного железобетона, называют ростверками. Ростверки воспринимают, распределяют и передают на сваи нагрузку от расположенного на фундаменте сооружения. Если ростверк заглублен в грунт и его подошва расположена непосредственно на поверхности грунта, то его называют низким свайным ростверком, если подошва ростверка расположена выше поверхности грунта — высоким свайным ростверком (рис. 11.1).

В настоящее время в строительстве применяется более 150 типов свай и их конструктивных видов, которые принято классифицировать по двум основным признакам: по характеру передачи нагрузки на грунт и по условиям изготовления свай.

По характеру передачи нагрузки на грунт сваи подразделяются на сваи-стойки и висячие сваи.

К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие толщу слабых грунтов и опирающиеся на практически несжимаемые скальные или малосжимаемые грунты (крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, глины твердой консистенции). Свая-стойка практически всю нагрузку на грунт передает через нижний конек, так как при малых вертикальных перемещениях сваи не возникают условия для проявления сил трения на ее боковой поверхности (рис. 11.2, а). Свая-стойка работает как сжатый стержень в упругой среде, ее несущая способность определяется или прочностью материала сваи, или сопротивлением грунта под ее нижним концом.

К висячим сваям относятся сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты. Под действием продольного усилия N висячая свая получает вертикальные перемещения, достаточные для возникновения сил

трения между сваей и грунтом. В результате нагрузка на основание передается как боковой поверхностью сваи, так и ее нижним концом (рис. 11.2, б). Несущая способность висячей сваи определяется суммой сопротивления сил трения по ее боковой поверхности и грунта под острием.

По условиям изготовления сваи делятся на две группы: сваи, изготавливаемые заранее на заводе или полигоне (предварительно изготовленные) и сваи, погружаемые в грунт, и сваи, изготавливаемые на месте, в грунте.

В зависимости от расположения свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, свайные кусты, ленточные свайные фундаменты и сплошные свайные поля (рис. 11.3).

Одиночные сваи применяют под отдельно стоящие опоры, когда несущей способности одной сваи достаточно для восприятия передаваемой на основание нагрузки. Разновидность одиночных свай, служащих одновременно и фундаментом, и колонной легкой надземной конструкции, называют свай-колонной. Свай-колонны широко применяют при строительстве легких сельскохозяйственных сооружений.

Свайным кустом принято называть фундамент, состоящий из группы свай. Число свай в кусте может быть различным, обычно не менее трех, хотя в отдельных случаях допускается устройство кустов и из двух свай. Свайные кусты устраивают под колонны сооружений и опоры, передающие значительные вертикальные нагрузки.

Если сваи в фундаменте расположены в один или несколько рядов, то такой фундамент называют ленточным свайным фундаментом. Ленточные свайные фундаменты устраивают под стены зданий и другие протяженные конструкции.

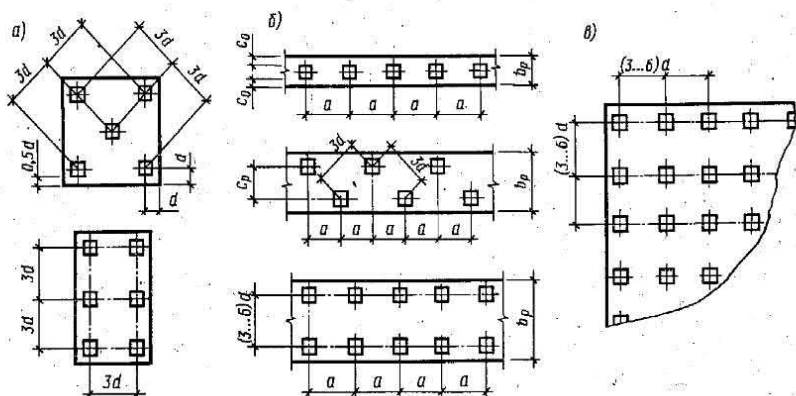


Рис. 11.3. Виды свайных фундаментов:

а — свайный куст; б — ленточный; в — сплошное свайное поле

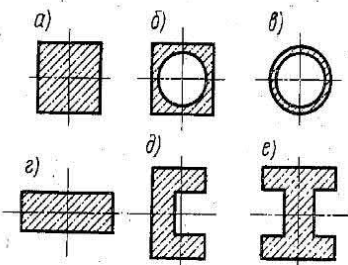


Рис. 11.4. Сечения железобетонных свай:

a — квадратной; *b* — квадратной с круглой полостью; *c* — круглой пустотелой; *d* — прямоугольной; *e* — тавровой; *e* — двутавровой

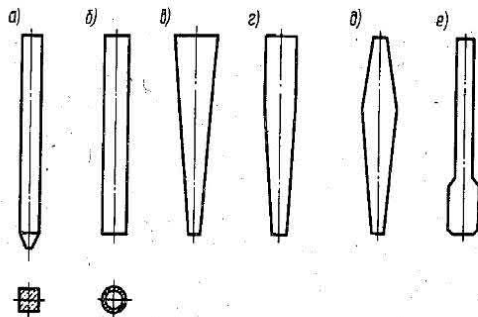


Рис. 11.5. Железобетонные сваи различного профиля:

a — призматические; *b* — цилиндрические; *c* — пирамидальные; *d* — трапецидальные; *e* — ромбовидные; *e* — с уширенной пятой

Если фундамент состоит из свай, расположенных в определенном порядке под всем сооружением, его называют сплошным свайным полем. Сплошные свайные поля устраивают под тяжелые сооружения башенного типа, имеющие ограниченные размеры в плане.

Конструкции предварительно изготовленных свай. Сваи, погружаемые в грунт в готовом виде, в зависимости от материала, из которого они изготавливаются, подразделяются на железобетонные, деревянные, стальные и комбинированные.

Железобетонные сваи, получившие наибольшее распространение в практике строительства, подразделяют:

по форме поперечного сечения — на квадратные, квадратные с круглой полостью; полые круглого сечения, прямоугольные, тавровые и двутавровые (рис. 11.4);

по форме продольного сечения — на призматические, цилиндрические, с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецидальные, ромбовидные), сваи с уширенной пятой (рис. 11.5);

по способу армирования — на сваи с ненапрягаемой и предварительно напряженной продольной арматурой, с поперечным армированием и без него;

по конструктивным особенностям — на сваи цельные и составные.

Наиболее часто в настоящее время применяют призматические сваи сплошного квадратного сечения, квадратного сечения с круглой полостью и полые цилиндрические (рис. 11.6).

Сваи сплошного квадратного сечения выпускают сечением от $0,2 \times 0,2$ до $0,4 \times 0,4$ м и длиной 3...16 м с ненапрягаемой арматурой, 3...20 м — с напрягаемой. При необходимости увеличения длины свай их стыкуют из нескольких звеньев, применяя стыковочные соединения различного типа (болтовые, сварные, клеевые и т. д.).

В практике известны случаи применения составных свай длиной до 100 м.

Сваи сплошного квадратного сечения применяют в любых сжимаемых грунтах без твердых включений для передачи на основания вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок.

Сваи квадратного сечения с круглой полостью выпускают сечением от $0,25 \times 0,25$ до $0,4 \times 0,4$ м и длиной 3...8 м. Использование таких свай позволяет снизить расход цемента на 15...25%, арматуры — на 40...60%, но область их применения ограничена вдавливающими нагрузками до 500 кН и горизонтальными до 15 кН.

Полые круглые сваи в зависимости от диаметра ствола подразделяют на два вида: диаметром 0,4...0,8 м — полые круглые сваи, диаметром более 0,8 м — сваи-оболочки.

Полые круглые сваи изготавливают цельными (из одного звена) или составными (из нескольких звеньев), соединяемыми болтами или сваркой. Длина одного звена 4...8 м, длина составной сваи до 40 м. Сваи диаметром до 0,6 м выпускают с закрытым нижним концом.

Полые круглые сваи рекомендуется применять в слабых грунтах мощностью более 12 м и при передаче на сваю больших (более 100 кН) горизонтальных нагрузок.

Промышленностью выпускаются также сваи прямоугольного сплошного сечения размером 25×35 см длиной до 12 м, область применения которых такая же, как и свай сплошного квадратного сечения.

Типовые конструкции свай таврового и двутаврового сечений не разработаны. Изготовление этих свай производится по индивидуальным рабочим проектам, и применение их на практике ограничено.

В последнее время все большее распространение находят пира-

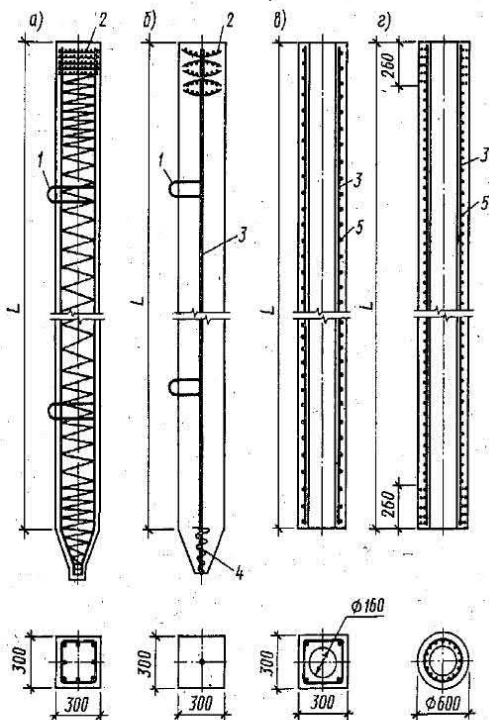


Рис. 11.6. Конструкция железобетонных свай:

a — призматическая с поперечным армированием ствола; *б* — то же, без поперечного армирования ствола; *в* — то же, с круглой полостью; *г* — поляя круглая; 1 — строповочная петля; 2 — арматурные сетки головы; 3 — продольная арматура; 4 — спираль острия; 5 — поперечная спиральная арматура

мидальные сваи. Они изготавливаются ненапрягаемыми с поперечным армированием ствола и с напрягаемым центральным стержнем без поперечного армирования, с углом наклона боковых граней от 1 до 13°. Пирамидальные и трапецеидальные сваи, позволяющие за счет наклона боковых граней полнее использовать несущую способность грунта, рекомендуется применять только как висячие при передаче на них преимущественно вертикальных вдавливающих нагрузок.

Значительно реже применяют ромбовидные сваи и сваи с уширенной пятой (булавовидные). Ромбовидные сваи используют в грунтах, подверженных морозному пучению. Сваю погружают в грунт таким образом, чтобы ее уширенная часть находилась несколько ниже границы промерзания грунта. Сваи с уширенной пятой находят применение при устройстве фундаментов на слабых водонасыщенных грунтах. Целесообразна прорезка сваей слабых грунтов с заглублением уширенного нижнего конца в прочный подстилающий слой.

Деревянные сваи. Простейшая конструкция деревянной сваи представляет собой бревно с заостренным нижним концом. Верхний конец сваи снабжается стальным кольцом — бугелем, защищающим его от размочаливания во время забивки. При погружении сваи в грунты с твердыми включениями на ее нижнем конце закрепляют стальной башмак.

Преимуществом деревянных свай являются простота изготовления и небольшой вес, что облегчает их погружение в грунт. Недостатками — небольшая несущая способность, трудность погружения в плотные грунты и опасность гнивания древесины в условиях переменной влажности. По этим причинам деревянные сваи имеют ограниченное применение.

Стальные сваи. Стальные сваи делят на трубчатые и шпунтовые. Трубчатые сваи изготавливают из стандартных стальных труб диаметром 0,2...0,8 м, шпунтовые — из стального шпунта различного профиля (см. рис. 14.4). В качестве стальных свай используют также двутавровые балки, швеллеры и другие прокатные профили. Если после погружения в грунт стальная трубчатая свая заполняется бетоном, ее называют трубобетонной.

Преимуществом стальных свай является возможность наращивания сваркой их длины по мере погружения в грунт, основным недостатком — подверженность коррозии, особенно в агрессивных водных средах. Для защиты от коррозии поверхность сваи покрывают битумом, суриком или эпоксидными смолами.

Стальные сваи рекомендуется применять в сложных для забивки грунтовых условиях (включения валунов, гальки и т. п.).

Комбинированные сваи. Комбинированные сваи представляют собой сваи, составленные по длине из двух различных материалов. Чаще всего это комбинация деревянной части, которая помещается ниже уровня подземных вод, с бетонной или железобетон-

ной верхней частью. Возможны сочетания железобетонных оболочек большого диаметра в верхней части с металлическими или железобетонными сваями внизу.

Способы погружения предварительно изготовленных свай в грунт. В настоящее время применяют следующие способы погружения предварительно изготовленных свай в грунт: забивка, вибропогружение, вдавливание и ввинчивание.

Забивка свай в грунт осуществляется сваебойными молотами. Для защиты материала головы сваи от разрушения ударами молота на нее надевают металлический наголовник с деревянными или резиновыми прокладками, смягчающими удар.

Молоты для забивки свай подразделяют на механические (подвесные), паровоздушные, дизельные и электрические (вибромолоты).

Наиболее простыми являются механические, которые представляют собой чугунную или стальную болванку весом до 60 кН с петлей для подъема и направляющими, обеспечивающими ее перемещение строго вдоль стрелы копра (рис. 11.7). Работа молота заключается в его периодическом подъеме на определенную высоту (обычно 2...3 м) и последующем свободном падении на голову сваи. Главным недостатком механических молотов является их низкая производительность.

Более производительными являются паровоздушные и дизельные молоты, где в качестве энергии привода используется пар или сжатый воздух. Они подразделяются на молоты простого и двойного действия. В молотах простого действия энергия привода используется только для подъема ударной части, которая затем свободно падает и производит удар по свае. В молотах двойного действия энергия привода идет как на подъем ударной части, так и на ее движение вниз, в результате чего увеличивается сила удара.

Для эффективной забивки вес ударной части молотов одиночного действия, к которым относятся и механические, при длине свай

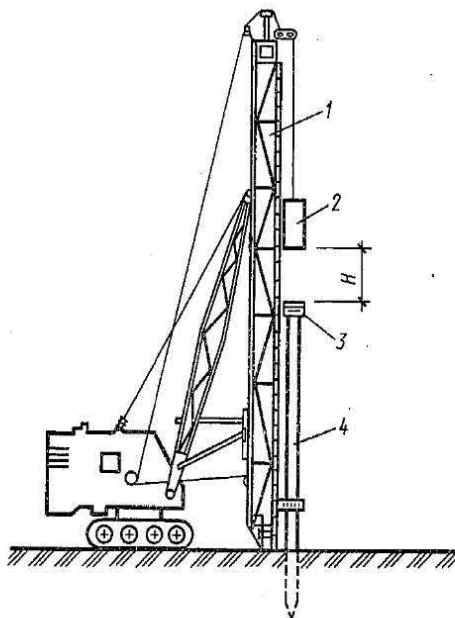


Рис. 11.7. Забивка свай механическим молотом:

1 — мачта копра; 2 — подвесной молот; 3 — металлический наголовник; 4 — свая

12 м и более должен быть не менее веса сваи с наголовником, а при длине сваи до 12 м — больше этого веса на 20...25%.

К вибромолотам относятся молоты ударно-вибрационного действия, в которых наряду с периодическими ударами по свае на нее передаются вертикальные колебания, создаваемые вибратором.

При забивке свай в обезвоженные плотные песчаные и супесчаные грунты для повышения производительности забивки осуществляется подмыв. Сущность подмыва заключается в том, что к нижнему концу сваи подается по трубам под большим напором вода, которая, размывая грунт, значительно уменьшает сопротивление ее погружению. Иногда для уменьшения сопротивления грунта погружению свай, например в промерзший грунт, их забивают в предварительно пробуренные лидерные скважины. Глубина скважины назначается опытным путем, но не более 0,9 длины сваи. Диаметр скважины принимается не более диагонали поперечного сечения сваи.

Вибропогружение свай наиболее эффективно при насыщенных водой песках. В этом случае вертикальные колебания, создаваемые вибратором, передаются через сваю грунту, который разжижается, что приводит к резкому уменьшению сил трения на боковой поверхности сваи и она легко погружается в грунт. После прекращения работы вибратора структура грунта быстро восстанавливается и трение на боковой поверхности сваи увеличивается.

Вдавливание свай осуществляется с помощью мощных гидродомкратов и применяется тогда, когда нельзя использовать забивку или вибропогружение (устройство свайных фундаментов вблизи существующих сооружений или в грунтах, уплотняющихся под действием колебаний). Вдавливание свай применяется также при усилении существующих фундаментов, когда воздействие динамических или вибрационных нагрузок может отрицательно сказаться на состоянии строительных конструкций.

Ввинчивание свай, снабженных на конце винтовыми лопастями (винтовые сваи), осуществляется особыми механизмами, называемыми кабестанами.

Сваи, изготавливаемые в грунте (набивные сваи). Их изготавливают из бетона, железобетона или цементно-песчаного раствора. Конструкция набивных свай, которые имеют, как правило, цилиндрическую форму, может предусматривать уширение нижнего конца, что значительно повышает их несущую способность.

По способу изготовления набивные сваи можно разделить на три основных типа: сваи без оболочки, сваи с оболочкой, извлекаемой из грунта, и сваи с неизвлекаемой оболочкой.

Сваи без оболочек применяют в связных сухих и маловлажных грунтах, где можно осуществлять бурение без крепления стенок скважин. Изготовление свай производится в следующем порядке: в грунте буровой установкой пробуривается скважина и, если это предусмотрено проектом, специальной фрезой-уширителем разбуривается полость для устройства уширенной пяты сваи. В необ-

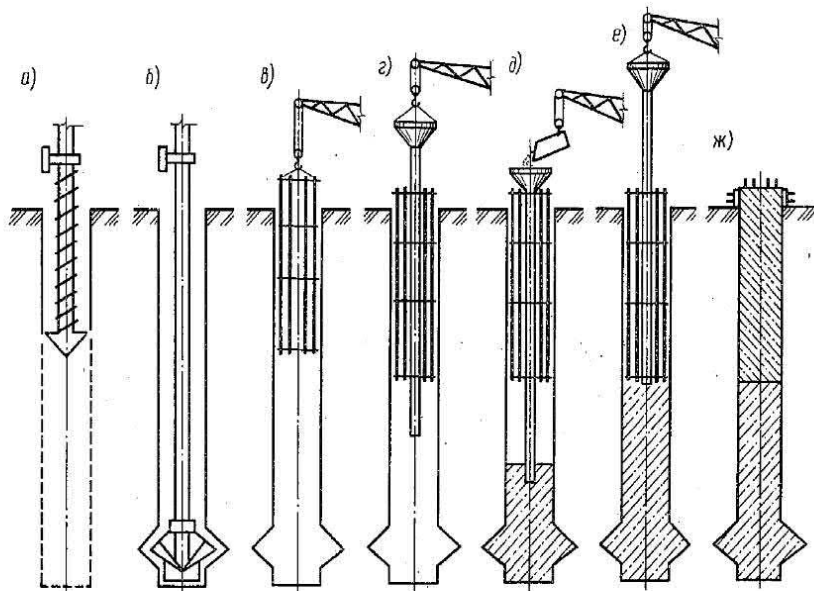


Рис. 11.8. Последовательность изготовления набивных свай без оболочек:

a — бурение скважины; *б* — устройство уширения механическим способом; *в* — установка арматурного каркаса; *г* — опускание в скважину бетонолитной трубы; *д* — заполнение скважины бетонной смесью; *е* — извлечение бетонолитной трубы с вибрацией; *ж* — формирование головы сваи в инвентарном кондукторе

ходимых случаях в готовую скважину устанавливают арматурный каркас (рис. 11.8). В зависимости от инженерно-геологических условий, особенностей проектируемого сооружения и внешних нагрузок, передаваемых на фундаменты, набивные сваи армируются на полную длину, на часть длины или только в верхней части для связи с ростверком. Затем скважина бетонируется методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Поданная в скважину бетонная смесь уплотняется с помощью вибратора, закрепленного на бетонолитной трубе, которая извлекается из скважины по мере бетонирования. После окончания бетонирования в специальном инвентарном кондукторе формируется голова сваи. По описанной технологии изготавливают сваи и буровые опоры (см. § 13.3) диаметром 0,4...1,2 м длиной до 30 м.

В водонасыщенных глинистых грунтах проходку скважин для устройства безоболочковых свай производят под защитой глинистого раствора, который, создавая избыточное давление в скважине, препятствует обрушению ее стенок. После выполнения буровых работ в забой скважины через бетонолитную трубу подается бетонная смесь, которая вытесняет раствор глины.

Набивную сваю, скважина под которую получена бурением, принято называть буронабивной сваем. Кроме бурения скважину

можно также пробить в грунте инвентарным сердечником, трубой с закрытым нижним концом или вытрамбовать специальной трамбовкой. Такой способ формирования скважин приводит к значительному уплотнению грунта основания, что повышает несущую способность изготовленных свай, которые называют набивными сваями в уплотненном основании. В зависимости от способа производства работ их подразделяют на набивные виброштампованные и набивные в выштампованном ложе.

Набивные виброштампованные сваи изготовляют в скважине, пробитой инвентарным сердечником, путем заполнения ее жесткой бетонной смесью, уплотнение которой производится виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибратором.

Набивные в выштампованном ложе сваи изготовляют в скважине пирамидальной или конусной формы, вытрамбованной трамбовкой, с последующим заполнением ее бетонной смесью.

Разновидностью буронабивных свай являются и буронабейные сваи, которые устраивают путем заполнения вертикальных или наклонных скважин цементно-песчаным раствором под давлением, в результате чего получается очень неровная поверхность, обеспечивающая хорошее сцепление свай с окружающим грунтом. Сваи имеют арматурный каркас, который позволяет им воспринимать не только сжимающие, но и растягивающие усилия и моменты. Малый диаметр (80...250 мм) при большой длине (до 30 м) и неровная поверхность придают этим сваям сходство с корнями деревьев, поэтому их еще называют корневидными сваями. Их используют для усиления фундаментов существующих зданий, создания свайных стен в грунте или в качестве анкеров при испытаниях свай вертикальной статической нагрузкой (см. § 11.3). Технологической особенностью таких свай при усилении фундаментов является то, что скважины бурят прямо сквозь старую кладку, в которую заделывают голову свай на длину не менее 10 ее диаметров.

Сваи с извлекаемой оболочкой можно применять практически в любых геологических и гидрогеологических условиях, поскольку используемые для их изготовления инвентарные обсадные трубы защищают стенки пройденной скважины от обрушения.

Простейшим видом свай с извлекаемой оболочкой является свая, предложенная в 1899 г. инженером А. Э. Страусом. Для изготовления такой сваи в грунт в процессе бурения скважины погружается обсадная труба (рис. 11.9). После ее погружения до проектной отметки в скважину порциями с интенсивным трамбованием подается бетонная смесь. По мере заполнения полости бетонной смесью обсадная труба извлекается. Образовавшаяся при трамбовании неровная боковая поверхность сваи способствует увеличению ее несущей способности.

Конструкции свай с извлекаемой оболочкой и технология их изготовления постоянно совершенствуются. В настоящее время ши-

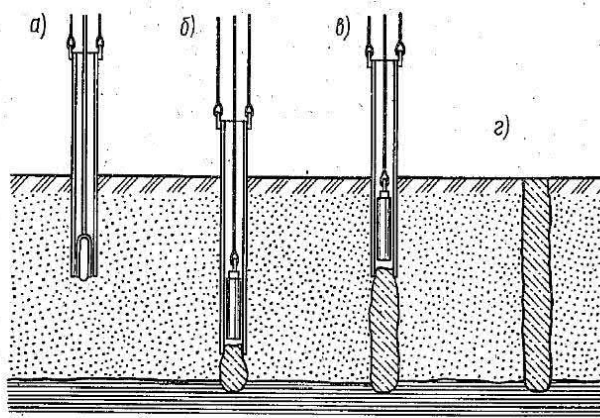


Рис. 11.9. Последовательность изготовления свай Страуса:

a — бурение скважины под защитой обсадной трубы; *б, в* — соответственно бетонирование с трамбованием и постепенным извлечением обсадной трубы; *г* — готовая свая

роко применяются инвентарные обсадные трубы, нижний конец которых при погружении закрывается чугунным или железобетонным съемным башмаком, который при подъеме трубы остается в грунте, образуя острие свай. В сваях типа Франки роль башмака выполняет бетонная пробка, которая заполняет нижний конец обсадной трубы. Погружение трубы в грунт производится сильными ударами по пробке специальной трамбовкой. На проектной отметке трубу удерживают тросами от дальнейшего погружения, а пробка частично выбивается в грунт, образуя уширенную грушевидную пятую в 1,5...2 диаметра трубы.

Сваи с неизвлекаемой оболочкой применяют, когда отсутствует возможность качественного изготовления свай с извлекаемой оболочкой. Такие условия создаются на площадках, сложенных водонасыщенными глинистыми грунтами текучей консистенции с прослойками песков и супесей, где под напором подземных вод ствол свай на отдельных участках может быть разрушен во время твердения бетонной смеси.

Сваи с неизвлекаемой оболочкой стоят дорого и используются в основном в гидротехническом и транспортном строительстве.

11.2. Взаимодействие свай с окружающим грунтом

Взаимодействие свай с окружающим грунтом носит сложный характер и зависит как от процессов, происходящих в грунте при устройстве свайных фундаментов, так и при их работе под действием эксплуатационных нагрузок. Эти процессы оказывают влияние на несущую способность и осадки свайного фундамента, от их правильного учета во многом зависит

точность расчета и экономическая эффективность применения свай.

Процессы, происходящие в грунте при устройстве свайных фундаментов, по данным исследований В. Н. Голубкова, А. А. Луги, Б. И. Далматова и др., зависят от типа свай, грунтовых условий, технологии погружения и изготовления свай и т. п. Так, сплошная свая при погружении вытесняет объем грунта, равный ее объему, в результате чего грунт около свай уплотняется, а часть его вытесняется вверх, вызывая подъем поверхности грунта вокруг свай. В рыхлых песках и песках средней плотности, а также в ненасыщенных водой глинистых грунтах, уплотнение которых протекает быстро, перемещение грунта вверх незначительно и приводит лишь к небольшому подъему поверхности грунта. В водонасыщенных глинах и суглинках уплотнение происходит только в результате отжима воды из пор грунта и, поскольку этот процесс протекает медленно, за время погружения свай грунт не успевает уплотниться и большая его часть вытесняется вверх, что сопровождается значительным подъемом поверхности грунта в пределах свайного поля.

Зона уплотнения грунта вокруг забивных свай сплошного сечения имеет радиус порядка трех диаметров свай. Откопка опытных свай показала, что эта зона неоднородна: непосредственно около свай грунт имеет нарушенную структуру и сильно уплотнен, по мере удаления от свай структура и плотность грунта приближаются к естественной. Под нижним концом свай зона уплотненного грунта имеет форму, близкую к сферической, и распространяется на глубину до 3...4 диаметров свай. Если по проекту нижние концы свай забиваются в плотные пески, то, как показали опыты Х. Кишиды (Япония) и А. В. Пилягина, наблюдается обратное явление — разуплотнение грунта.

Учитывая явление уплотнения грунта при погружении свай, рекомендуют такую последовательность их забивки. Во всех случаях, а в плотных грунтах особенно, забивку следует вести от середины свайного поля к его периметру. Если это правило не соблюдается, средние сваи не всегда удастся погрузить до заданной глубины из-за сильного уплотнения грунта, вызванного забивкой предыдущих свай.

При забивке полых свай образовавшаяся уже в начале погружения грунтовая пробка приводит к формированию конусообразного грунтового ядра, играющего роль заострения сплошной свай. В результате характер деформации грунта вокруг полых свай будет таким же, как и вокруг сплошной. Если в процессе погружения грунт удаляется из полых свай, уплотнение окружающего грунта будет незначительным и он сохранит структуру, близкую к природной.

В случае свай, изготовленных на месте, процессы, происходящие в грунте, зависят от применяемой технологии. Если при устройстве скважины используется бурение, это не приводит к изменению плотности и структуры грунта вокруг свай. Если же скважина

формируется внедрением инвентарной трубы или каким-либо другим способом, сопровождающимся отжатием грунта в стороны, то характер деформации грунта вокруг сваи будет примерно таким же, как и вокруг сплошной сваи.

Как показала практика, изменение структуры и плотности грунта при забивке сваи может сопровождаться временным увеличением или уменьшением сопротивления сваи ее погружению. Здесь большое значение имеют не только свойства самого грунта, но и способы погружения сваи.

Как правило, при забивке свая сначала погружается в грунт очень легко и быстро. По мере погружения возрастают силы трения по ее боковой поверхности и сопротивление грунта под нижним концом. В результате скорость погружения замедляется. При молотах ударного действия скорость погружения сваи принято характеризовать величиной ее погружения от одного удара, называемой отказом сваи. По величине отказа, который замеряется при достижении сваей проектной отметки, можно судить о ее сопротивлении, поскольку чем меньше отказ, тем, очевидно, больше несущая способность сваи. Однако для правильной оценки несущей способности сваи по величине отказа следует учитывать ряд специфических процессов, происходящих в окружающем грунте при ее забивке.

При забивке сваи в маловлажные пески плотные и средней плотности под нижним концом сваи образуется переуплотненная упругая зона, препятствующая погружению, что приводит к быстрому уменьшению отказа сваи вплоть до нулевого значения и дальнейшая попытка забить сваю может привести к разрушению ее ствола. Если прекратить забивку, то через некоторое время в результате релаксации напряжений сопротивление грунта под нижним концом сваи снизится. Поэтому, если через несколько дней снова возобновить забивку, свая опять начнет легко погружаться в грунт.

Описанное явление носит название ложного отказа, время, необходимое для релаксации напряжений, называется отдыхом сваи, а отказ, определенный после отдыха сваи и характеризующий ее действительную несущую способность, — действительным отказом.

Продолжительность отдыха для песчаных грунтов составляет 3...5 сут.

Образования переуплотненной зоны грунта, препятствующей погружению сваи, можно избежать применяя молоты двойного действия или вибропогружатели. При сотрясениях грунта, вызываемых частыми ударами молотов двойного действия, уплотненная зона грунта под нижним концом сваи практически не образуется, а при вибрации, создаваемой вибропогружателем, резко снижаются силы внутреннего трения в песке и он становится подвижным, приобретая свойства жидкости.

При забивке сваи в глинистые грунты часть связной воды переходит в свободную, грунт на контакте со сваей разжижается (тик-

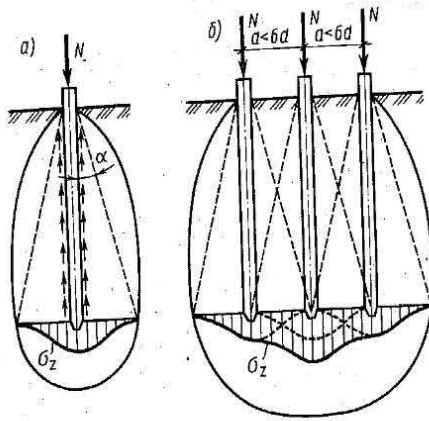


Рис. 11.10. Схемы передачи нагрузки на грунт основания:
 а — одиночной свай; б — группой свай

сотропное разжижение структуры) и сопротивление погружению свай снижается. Если прекратить забивку, то через некоторое время структура грунта восстанавливается и несущая способность свай значительно возрастает. Это явление называют засасыванием свай. Практика показала, что для получения действительного отказа в глинистых грунтах необходим отдых свай, продолжительность которого составляет для супесей 5...10 сут; для суглинков — 15...20 сут, для глин — 25...30 сут и более.

Тиксотропные явления при забивке свай в глинистые грунты можно в значительной мере снизить, если погружение производить молотами одиночного действия с большим весом ударной части и небольшой частотой ударов.

При погружении свай в гравелистые и не насыщенные водой глинистые грунты отдых свай мало влияет на величину отказа, т. е. не приводит к изменению несущей способности свай.

Процессы, происходящие в грунте при работе свай под нагрузкой, не менее сложны, особенно в случае висячих свай.

Известно, что вертикальная нагрузка, воспринимаемая висячей свай, передается на грунт через ее боковую поверхность и нижний конец. В результате в грунте вокруг свай возникает напряженная зона, имеющая сложное криволинейное очертание (рис. 11.10, а). Эпюра вертикальных нормальных напряжений σ_z на уровне нижнего конца свай имеет выпуклую форму. Принято считать, что напряжения σ_z распределяются по площади, равной основанию конуса, образующая которого составляет со свайей угол α , зависящий от сил трения грунта по ее боковой поверхности.

При редком расположении свай в кусте напряженные зоны грунта вокруг них не пересекаются и все свай работают независимо, как одиночные. При небольшом расстоянии между сваями (как показали опыты, менее $6d$, где d — диаметр свай) происходит наложение напряжений, вследствие чего давление на грунт в уровне нижних концов свай возрастает (рис. 11.10, б). Одновременно с увеличением давления под кустом свай формируется и значительно большая по сравнению с одиночной свайей общая активная зона сжатия грунта. Вследствие этих двух причин при одинаковой нагрузке осадка свай куста при совместной работе свай будет всегда заметно превышать осадку одиночной свай.

Что касается несущей способности свай куста, то, с одной сторо-

ны, дополнительное уплотнение грунта, вызванное забивкой соседних свай, приводит к ее увеличению, а с другой — осадка грунта межсвайного пространства в результате совместной работы свай и осадки грунта под подошвой ростверка приводит к ее уменьшению, поскольку снижаются силы трения по боковым поверхностям свай. Что в итоге больше скажется на несущей способности сваи куста, зависит от многих условий и не всегда легко прогнозируется. Однако опыт показывает, что в глинистых грунтах, а также мелких и пылеватых песках несущая способность сваи в кусте, как правило, уменьшается по сравнению с несущей способностью одиночной сваи, а в песках крупных и средней крупности — увеличивается.

Описанные следствия совместной работы свай в кустах принято называть кустовым эффектом. Кустовой эффект проявляется не только при вертикальных, но и при других видах нагрузок на фундаменты, например горизонтальных. Влияние кустового эффекта на работу свайных фундаментов сложно, иногда противоречиво и требует тщательного экспериментального изучения.

Изменение начальных свойств грунтов при погружении свай, зависимость этих изменений от технологии устройства свайных фундаментов и используемого оборудования, взаимное влияние свай при их совместной работе в кустах, включение в ряде случаев в работу низкого ростверка и многое другое предопределили чрезвычайно сложный характер взаимодействия свай с грунтовым основанием, не поддающийся строгому математическому описанию. Поэтому для решения практических задач фундаментостроения действительные условия совместной работы свай и грунтового основания как единого комплекса заменяют расчетными схемами и моделями, содержащими различные упрощающие допущения и предположения. Естественно, что по мере накопления и обобщения опытных данных и совершенствования аналитических методов исследований применяемые в настоящее время на практике условные схемы и методы расчета развиваются. Это позволяет снизить заложенные в них «запасы на незнание», расширить область эффективного применения свай и сделать свайные фундаменты более дешевыми и конкурентоспособными по сравнению с другими типами фундаментов.

11.3. Расчет несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок

Свай-стойки. Поскольку потеря несущей способности свай-стойкой может произойти либо в результате разрушения грунта под ее нижним концом, либо в результате разрушения самой сваи, ее расчет на вертикальную нагрузку проводится по двум условиям: по условию прочности материала ствола сваи и по условию прочности грунта под нижним концом сваи. За несущую способность сваи в проекте принимается меньшая величина.

По прочности материала сваи рассчитываются как центрально

сжатые стержни. При низком ростверке расчет ведется без учета продольного изгиба сваи, за исключением случаев залегания с поверхности мощных слоев очень слабых грунтов (торф, ил), а при высоком ростверке — с учетом продольного изгиба на участке сваи, не окруженном грунтом.

Несущая способность по материалу F_{dm} наиболее широко применяемых в строительстве железобетонных призматических свай рассчитывается по формуле

$$F_{dm} = \varphi(\gamma_c \gamma_m R_b A + \gamma_a R_s A_a), \quad (11.1)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, обычно принимаемый $\varphi = 1$; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,85 для свай сечением менее $0,3 \times 0,3$ м и $\gamma_c = 1$ — для свай большего сечения; γ_m — коэффициент условий работы бетона, принимаемый $\gamma_m = 1$ для всех видов свай, кроме буронабивных, для которых: $\gamma_m = 0,9$ в случае, если при бурении скважин и изготовлении свай используются извлекаемые обсадные трубы и отсутствует вода в скважинах, и $\gamma_m = 0,8$ в том же случае, но при бетонировании под водой; $\gamma_m = 0,7$ в грунтах, бурение скважин и изготовление свай в которых ведется под глинистым раствором; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависящее от его класса, кПа; A — площадь поперечного сечения свай, м^2 ; γ_a — коэффициент условий работы арматуры, принимаемый $\gamma_a = 1$; R_s — расчетное сопротивление сжатию арматуры, кПа, принимаемое по СНиП 2.02.01 — 84; A_a — площадь сечения арматуры, м^2 .

По прочности грунта под нижним концом сваи несущая способность F_d свай-стойки определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (11.2)$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы сваи в грунте; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; A — площадь опирания сваи на грунт, м^2 .

Расчетное сопротивление грунта R для всех видов забивных свай принимается равным 20 МПа. Для набивных свай, если они опираются на прочную скальную породу, R определяется по формуле

$$R = R_{c, n} / \gamma_g, \quad (11.3)$$

а для свай, заделанных в невыветрелую скальную породу на глубину не менее 0,5 м, — по формуле

$$R = (R_{c, n} / \gamma_g) (l_d / d_f + 1,5), \quad (11.4)$$

где $R_{c, n}$ — нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа; $\gamma_g = 1,4$ — коэффициент надежности по грунту; l_d — глубина заделки

свай в скальный грунт, м; d_f — наружный диаметр заделанной в скальный грунт части свай, м.

Если в основании набивных свай залегают грунты, вскрытие которых при устройстве скважины приводит к их разуплотнению (плотные пылеватоглинистые или выветрелые скальные), то для них расчетное сопротивление R устанавливается только по результатам испытаний штампами или по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Висячие сваи. Расчет несущей способности вертикально нагруженных висячих свай производится, как правило, только по прочности грунта, так как по прочности материала свай она всегда заведомо выше.

Сопротивление висячей сваи по грунту принято определять либо расчетом по таблицам СНиП 2.02.03 — 85, либо по результатам полевых исследований.

Расчет по таблицам СНиПа, широко применяемый в практике проектирования и известный под названием «практического метода», позволяет определять несущую способность свай по данным геологических изысканий. К полевым исследованиям относятся испытания свай динамическими и статическими нагрузками, а также испытания грунтов статическим зондированием и эталонной свай.

Практический метод. Сжимающие нагрузки. Практический метод определения несущей способности висячей сваи базируется на обобщении результатов испытаний большого числа обычных и специальных свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтовых условиях с целью установления предельных значений сил трения, возникающих между свайей и окружающим грунтом, и предельного сопротивления грунта под ее концом. В результате составлены таблицы расчетных сопротивлений грунтов, которые позволяют определить сопротивление боковой поверхности и нижнего конца свай и, просуммировав полученные значения по формуле (11.5), найти ее несущую способность F_d (кН):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (11.5)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте; γ_{cR} , γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта (табл. 11.3); R — расчетное сопротивление под нижним концом свай, кПа, принимаемое по табл. 11.1; A — площадь поперечного сечения свай, м²; u — периметр поперечного сечения свай, м; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности свай, кПа, принимаемое по табл. 11.2; h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м (рис. 11.11).

В формуле (11.5) первое слагаемое представляет сопротивление нижнего конца свай, второе — сопротивление боковой поверхности.

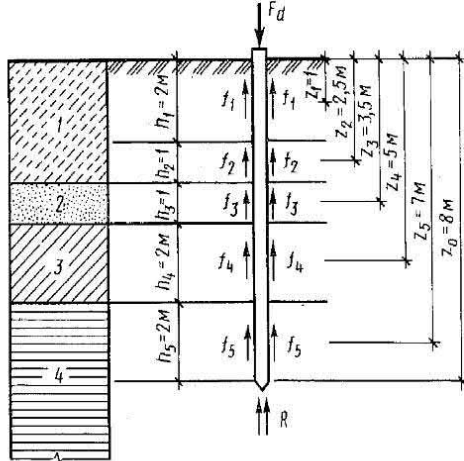


Рис. 11.11. Расчетная схема к определению несущей способности свай практическим методом

При определении несущей способности свай практическим методом особое внимание надо уделять правильности оценки физико-механических свойств грунтов, особенно показателя текучести глинистых, который оказывает значительное влияние на результат расчета.

По формуле (11.5) рассчитывают сваи постоянного сечения по длине или булавовидные. При расчете булавовидных свай за периметр u на участке ствола принимают периметр его поперечного сечения, а на участке уширения — периметр поперечного сечения уширения.

Таблица 11.1. Расчетные сопротивления грунта R , кПа, под нижним концом забивных свай

Глубина погружения нижнего конца свай z_0 , м	R для песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	R для глинистых грунтов с показателем текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	4300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой — для глинистых. 2. Для промежуточных глубин z_0 и промежуточных значений показателя текучести I_L значения R определяют интерполяцией. 3. Для плотных песков значения R следует увеличить на 100%, если плотность устанавливалась по данным статического зондирования, и на 60%, но не более 20 МПа, если по другим видам инженерных изысканий.

Таблица 11.2. Расчетные сопротивления грунта f_i , кПа, по боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта z_i , м	f_i для песчаных грунтов средней плотности									
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—						
				f_i для глинистых грунтов с показателем текучести I_L						
0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0		
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2	
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7	
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7	

Примечания: 1. Для промежуточных глубин z_i и промежуточных значений показателя текучести I_L значения f_i определяют интерполяцией. 2. Для плотных песков значения f_i необходимо увеличить на 30%. 3. Толщину слоев при членении толщи грунтов для определения f_i следует принимать не более 2 м.

Таблица 11.3. Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай

Способы погружения свай и виды грунтов	γ_{cR}	γ_{cf}
1. Погружение забивкой свайными молотами и вдавливанием сплошных и полых с закрытым нижним концом свай	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной свай	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной свай	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра круглой свай	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение и виброудавливание свай в грунты		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0

Примечание. Более полные данные о коэффициентах γ_{cR} и γ_{cf} приведены в СНиП

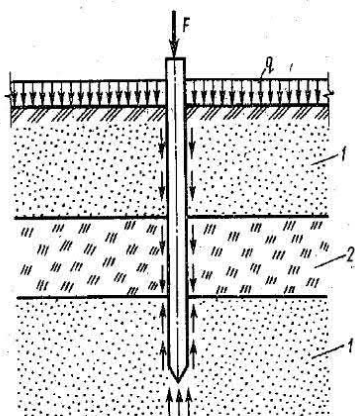


Рис. 11.12. Развитие отрицательных сил трения на боковой поверхности сваи:

1 — песчаный грунт средней плотности; 2 — слой торфа

бопроводов и ЛЭП, анкерные устройства и т. п.), то ее несущая способность F_{du} определяется только сопротивлением трению по боковой поверхности и рассчитывается по формуле

$$F_{du} = \gamma_c \mu \sum \gamma_c f_i h_i \quad (11.6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый $\gamma_c = 0,6$ для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м, $\gamma_c = 0,8$ на глубину 4 м и более; остальные обозначения те же, что и в формуле (11.5).

Учет отрицательных сил трения на боковой поверхности сваи. Если в силу тех или иных причин осадка окружающего сваю грунта будет превышать осадку самой сваи, то на ее боковой поверхности возникнут силы трения, направленные не вверх, как обычно, а вниз. Такое трение называют отрицательным трением.

Отрицательное трение может возникнуть при различных обстоятельствах. Обычно это происходит при загрузке поверхности грунта около сваи длительно действующей нагрузкой (планировка территории подсыпкой, нагружение пола по грунту полезной нагрузкой и т. д.). Вероятность возникновения отрицательного трения значительно возрастает, если в пределах глубины погружения сваи имеется слой слабых сильносжимаемых грунтов, например торфа. Деформация слоя торфа может быть настолько большой, что вышележащие слои грунта зависнут на свае, дополнительно пригружая ее (рис. 11.12).

Несущая способность сваи с учетом сил отрицательного трения определяется по той же формуле (11.5), но при этом расчетное сопротивление f_i для грунта, расположенного выше слоя торфа,

Несущую способность пирамидальных и ромбовидных свай определяют с учетом дополнительного сопротивления грунта, вызванного наклоном боковых граней свай и зависящего от модуля его деформации. Методика расчета таких свай практическим методом изложена в СНиП 2.02.03 — 85.

Несущую способность висячих свай, изготовленных в грунте, также можно рассчитывать по формуле (11.5), но при других значениях входящих в нее коэффициентов и расчетных сопротивлений грунтов (см. СНиП 2.02.03 — 85).

Выдергивающие нагрузки. Если свая работает на выдергивающую нагрузку (опоры технологических тру-

принимается равным значению, указанному в табл. 11.2, но со знаком минус, а для торфа — минус 5 кПа. Если вероятность возникновения или полной реализации сил отрицательного трения невелика, например при небольшой высоте подсыпки, то значения f_i для грунтов, расположенных выше слоя торфа, умножают на коэффициент 0,4. Подробно методика учета сил отрицательного трения для различных условий его возникновения изложена в СНиП 2.02.03 — 85.

Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований. Определенная при испытании сваи статической или динамической нагрузкой величина ее предельного сопротивления является частным значением и обозначается через F_u . Чтобы избежать случайного результата, проводят ряд испытаний свай в одинаковых грунтовых условиях и после статистической обработки полученных результатов в соответствии с ГОСТ 20522 — 75 находят нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u, n}$. Тогда по известной величине $F_{u, n}$ несущая способность сваи F_d определяется из выражения

$$F_d = \gamma_c F_{u, n} / \gamma_g, \quad (11.7)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для сжимающих и горизонтальных нагрузок $\gamma_c = 1$; для выдергивающих нагрузок — как в формуле (11.6); γ_g — коэффициент надежности по грунту, определяемый по методике ГОСТа.

Если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести, нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u, n}$ принимается равным наименьшему предельному сопротивлению, получаемому по результатам испытаний, а коэффициент надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Динамический метод. Динамический метод заключается в определении несущей способности сваи по величине ее отказа на отметке, близкой к проектной (см. § 11.2).

Впервые теоретическая зависимость между скоростью погружения сваи в грунт при забивке, характеризуемой величиной отказа, и ее сопротивлением была установлена в 1917 г. Н. М. Герсевановым. Н. М. Герсеванов исходил из того, что работа, совершаемая свободно падающим молотом, GH (где G — вес ударной части молота, H — высота падения молота), затрачивается на преодоление сопротивления грунта погружению сваи; на упругие деформации системы «молот — свая — грунт», которая может быть выражена через высоту отскока молота после удара h ; на превращение части энергии в тепловую, разрушение головы сваи и т. п., что характеризуется коэффициентом α . В общем виде эта зависимость записывается следующим образом:

$$GH = F_u s_a + Gh + \alpha GH, \quad (11.8)$$

где F_u — предельное сопротивление сваи вертикальной нагрузке, кН; s_a — отказ сваи, м.

После ряда упрощающих допущений и преобразований из этого уравнения получена формула для определения предельного сопротивления сваи по результатам ее испытания динамической нагрузкой

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \frac{G_n + \varepsilon^2 (q_1 + q_2)}{G_n + q_1 + q_2}} - 1 \right], \quad (11.9)$$

где η — коэффициент, зависящий от упругих свойств материала сваи, принимаемый для железобетонных свай $\eta = 1500$ кПа, для деревянных свай $\eta = 1000$ кПа; A — площадь поперечного сечения сваи, м²; M — коэффициент, учитывающий способ погружения сваи, для забивных свай $M = 1$; E_d — расчетная энергия удара молота, кН·м, принимаемая для молотов одиночного действия $E_d = GH$, для дизель-молотов — от 0,9 до 0,4 GH ; G_n — полный вес молота или вибропогружателя, кН; ε — коэффициент восстановления удара, зависящий от материала соударяющихся тел (при забивке железобетонных свай с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$); q_1 — вес сваи с наголовником, кН; q_2 — вес подбабка, кН.

Отказ сваи в формуле (11.9) определяется либо по одному удару молота, либо, что чаще, вычисляется как среднее арифметическое значение погружения сваи от серии ударов, называемой залогом. Число ударов в залоге рекомендуется принимать для молотов подвесных и одиночного действия 4...5, для молотов двойного действия — не более 10. Если используется вибропогружатель, то за отказ принимают величину погружения сваи за 1 мин его работы.

Для правильного определения отказа динамические испытания проводят после отдыха сваи. Продолжительность отдыха зависит от грунтовых условий строительной площадки (см. § 11.2).

Замеренный как величина погружения сваи от одного удара молота отказ s_a является остаточным отказом, поскольку вследствие упругих деформаций системы «свая — грунт» практически всегда имеет место еще и упругий отказ s_{el} , который можно определить с помощью прибора, называемого отказомером. Если остаточный отказ s_a превышает 0,002 м, то расчет предельного сопротивления сваи ведется без учета упругого отказа по формуле (11.9). Если же $s_a < 0,002$ м, такой учет необходим. Формула для определения предельного сопротивления сваи с учетом упругого отказа s_{el} приведена в СНиП 2.02.03 — 85 «Свайные фундаменты».

Динамический метод на практике часто применяется для контроля за сопротивлением свай при их забивке или контрольной

добивке после отдыха. Используя связь между сопротивлением сваи и величиной отказа, установленную формулой (11.9), можно, зная несущую способность сваи F_d и характеристики сваебойного оборудования, вычислить соответствующий проектный отказ, обозначив его как s_p .

Формула (11.9), решенная относительно отказа, имеет вид

$$s_p = \frac{\eta A E_d M}{F_d (F_d / M + \eta A)} \frac{G_n + \varepsilon^2 (q_1 + q_2)}{G_n + q_1 + q_2} \quad (11.10)$$

Определенная по формуле (11.10) величина проектного отказа s_p является контрольной цифрой: фактический отказ, по данным динамических испытаний, должен быть равен проектному или меньше его. В противном случае свая будет иметь недостаточную несущую способность, что потребует внесения соответствующих исправлений в проект.

Контрольной добивке после отдыха подвергается 2% от общего числа свай на площадке.

Метод испытания свай вертикальной статической нагрузкой, несмотря на сложность, длительность и значительную стоимость, позволяет наиболее точно установить предельное сопротивление сваи с учетом всех геологических и гидрогеологических условий строительной площадки. Метод используется либо с целью установления предельного сопротивления сваи, необходимого для последующего расчета фундамента, либо с целью проверки на месте несущей способности свай, определенной каким-либо другим методом, например практическим. Так, по ГОСТ 5686 — 78* проверка подвергается до 1% общего числа погружаемых свай, но не менее двух, если их число меньше 100. В случае применения свай, изготовленных в грунте, испытания вертикальной нагрузкой могут также проводиться для контроля качества их исполнения.

Для проведения испытаний оборудуется специальная установка, показанная на рис. 11.13, а. Вертикальная нагрузка создается чаще всего гидравлическим домкратом, установленным на голову сваи. Упо-

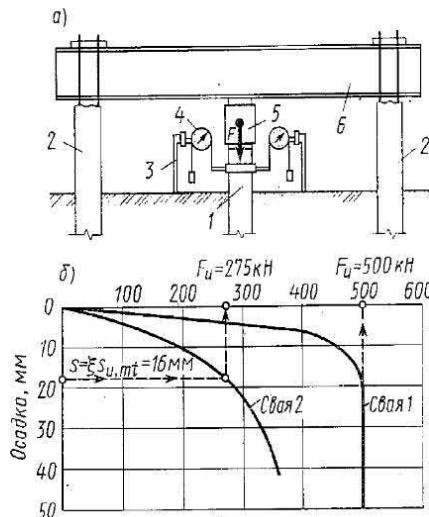


Рис. 11.13. Испытания свай вертикальной статической нагрузкой:

1 — испытываемая свая; 2 — анкерные сваи; 3 — реперная система; 4 — прогибомеры; 5 — домкрат; 6 — упорная балка

ром для кратота служит мощная сварная металлическая балка, соединенная с анкерными сваями, забитыми в грунт на расстоянии, достаточном, чтобы быть вне напряженной зоны, образующейся при загрузке испытываемой сваи. Осадка сваи измеряется прогибомерами с точностью до 0,1 мм.

При испытании вертикальную нагрузку на сваю увеличивают ступенями, равными $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}$ от ожидаемого предельного сопротив-

ления сваи. Каждая последующая ступень нагрузки прикладывается после условной стабилизации осадки сваи на предыдущей ступени. Осадка считается условно стабилизировавшейся, если ее приращение не превышает 0,1 мм за 1 ч наблюдения для песчаных грунтов и за 2 ч для глинистых.

По данным испытания вычерчивается график зависимости осадки от нагрузки, по которому определяется предельное сопротивление испытываемой сваи (рис. 11.13, б).

Практика показала, что графики испытаний свай делятся на два типа. Для графиков типа 1 характерен резкий перелом, после которого осадка непрерывно возрастает без увеличения нагрузки. За предельную нагрузку F_u в этом случае принимают ту, которая вызвала непрерывную осадку (срыв сваи). Для графиков типа 2 характерно плавное очертание без резких переломов, что затрудняет определение предельной нагрузки. Предельной в этом случае считается такая нагрузка, под воздействием которой испытываемая свая получила осадку s :

$$s = \xi s_u, m, \quad (11.11)$$

где ξ — переходной коэффициент, s_u, m — предельное значение средних осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, устанавливаемое по СНиП 2.02.01 — 83 (может приниматься как s_u по данным табл. 9.2).

Коэффициент ξ комплексно учитывает ряд факторов: несоответствие между осадкой одиночной сваи и сваи в кусте (см. § 11.2), кратковременность испытания сваи статической нагрузкой по сравнению с длительностью эксплуатации здания и т. п. Значение этого коэффициента устанавливается наблюдениями за осадками зданий на свайных фундаментах и в настоящее время принимается равным $\xi = 0,2$.

В настоящее время развивается один из перспективных методов расчета несущей способности свай по графикам $s=f(F)$, но полученным не экспериментальным, а аналитическим путем на основе деформационной теории пластичности (А. А. Бартоломей, И. П. Бойко и др.). Развитие вычислительной техники сделало возможным численную реализацию этих решений. Практический метод построения таких графиков с учетом нелинейности деформируемости грунтов разработан на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ (М. В. Малышев, Н. М. Дорошкевич).

Метод статического зондирования грунтов. В настоящее время все большее распространение получает метод статического зондирования, как более дешевый и быстрый по сравнению с методом испытания свай статическими нагрузками.

Статическое зондирование заключается во вдавливании в грунт стандартного зонда, состоящего из штанги с конусом на конце (диаметр основания конуса 36 мм, площадь 10 см^2 , угол заострения 60°). Конструкция зонда позволяет измерять не только общее сопротивление его погружению, но и величину лобового сопротивления конуса. Учитывая, что характер деформации грунтов при вдавливании свай и при погружении конического зонда статической нагрузкой аналогичен, полученные данные о сопротивлении грунта вдавливанию зонда можно использовать для определения предельных сопротивлений свай.

В случае песчаных грунтов и супесей метод обладает достаточной точностью. В водонасыщенных глинистых грунтах, когда структура грунта, нарушенная внедрением зонда, не успевает восстановиться, полученные данные, особенно это касается трения по боковой поверхности, следует использовать с большей осторожностью. Однако по мере развития метода и накопления опытных данных его точность и в водонасыщенных глинистых грунтах повышается.

Наряду с зондами для определения несущей способности свай используются также специальные эталонные сваи сечением $10 \times 10 \text{ см}$ двух типов, один из которых позволяет замерять сопротивление грунта только под острием эталонной сваи, а второй — под острием и по ее боковой поверхности.

Методика определения несущей способности свай по результатам статического зондирования и испытаний эталонных свай изложена в СНиП 2.02.03 — 85.

11.4. Расчет несущей способности свай при действии горизонтальных нагрузок

Причиной значительных горизонтальных нагрузок на фундаменты могут быть тормозные нагрузки от кранов в цехах с тяжелым крановым оборудованием, температурные расширения технологических трубопроводов предприятий нефтехимической и нефтегазовой промышленности, односторонний обрыв проводов у ЛЭП, волновые воздействия и навал судов у причальных сооружений и т. д. Очевидно, что во всех этих случаях оценка несущей способности свай на горизонтальную нагрузку имеет весьма существенное значение.

В настоящее время несущая способность свай на горизонтальную нагрузку определяется либо методом испытания пробной нагрузкой, либо одним из математических методов расчета.

Метод испытания свай пробной статической нагрузкой позволяет наиболее точно установить действительное сопротивление свай дей-

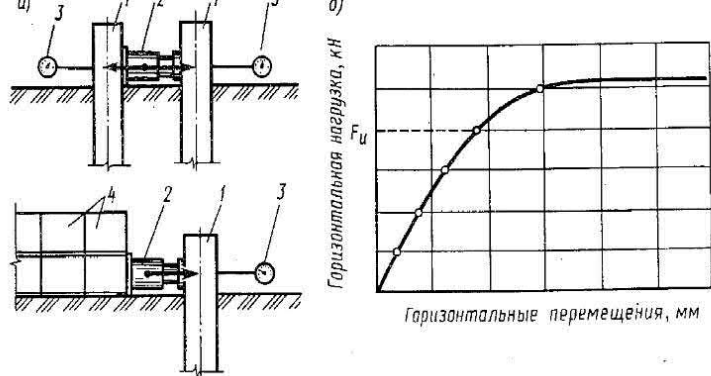


Рис. 11.14. Испытания свай горизонтальной нагрузкой:

1 — опытная свая; 2 — гидравлический домкрат; 3 — прогибомер; 4 — упор из статического груза

ствию горизонтального усилия. При проведении испытаний горизонтальные усилия на сваю создаются, как правило, гидравлическими домкратами, установленными либо между двумя забитыми сваями, либо между опытной сваем и упором из статического груза, чаще всего из железобетонных блоков (рис. 11.14, а). Нагрузка на сваю увеличивается ступенями, горизонтальные перемещения сваи на каждой ступени нагрузки фиксируются прогибомерами. Каждая ступень нагрузки выдерживается до условной стабилизации горизонтальных перемещений.

По результатам испытаний строятся графики зависимости горизонтальных перемещений свай от нагрузок (рис. 11.14, б), по которым и определяется предельное сопротивление сваи.

За предельное сопротивление сваи F_u принимается нагрузка на одну ступень менее той, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают. Несущую способность горизонтально нагруженных свай по результатам испытаний определяют по формуле (11.7) при коэффициенте условий работы $\gamma_c = 1$.

Математические методы расчета свай на горизонтальные нагрузки можно разделить на две группы в зависимости от характера деформаций свай в грунте.

Первая группа методов разработана для коротких жестких свай, которые под действием горизонтальной нагрузки поворачиваются в грунте без изгиба, как это показано на рис. 11.15, а. Разрушение системы «свая — грунт» происходит за счет потери устойчивости грунтом основания. Расчет базируется на положениях теории предельного равновесия грунтов. За предельную принимается такая горизонтальная нагрузка, при которой реактивный отпор грунта у нижнего конца сваи достигнет предельного значения.

Вторая группа методов разработана для свай, которые под

действием горизонтальных нагрузок изгибаются в грунте (рис. 11.15, б). Сопротивление таких свай, называемых длинными гибкими, определяется прочностью материала сваи на изгиб. Методы расчета второй группы, как правило, основаны на использовании модели местных упругих деформаций (см. § 5.2).

Математические методы второй группы весьма многочисленны. Из них наиболее широко используется на практике инженерный метод расчета, изложенный в СНиП 2.02.03 — 85. По этому методу вертикальная свая рассматривается как балка на упругом основании, нагруженная на одном конце. Грунт представлен линейно деформируемой средой, характеризуемой коэффициентом постели, увеличивающимся пропорционально глубине. При этих условиях на основании решений строительной механики получены формулы для определения горизонтальных перемещений сваи и угла ее поворота на уровне поверхности грунта (u_p и ψ_p), а также для определения изгибающих моментов и поперечных сил в любом сечении по ее длине. Решения получены как для свай со свободной головой, так и для свай, защемленных в ростверк.

При отнесении свай к той или иной категории жесткости следует учитывать не только длину сваи и жесткость ее поперечного сечения, но и деформативные свойства грунта, поскольку одна и та же свая, работающая в слабом грунте как короткая жесткая, в прочном грунте будет вести себя как длинная гибкая.

В настоящее время общепринято деление свай на гибкие и жесткие производить по так называемой приведенной глубине погружения сваи в грунт \bar{l} , которая определяется по формуле

$$\bar{l} = l \sqrt[5]{Kb_p / (\gamma_c EI)}, \quad (11.12)$$

где l — фактическая глубина погружения сваи в грунт, м; K — коэффициент пропорциональности, кН/м⁴, принимаемый в зависимости от вида грунта по табл. 1 Приложения 1 СНиП 2.02.03 — 85; b_p — условная ширина сваи, м, которая учитывает пространственный характер ее работы и принимается равной $b_p = 1,5d + 0,5$ м, где d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи, м; γ_c — коэффициент условий работы; EI — жесткость поперечного сечения сваи на изгиб, кН · м².

При $\bar{l} \leq 1$ сваи рассматриваются как короткие жесткие, при $\bar{l} > 1$ — как длинные гибкие.

Несущую способность горизонтально нагруженного куста свай

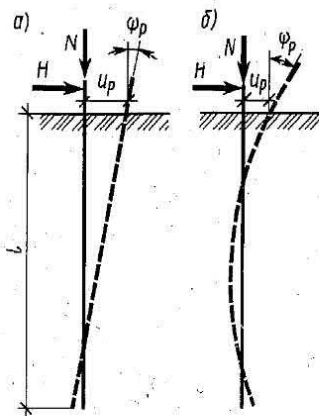


Рис. 11.15. Схемы работы горизонтально нагруженных свай

по нормативным документам допускается определять как сумму сопротивлений одиночных свай. При этом допущения не учитываются снижение сопротивлений свай куста по сравнению с одиночной за счет совместной работы свай в фундаменте (см. «кустовой эффект» § 11.2). Точность решения может быть повышена при введении в расчет коэффициента взаимовлияния свай $K_{bb} < 1$. Значения этого коэффициента либо принимаются по таблицам, составленным В. Б. Шахиревым, либо определяются по эмпирической формуле, полученной на основании обработки большого числа опытов В. В. Знаменским и А. В. Конновым.

11.5. Расчет и проектирование свайных фундаментов

Основные положения расчета. Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

по первой группе — по несущей способности грунта основания свай; по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом; по прочности материала свай и ростверков;

по второй группе — по осадкам свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Расчет по несущей способности грунтов основания заключается в выполнении условия

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (11.13)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; F_d — несущая способность сваи, определяемая любым из методов, изложенных в § 11.3; γ_k — коэффициент надежности, принимаемый равным: 1,2 — если несущая способность сваи определена по результатам ее испытания статической нагрузкой; 1,25 — по результатам динамических испытаний, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам статического зондирования грунта или его испытания эталонной свайей или свайей-зондом; 1,4 — по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта, или расчетом практическим методом.

Проверку устойчивости свайного фундамента совместно с грунтовым массивом производят только в случае передачи на свайные фундаменты больших горизонтальных нагрузок, а также если фундамент расположен на косогоре или его основание имеет откосный профиль. Проверку производят по расчетной схеме сдвига грунта по круглоцилиндрической поверхности скольжения (см. § 6.3, 6.4).

Расчет свайных фундаментов по предельному состоянию второй группы (по деформациям) при действии вертикальных нагрузок производят исходя из условия

$$s \leq s_u,$$

$$(11.14)$$

где s — деформация свайного фундамента (осадка и относительная разность осадок), определяемая расчетом; s_u — предельно допустимое значение деформации свайного фундамента, устанавливаемое заданием на проектирование или определяемое по СНиП 2.02.01 — 83 (см. табл. 9.2).

Фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, рассчитывать по деформациям от вертикальных нагрузок не требуется.

Расчет по перемещениям свайных фундаментов от действия горизонтальных нагрузок и моментов заключается в выполнении условий

$$u_p \leq u_u; \psi_p \leq \psi_u, \quad (11.15)$$

где u_p и ψ_p — расчетные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, m , и угла ее поворота, рад (рис. 11.15); u_u и ψ_u — их предельные значения, устанавливаемые в задании на проектирование.

Расчет свай и ростверков по прочности материала производится в зависимости от применяемых материалов по соответствующим СНиПам и инструкциям.

Выбор конструкции свайного фундамента. Выбор конструкции свайного фундамента (вид свай, тип свайного фундамента и ростверка) производится исходя из конкретных условий строительной площадки, характеризуемых материалами инженерных изысканий, конструктивными и технологическими особенностями проектируемых зданий и сооружений, расчетных нагрузок, действующих на фундамент, а также на основе результатов сравнения возможных вариантов проектных решений.

Тип и вид свай выбираются в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки и имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов.

Длина свай выбирается в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и уровня расположения подошвы ростверка. Нижние концы свай, как правило, заглубляют в плотные грунты с высокими расчетными характеристиками, прорезая напластования слабых грунтов. Заглубление забивных свай в грунт, принятый за основание под их нижние концы, должно быть не менее 1 м. Исключения составляют твердые глинистые грунты, гравелистые, крупные и средней крупности пески, в которых допускается иметь заглубление 0,5 м.

Тип свайного ростверка выбирается в зависимости от назначения и конструкции сооружения. Чаще устраиваются фундаменты с низким ростверком, высокие ростверки применяют в основном в опорах мостов и в портовых гидротехнических сооружениях (набережные, пирсы и т. д.).

Глубину заложения подошвы низкого ростверка назначают в за-

висимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения. Чаще всего ростверк располагают ниже пола подвала. В случае бесподвальных помещений ростверки могут закладываться практически на поверхности грунта. В пучинистых грунтах ростверк закладывается ниже расчетной глубины промерзания. В противном случае предусматриваются меры, предотвращающие или уменьшающие влияние на него сил морозного пучения грунта. К таким мерам относится, например, создание воздушного зазора между подошвой ростверка и поверхностью грунта, а для ростверков под наружные стены — подсыпка под подошвой ростверка слоя шлака толщиной не менее 0,3 м или песка толщиной не менее 0,5 м.

Там, где это возможно и целесообразно, прибегают к безростверковому решению свайных фундаментов, совмещая сваю и колонну или используя конструкции, состоящие из одиночных свай, насадок и колонн, и другие, подобные им.

Определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане. Централно нагруженный свайный фундамент. Зная несущую способность сваи F_d и принимая, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на все сваи фундамента, необходимое число свай n в кусте или на 1 м длины ленточного фундамента определяют по формуле

$$n = \gamma_k N_{01} / F_d, \quad (11.16)$$

где γ_k — то же, что и в формуле (11.13), N_{01} — расчетная нагрузка на куст, кН, или на 1 м длины ленточного фундамента, кН/м.

Для отдельно стоящего фундамента (куста свай) полученное по формуле (11.16) число свай округляется в сторону увеличения до целого числа.

Сваи в кусте надо разместить таким образом, чтобы ростверк получился наиболее компактным, при этом сваи можно располагать по прямоугольной сетке или в шахматном порядке. Обычно расстояние между осями свай принимается $a = 3d$ (при меньшем расстоянии между осями свай трудно, а иногда и просто невозможно забить из-за чрезмерного уплотнения грунта межсвайного пространства, а при большем — значительно увеличиваются размеры ростверка), а расстояние от крайнего ряда свай до края ростверка — $1d$. Примеры размещения свай в кустах были показаны на рис. 11.3, а.

Ростверки кустов свай конструируются как обычные фундаменты мелкого заложения и рассчитываются на продавливание колонной или угловой свай, на поперечную силу в наклонных сечениях и на изгиб. Все расчеты производятся в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01 — 84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Если сваи куста работают только на сжимающую нагрузку, то достаточно их заделки в ростверк на 5...10 см, если же сваи воспринимают выдергивающие нагрузки или моменты, то их связь

с ростверком делают более надежной, для чего головы свай разбирают и обнаженную арматуру замоноличивают в бетон ростверка.

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяют нагрузку N , приходящуюся на каждую сваю, и проверяют условие

$$N = \frac{N_{01} + G_f + G_g}{n} \leq F_d / \gamma_k, \quad (11.17)$$

где N_{01} , n , F_d и γ_k — то же, что и в формуле (11.16); G_f и G_g — расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на обрезах ростверка, кН.

Если условие (11.17) не выполняется, то необходимо выбрать или другой тип свай, имеющий более высокую несущую способность, или увеличить число свай в фундаменте и повторить расчет.

Для свайного фундамента под стену (ленточный свайный фундамент) число свай на 1 м, найденное по формуле (11.16), может быть дробным. Расчетное расстояние между осями свай по длине стены определяется по формуле

$$a = 1/n. \quad (11.18)$$

Полученный результат округляется таким образом, чтобы шаг свай был кратен 5 см. В зависимости от величины a определяется число рядов свай, при этом расстояние между осями свай принимается не менее $3d$.

Рекомендуются следующие варианты размещения свай в плане (см. рис. 11.3, б):

однорядное, если $3d < a < 6d$. Расстояние между осями свай более $6d$ принимать не рекомендуется, так как в этом случае значительно увеличиваются размеры ростверка. Если по расчету $a > 6d$, то можно изменить длину или сечение свай, чтобы уменьшить ее несущую способность;

двухрядное шахматное, если $n < 2$ и $1,5d < a \leq 3d$. Расстояние между двумя рядами свай c_p в этом случае определяется по формуле

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - a^2} \leq 3d; \quad (11.19)$$

двухрядное, если $n > 2$ и $a = 1,5d$. Расстояние между рядами принимается $c_p = 3d$.

Из-за значительного увеличения размера ростверка принимают, как правило, не более двух рядов свай. Если же по расчету получается $a < 1,5d$, то лучше увеличить длину свай или ее сечение, т. е. несущую способность.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента определяют по формуле

$$b_p = d + 2c_0 + (m-1)c_p, \quad (11.20)$$

где $c_0 = 0,1$ м — расстояние от края ростверка до грани свай; m — число рядов свай, c_p — расстояние между рядами свай, м.

Железобетонные ростверки ленточных свайных фундаментов рассчитывают как неразрезные многопролетные балки в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01 — 84.

В § 11.2 отмечалось, что, по опытным данным, несущая способность сваи куста и одиночной сваи может быть существенно различна за счет более интенсивного уплотнения грунта при забивке группы свай и снижения сил трения по их боковым поверхностям при совместной работе.

На кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ Н. М. Дорошкевич и Б. А. Сальниковым разработан метод определения несущей способности свай в фундаменте, учитывающий эти факторы. Формула для определения несущей способности свай имеет вид, аналогичный формуле (11.5):

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{cR}(1 + B^b)RA + A^b u \sum \gamma_{cf} h_i],$$

где B^b и A^b — коэффициенты соответственно увеличения сопротивления грунта под нижним концом сваи в результате его уплотнения и уменьшения сопротивления по боковой поверхности сваи в результате совместной работы свай в фундаменте; остальные обозначения те же, что и в формуле (11.5).

Для свайных фундаментов с расстоянием между осями свай $3d$ В. И. Кудиновым составлены таблицы коэффициентов B^b и A^b , которые определяются в зависимости от числа свай в фундаменте и относительной глубины их погружения $\eta = l/d$, где l — длина сваи.

Внецентренно нагруженный свайный фундамент. Предварительное число свай при внецентренном нагружении свайного фундамента определяют, так же как и при центральной нагрузке, по формуле (11.16), а затем увеличивают приблизительно на 20%.

Расчетную нагрузку, приходящуюся на отдельную сваю, в общем случае, когда моменты действуют в направлении двух осей, определяют по формуле внецентренного сжатия

$$N_{\max} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (11.21)$$

где N_d , M_x , M_y — соответственно расчетная вертикальная нагрузка, кН, и расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка (рис. 11.16); n — число свай в фундаменте; x_i , y_i — расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м; x , y — расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Максимальное усилие на сваю, найденное по формуле (11.21), должно удовлетворять условию (11.13). При кратковременных (ветровых, крановых и т. п.) и особых нагрузках допускается перегрузка крайних свай до 20%.

Если условие (11.13) не удовлетворяется, необходимо увеличить число свай в фундаменте или расстояние между ними.

Подбор оптимального числа свай и расстояний между ними при расчете внецентренно нагруженных свайных фундаментов значительно облегчается при использовании номограммы, разработанной институтом «Фундаментпроект». Номограмма составлена для кустов с числом свай от 3 до 26 и обеспечивает наиболее полное использование их несущей способности*.

При передаче на крайние сваи куста выдергивающих нагрузок должно выполняться условие

$$N_{\min} \leq F_{du} / \gamma_k, \quad (11.22)$$

где γ_k — то же, что и в формуле (11.13); F_{du} — несущая способность свай, работающей на выдергивание, определяемая по формуле (11.6)

или по результатам испытания сваи пробной нагрузкой, кН.

Экспериментальные исследования З. Сирождидинова, В. И. Кудинова, Е. П. Знаменской и других показали, что в результате крена внецентренно нагруженного куста возникают силы горизонтального отпора грунта, действующие на боковые поверхности свай. Эти силы, создающие момент, обратный приложенному, что разгружает крайние сваи куста, можно учесть введением в формулу (11.21) коэффициентов k_x и k_y , снижающих внешние моменты. Формула (11.21) примет вид

$$N_{\max} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{k_x M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{k_y M_y x}{\sum x_i^2}.$$

*Лешин Г. М. Номограмма для подборки куста свай под колонну каркасных зданий. — Материалы по проектированию сложных фундаментов и оснований и по производству изысканий: Сб. тр. № 13/Фундаментпроект — М.: ЦБТИ Минмонтажспецстрой СССР, 1973.

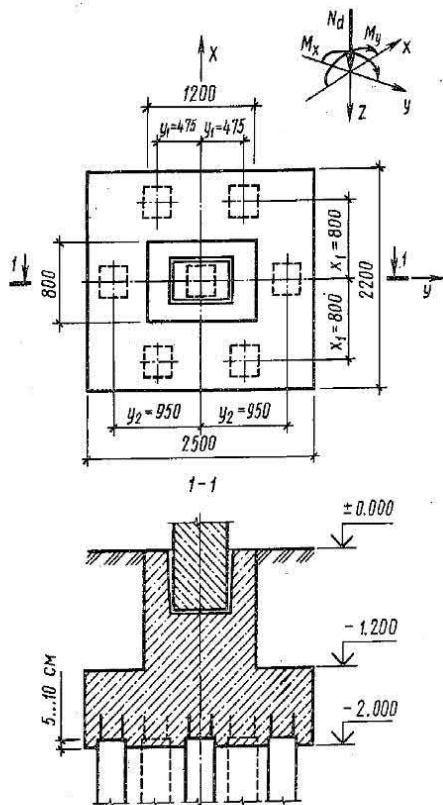


Рис. 11.16. Внецентренно нагруженный свайный фундамент

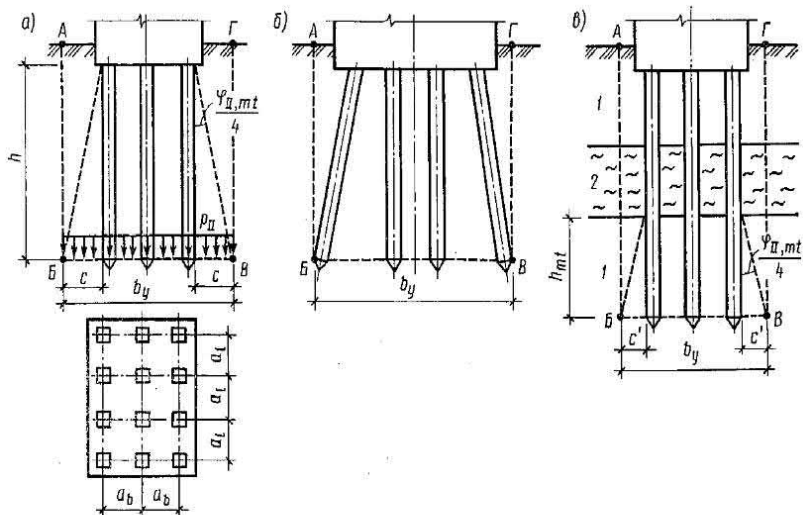


Рис. 11.17. Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

Значения коэффициентов k_x и k_y зависят от многих факторов: характеристик грунтов, числа свай в фундаменте, их длины и т. д. При глубине забивки свай не более 6 м их можно определить расчетом по формулам В. И. Кудинова, а в других случаях использовать их эмпирические значения, полученные опытным путем З. Сирождидиновым.

Методика расчета внецентренно нагруженных кустов свай с учетом горизонтального реактивного отпора грунта, позволяющая более экономично запроектировать свайный фундамент, была с успехом использована при проектировании ряда промышленных объектов Алтайского края и в настоящее время совершенствуется.

Расчет осадки свайного фундамента. Сложность определения осадок свайных фундаментов связана с тем, что они передают нагрузку на грунт основания одновременно через боковую поверхность и нижние концы свай, при этом соотношение передаваемых нагрузок зависит от многих факторов: числа свай в фундаменте, их длины, расстояния между сваями, свойств грунта и степени его уплотнения при погружении свай.

В связи с этим при разработке методов расчета осадок свайных фундаментов принимаются те или иные упрощающие допущения, снижающие их точность. С другой стороны, чем точнее расчетная схема отражает фактическую работу свайного фундамента, тем сложнее методика расчета.

В настоящее время в большинстве случаев свайный фундамент при расчете его осадок рассматривается как условный массивный фундамент на естественном основании. Это означает, что свай,

грунт межсвайного пространства, а также некоторый объем грунта, прилегающего к наружным сторонам свайного фундамента, рассматриваются как единый массив $АВВГ$ (рис. 11.17, a), ограниченный снизу плоскостью $ВВ$, проходящей через нижние концы свай, а с боков — вертикальными плоскостями $АВ$ и $ВГ$, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии c , равном

$$c = h \operatorname{tg}(\varphi_{II}, m/4), \quad (11.23)$$

где h — глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка, м; φ_{II}, m — осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта:

$$\varphi_{II}, m = \sum \varphi_{II, i} h_i / \sum h_i; \quad (11.24)$$

$\varphi_{II, i}$ — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i .

Размеры подошвы условного фундамента при определении его границ по этим правилам находим по формулам

$$\begin{aligned} b_y &= a_b(m_b - 1) + d + 2c; \\ l_y &= a_l(m_l - 1) + d + 2c, \end{aligned} \quad (11.25)$$

где a_b и a_l — расстояния между осями свай соответственно по поперечным и продольным осям, м; m_b и m_l — количество рядов свай по ширине и длине фундамента (на рис. 11.17, a $m_b = 3$; $m_l = 4$); d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай, м.

При наличии в фундаменте наклонных свай плоскости $АВ$ и $ВГ$ проходят через их концы (рис. 11.17, b). Размеры подошвы условного фундамента в этом случае определяются расстояниями между нижними концами наклонных свай.

Если в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 30 см, то, поскольку трение в них принимается равным нулю, осадку свайного фундамента из всячих свай определяют с учетом уменьшенных габаритов условного фундамента, который принимается ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии c' , определяемом как

$$c' = h_{mI} \operatorname{tg}(\varphi_{II}, m/4), \quad (11.26)$$

где h_{mI} — расстояние от нижнего конца сваи до подошвы слоя торфа или ила (рис. 11.17, b), м; φ_{II}, m — осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле (11.24) для слоев, залегающих ниже слоя торфа или ила.

Во всех рассмотренных случаях при определении осадок расчет-

ная нагрузка, передаваемая условным фундаментом на грунт основания, принимается равномерно распределенной.

Расчет осадки свайного фундамента, как условного массивного, выполняется теми же методами, что и расчет фундамента мелкого заложения. При этом также требуется выполнение условия, чтобы среднее давление p_{II} по подошве условного фундамента не превышало расчетное сопротивление грунта основания R на этой глубине, т. е.

$$p_{II} = N_{II}/A_y \leq R, \quad (11.27)$$

где $A_y = b_y l_y$ — площадь подошвы условного фундамента, м²; N_{II} — расчетная нагрузка по второй группе предельных состояний, кН, определяемая с учетом собственного веса условного фундамента по формуле

$$N_{II} = N_{OII} + N_{сII} + N_{рII} + N_{гII}, \quad (11.28)$$

где N_{OII} — расчетная нагрузка от веса здания или сооружения на уровне верхнего обреза фундамента, кН; $N_{сII}$, $N_{рII}$, $N_{гII}$ — вес соответственно свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента $АБВГ$, кН.

Расчетное сопротивление грунта основания R определяется, как и при расчете фундамента мелкого заложения, по формуле (9.5), но с заменой фактической ширины и глубины заложения фундамента на условные.

Осадка свайного фундамента s определяется, как правило, методом элементарного суммирования. Последовательность расчета та же, что и в случае фундамента мелкого заложения (см. § 10.3). Полная осадка фундамента, определенная по формуле (7.13), не должна превышать ее предельного значения в соответствии с условием (11.14).

Как и для фундамента мелкого заложения, кроме вычисления осадок расчет свайных фундамента по деформациям включает также проверку относительной разности осадок, а при действии внецентренных нагрузок — и кренов.

Наряду с изложенными в последние годы разработан ряд методов, позволяющих рассчитывать свайные фундамента с учетом глубины приложения нагрузки и базирующиеся на задаче Миндлина о сосредоточенной силе, приложенной внутри линейно деформируемого полупространства. Для ленточных свайных фундамента такой метод разработан А. А. Бартоломеем (см. Приложение 2 СНиП 2.02.03 — 85). Соответствующее решение для кустов свай при расчете их осадок методом послойного суммирования получено Н. М. Дорошкевич, а методом эквивалентного слоя — В. В. Знаменским.

Вместе с именами ученых и исследователей, упомянутых в различных разделах главы, необходимо назвать и имена инженеров-

проектировщиков А. А. Ободовского, Г. М. Лешина и Р. Е. Ханина, которые в своей профессиональной деятельности объединили практику проектирования с достижениями науки и способствовали широкому внедрению свай в отечественное фундаментостроение.

Глава 12

ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ

12.1. Общие положения

За последние 15 лет наблюдается неуклонное увеличение объема строительства в сложных инженерно-геологических условиях. Если в 1985 г. его удельный вес составлял около 45%, то к 1990 г. он достиг 50%. Все чаще для строительства используются площадки, сложенные слабыми грунтами — илами, рыхлыми песками, заторфованными отложениями. Особую проблему представляет строительство в регионах, характеризующихся распространением так называемых *региональных* типов грунтов, обладающих специфическими свойствами. К ним относятся вечномерзлые грунты, лессовые просадочные грунты, набухающие, засоленные грунты, озерно-ледниковые отложения. Особое место занимают насыщенные грунты, представленные толщами разнородных отложений, сформировавшихся в результате техногенной деятельности человека, а также создаваемые целенаправленно отсышкой или намывом с использованием естественных грунтовых материалов или промышленных отходов.

Некоторые из указанных грунтов (илы, заторфованные грунты, рыхлые пески, насыщенные грунты) в природном состоянии имеют невысокую несущую способность и повышенную сжимаемость. Для других характерно существенное ухудшение механических свойств при определенных воздействиях (например, замачивание лессовых грунтов под нагрузкой, оттаивание мерзлых грунтов, рассоление засоленных грунтов и т. д.). Недооценка этих явлений может привести к большим, часто неравномерным осадкам или просадкам, а в худшем случае — к потере устойчивости оснований.

Современное состояние строительной науки, конструкторской и технологической базы дают широкий выбор средств строительства сооружений в сложных условиях. В их число входят многочисленные способы направленного воздействия на строительные свойства оснований. Эти способы позволяют увеличить несущую способность оснований, уменьшить их деформируемость и в отдельных случаях водопроницаемость. Часто за счет этих мероприятий удается отказаться от применения сложных и дорогостоящих конструкций фундаментов и сооружений. Многие из этих способов оказыва-

ются единственно приемлемыми при реконструкции зданий и сооружений, при возведении сооружений в условиях стесненной застройки.

Методы преобразования строительных свойств оснований можно разделить на три группы:

конструктивные методы, которые в отличие от других методов не улучшают свойства самих грунтов, а создают более благоприятные условия работы их как оснований за счет регулирования напряженного состояния и условий деформирования;

уплотнение грунтов, осуществляемое различными способами и направленное на уменьшение пористости грунтов, создание более плотной упаковки минеральных агрегатов;

закрепление грунтов, заключающееся в образовании прочных искусственных структурных связей между минеральными частицами.

Основания с измененными таким образом свойствами называют *искусственными* или *искусственно улучшенными* (в отличие от естественных оснований). Выбор методов преобразования строительных свойств оснований зависит от характера напластований, типов грунтов и их физико-механических свойств, особенностей сооружений и интенсивности передаваемых ими нагрузок, решаемых инженерных задач, технологических возможностей строительных организаций и т. д.

12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основаниях сооружений

Устройство грунтовых подушек. Если в основании фундамента залегают слабые грунты (илы, текучие пылевато-глинистые грунты, торфы, заторфованные, малоуплотненные насыпные или пучинистые грунты), обладающие низкой несущей способностью и повышенной сжимаемостью, то их использование в качестве естественных оснований чаще всего оказывается невозможным или нецелесообразным. В этом случае экономичной может оказаться замена слабого грунта другим, обладающим достаточно высоким сопротивлением сдвигу и имеющим малую сжимаемость, который образует так называемую грунтовую подушку.

В качестве материала грунтовых подушек обычно используют крупнообломочные грунты (гравий, щебень), крупные и среднезернистые пески, шлак и т. д.

При устройстве грунтовых подушек в лёссовых основаниях применяют перемятые местные грунты. Наиболее часто грунтовые подушки имеют толщину в пределах 1...3 м.

При решении вопроса о назначении толщины грунтовых подушек могут быть два случая. Возможен вариант (рис. 12.1, а), когда слой слабого грунта подстилается более прочным и малосжимаемым грунтом, причем расстояние от подошвы фундамента до

кровли прочного грунта z не превышает 1...3 м. Тогда целесообразно полностью удалить слабый грунт в пределах этой глубины и заменить его, например, песком, создав песчаную подушку. Когда пласт слабого грунта имеет большую толщину (рис. 12.1, б), то полная замена слабого грунта оказывается неэкономичной и прибегают к устройству грунтовых подушек «висячего» типа, подстилаемых слабым грунтом.

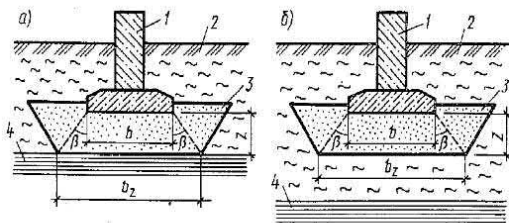


Рис. 12.1. Устройство песчаных подушек при малой (а) и большой (б) толщине слабых грунтов:

1 — фундамент; 2 — слабый грунт; 3 — песчаная подушка; 4 — плотный подстилающий грунт

та оказывается неэкономичной и прибегают к устройству грунтовых подушек «висячего» типа, подстилаемых слабым грунтом. Если в первом случае выбор толщины грунтовой подушки однозначен, то во втором случае ее толщина должна быть подобрана таким образом, чтобы обеспечивалась надежность решения в соответствии с принципами проектирования оснований по предельным состояниям.

Порядок проектирования грунтовых подушек сводится к следующему. Задавшись расчетными значениями физико-механических характеристик материала подушки, определяют ориентировочные размеры фундамента в плане. Далее, варьируя толщину подушки и, если необходимо, размеры фундамента, устанавливают такую толщину подушки, чтобы выполнялось условие

$$p_z \leq R_z, \quad (12.1)$$

где p_z — сумма давлений, передаваемых на подстилающий слой слабого грунта от фундамента и веса грунтовой подушки:

$$p_z = \gamma_{\text{п}} z + \alpha \cdot p_0, \quad (12.2)$$

$\gamma_{\text{п}}$ и z — соответственно удельный вес и толщина грунтовой подушки; p_0 — дополнительное давление под подошвой фундамента; R_z — расчетное сопротивление грунта, слагающего слабый подстилающий слой.

Далее производится расчет деформаций основания. Если совместная деформация грунтовой подушки и подстилающего грунта s окажется больше предельно допустимой величины s_u для данного сооружения, то толщина подушки должна быть увеличена до размера, при котором будет выполнено условие $s \leq s_u$.

Ширина подушки внизу b_z зависит от угла β (рис. 12.1, б), часто называемого углом распределения напряжений. Для песка обычно принимают $\beta = 30 \dots 35^\circ$, для гравия $\beta = 40 \dots 45^\circ$. Таким образом,

$$b_z = b + 2z \cdot \text{tg } \beta. \quad (12.3)$$

При применении грунтовых подушек уменьшаются осадки фундаментов, так как модуль деформации грунтов в теле подушек, как

правило, больше 15...20 МПа, что в несколько раз превышает модуль деформации слабых грунтов. Грунтовые подушки могут устраиваться под отдельные фундаменты (ленточные и реже столбчатые), под группу фундаментов или под все сооружение. При устройстве грунтовых подушек за счет снижения общих осадок фундаментов уменьшается также неравномерность осадок. Подушки из несвязных материалов одновременно выполняют роль дренирующего слоя при фильтрации поровой воды из нижележащих водонасыщенных грунтов в процессе их уплотнения. Применение грунтовых подушек из песчаных и крупнообломочных грунтов позволяет также уменьшить глубину заложения фундаментов из условия промерзания оснований, так как пучинистые пылевато-глинистые грунты заменяются непучинистыми.

При устройстве грунтовых подушек в толще слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов для обеспечения устойчивости откосов строительного котлована можно использовать распорные крепления или шпунтовые ограждения. Целесообразно в этих случаях применять также строительное водопонижение.

Грунтовые подушки необходимо возводить таким образом, чтобы добиться максимальной плотности укладки грунта. При больших размерах в плане подушки отсыпаются послойно при толщине слоя 15...20 см. Каждый слой грунта уплотняется катками. При устройстве подушек под отдельно стоящие фундаменты материал подушек уплотняется при помощи виброплит, вибротрамбовок, пневмотрамбовок. Уплотнение производят до получения заданной плотности скелета грунта, равной 1,65...1,75 г/см³.

Шпунтовые конструкции как ограждающие элементы могут быть использованы для улучшения условий работы грунтов в основаниях сооружений.

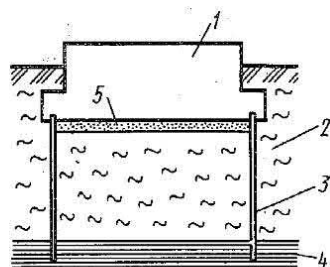


Рис. 12.2. Усиление основания с помощью шпунтового ограждения:

1 — фундамент; 2 — слабый грунт; 3 — шпунтовое ограждение; 4 — плотный грунт; 5 — песчаная подготовка

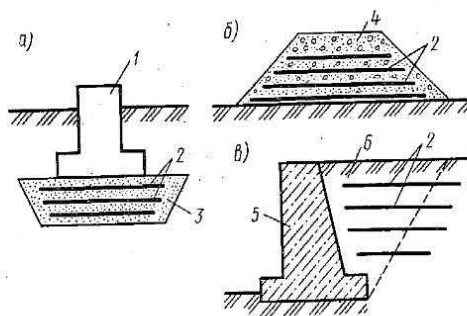


Рис. 12.3. Армирование грунта в искусственном основании фундамента (а), при устройстве насыпи (б), при возведении обратных засышек (в):

1 — фундамент; 2 — армирующие элементы; 3 — песчаная подушка; 4 — насыпь; 5 — подпорная стенка; 6 — призма обрушения

Шпунт погружают через толщу слабых грунтов в относительно плотный грунт (рис. 12.2). Фундаментная конструкция устраивается на песчаной подготовке и сопрягается со шпунтовым ограждением. Такое техническое решение исключает возможность выпирания грунта в сторону из-под фундамента, т. е. увеличивает его несущую способность, и ограничивает боковое расширение грунта при деформациях основания, что приводит к уменьшению осадок.

Армирование грунта заключается во введении в грунт специальных армирующих элементов.

Эти элементы выполняются в виде лент или сплошных матов, изготовленных из *геотекстиля*. Реже используется металлическая арматура. Армирующие элементы должны обладать достаточной прочностью и обеспечивать необходимое зацепление с грунтом, для чего их поверхность делается шероховатой. На рис. 12.3, а приведена схема армирования искусственного основания фундамента. За счет восприятия армирующими элементами касательных и горизонтальных напряжений увеличивается несущая способность основания и снижаются осадки фундаментов. Эффективно армирование грунта в теле искусственных насыпей (рис. 12.3, б), что повышает устойчивость их откосов. При возведении подпорных стенок армирование грунта обратной засышки (рис. 12.3, в) существенно снижает активное давление грунта на стенку, вследствие чего уменьшаются усилия в конструкции стенки и увеличивается ее устойчивость. Арматура здесь играет роль анкерующих элементов и должна заводиться за пределы призмы обрушения.

Боковые пригрузки. При возведении ограждающих дамб и других земляных сооружений на слабых грунтах устойчивость откосов сооружений и их оснований может быть повышена устройством пригрузок основания и низовой части откосов, выполняемых, как правило, из крупнообломочных или песчаных грунтов (рис. 12.4).

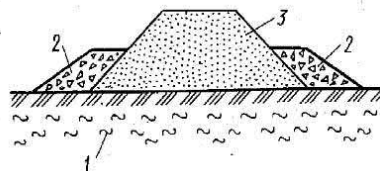


Рис. 12.4. Увеличение устойчивости насыпи на слабых грунтах методом боковой пригрузки:

1 — слабый грунт; 2 — боковая пригрузка; 3 — насыпь

12.3. Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов и искусственных оснований

Методы уплотнения грунтов подразделяются на поверхностные, когда уплотняющие воздействия прикладываются на поверхности и приводят к уплотнению сравнительно небольшой толщи грунтов, и глубинные при передаче уплотняющих воздействий на значительные по глубине участки грунтового массива.

Поверхностное уплотнение производится укаткой, трамбованием, вибрационными механизмами, подводными взрывами, методом

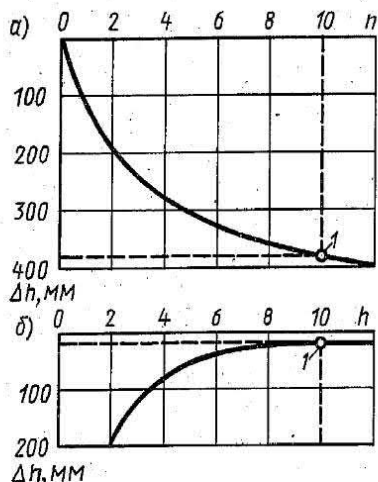


Рис. 12.5. Понижение уплотняемой поверхности в зависимости от числа ударов (проходов):

а — от общего числа ударов; б — от каждых двух ударов; л — точка уплотнения до отказа

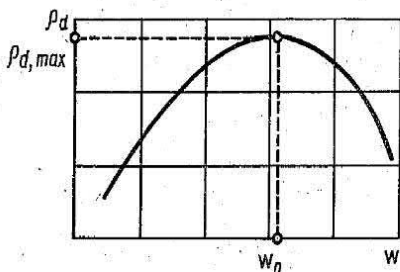


Рис. 12.6. Зависимость плотности скелета уплотненного грунта от влажности при стандартном уплотнении

вытрамбовывания котлованов. К методам глубинного уплотнения относятся устройство песчаных, грунтовых и известковых свай, глубинное виброуплотнение, уплотнение статической пригрузкой в сочетании с устройством вертикального дренажа, водопонижение.

При любом режиме уплотнения повышение степени плотности грунта происходит только до определенного предела, зависящего от вида и физического состояния грунта, а также от характера уплотняющего воздействия. Уплотнение до указанного предела называется уплотнением до отказа. На рис. 12.5 приведены графики, иллюстрирующие процесс уплотнения грунта при циклических уплотняющих воздействиях, например укатке или трамбовании.

Уплотняемость грунтов, особенно пылевато-глинистых, в значительной степени зависит от их влажности и определяется максимальной плотностью скелета уплотненного грунта $\rho_{d, \max}$ и оптимальной влажностью w_0 .

Эти параметры находятся по методике стандартного уплотнения грунта при различной влажности 40 ударами груза весом 215 Н, сбрасываемого с высоты 30 см. По результатам испытания строится график зависимости плотности скелета уплотненного грунта ρ_d от влажности (рис. 12.6). Оптимальную влажность пылевато-глинистых грунтов, уплотняемых трамбованием, ориентировочно можно принимать равной $w_0 = w_p + (0,01 \dots 0,03)$, а укаткой — $w_0 = w_p$ (w_p — влажность на границе раскатывания). Поверхностное уплотнение

пылевато-глинистых грунтов может применяться при коэффициенте водонасыщенности $S_r < 0,7$, песчаных и крупнообломочных — при любой степени влажности.

За уплотненную зону h'_{com} принимают толщину грунта, в пределах которой плотность скелета грунта не ниже заданного в проекте или допустимого ее минимального значения.

Уплотнение укаткой. Вследствие того что укаткой удается уплотнить грунты только на небольшую глубину, этот метод в основном применяется при послойном возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений, при подсышке оснований под полы. Уплотнение укаткой производится самоходными и прицепными катками на пневматическом ходу, груженными скреперами, автомашинами, тракторами, основные технические характеристики которых приведены в табл. 12.1. Уплотнение достигается многократной проходкой уплотняющих механизмов (от 6 до 12 раз).

Таблица 12.1. Основные технические показатели работы грунтоуплотняющих машин

Механизмы	Глубина уплотнения, м, в грунтах		Число проходов (ударов) при k_{com}		
	песчаных	глинистых	0,98	0,95	0,92
Пневмокатки весом, кН:					
400	0,7	0,6	12	10	6
250	0,5	0,5	12	10	6
Груженые автомашины:					
БелАЗ	0,7	0,6	12	10	6
КрАЗ	0,5	0,5	12	10	6
Трамбующая машина Д-471	1,2	1,0	3	2	2
Виброкатка весом, кН:					
50	1,0	—	3	2	2
20	0,7	—	3	2	2
Виброплиты самопередвигающиеся:					
SVP-631	0,5	—	4	3	2
BSD-63	0,8	—	4	3	2
Тяжелые трамбовки:					
$m = 25$ кН, $d = 1,2$ м	2,2	2,0	16	12	8
$m = 65$ кН, $d = 1,6$ м	3,0	2,7	16	12	8
$m = 150$ кН, $d = 3,5$ м	6,5	6,0	16	12	8

Примечание. Глубина уплотнения рыхлых глинистых грунтов принимается на 20...25%, а песчаных — на 15...20% больше приведенных значений.

Влажность грунтов при уплотнении должна соответствовать оптимальной. При влажности, меньшей оптимальной, грунты увлажняют в резервах, карьерах или реже на месте укладки расчетным количеством воды, определяемым по формуле

$$V_w = \frac{\rho_d \cdot com}{\rho_w} (k w_0 - w) V, \quad (12.4)$$

где ρ_d , ρ_w и ρ_w — соответственно плотность скелета уплотненного грунта и воды; k — коэффициент, принимаемый при отсышке грунта в дождливое время равным 0,9, в сухое летнее время — 1,1; w_0 и w — оптимальная и естественная влажности грунта.

Уточнение оптимальной толщины уплотняемого слоя грунта и числа проходов используемых механизмов должно производиться на основании опытных работ.

Качество отсышки и укатки грунта контролируется путем определения толщины отсышаемого слоя, его влажности и плотности скелета грунта после его уплотнения в пунктах, назначаемых из расчета один пункт на 300...600 м² уплотняемой площади.

Для уплотнения несвязных и малосвязных грунтов при содержании глинистых частиц не более 5...6% используются виброкатки и самопередвигающиеся вибромашины.

Уплотнение трамбуемыми машинами. Этот способ используется, как правило, при укладке грунтов в стесненных условиях — при возведении обратных засыпок котлованов, траншей, засышке пазух, щелей.

Трамбующие машины ударного действия эффективны при уплотнении всех видов грунтов (пылевато-глинистых при $S_r < 0,7$), а машины, основанные на вибрационном и виброударном воздействиях, — только для песчаных грунтов.

При достаточно большом фронте работ чаще используются самоходные трамбуемые машины и виброкатки, при ограниченном фронте работ — самопередвигающиеся виброплиты и механические трамбовки.

Перед началом производства работ выполняется опытное уплотнение. Пункты проверки качества уплотнения принимаются из расчета один пункт на каждые 100...300 м² уплотняемой площади.

Уплотнение тяжелыми трамбовками. Метод предложен в нашей стране в 1954 г. Ю. М. Абелевым. Уплотнение производится свободным сбрасыванием с помощью крана-экскаватора с высоты 5...10 м трамбовок диаметром 1,2...3,5 м и весом 25...150 кН. Тяжелые трамбовки применяются для уплотнения всех видов грунтов в природном залегании (пылевато-глинистых при $S_r < 0,7$), а также искусственных оснований и насыпей.

Трамбовка изготавливается из железобетона и имеет в плане форму круга или многоугольника с числом сторон не менее восьми. Поддон и боковые ее стенки, являющиеся одновременно опалубкой при бетонировании, сворачиваются из листовой стали толщиной 8...16 мм. Имеется опыт применения сверхтяжелых трамбовок весом более 400 кН, сбрасываемых с высоты до 40 м.

Уплотнение тяжелыми трамбовками производится таким числом ударов по одному следу, при котором наблюдается отказ, т. е. одна и та же величина осадки при одном ударе. Ориентировочно величина отказа принимается равной для пылевато-глинистых грун-

тов 1...2 см, для песчаных — 0,5...1,0 см. Главным же критерием качества уплотнения является достижение заданной плотности сложения и соответствующих ей характеристик прочности и деформируемости грунта. Часто уплотнение грунта производится до определенной степени плотности, выражаемой через коэффициент уплотнения k_{com} , равный отношению заданного или фактически полученного значения плотности скелета уплотненного грунта $\rho_{d, com}$ к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\rho_{d, max}$, т. е. $k_{com} = \rho_{d, com} / \rho_{d, max}$. При этом k_{com} обычно принимают в пределах 0,92...0,98.

Эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется размером, весом, высотой сбрасывания трамбовки, степенью плотности, влажностью, структурной прочностью уплотняемых грунтов. Уплотнение сопровождается понижением поверхности грунта, которое определяется по результатам опытных работ или вычисляется по формуле

$$s = (1 - \rho_d / \rho_{d, com}) h'_{com} m_{com} \quad (12.5)$$

где ρ_d — плотность скелета грунта до уплотнения; $\rho_{d, com}$ — плотность скелета грунта в пределах зоны уплотнения h'_{com} ; $m_{com} = 1,0...1,2$ — коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта.

Наибольшая глубина уплотнения h'_{com} достигается при оптимальной влажности грунта и приближенно оценивается по соотношению

$$h'_{com} = k_c d, \quad (12.6)$$

где d — диаметр основания трамбовки; k_c — коэффициент, принимаемый для супесей и суглинков 1,8, для глин — 1,5. Глубина уплотняемой зоны уточняется опытным требованием.

При уплотнении грунтов, имеющих влажность меньше оптимальной, производится их доувлажнение путем подачи воды в котлован. Требуемый объем воды V_w определяется по формуле (12.4). Трамбование выполняется через 12...24 ч после проникновения воды в грунт. Если поверхность грунта по истечении этого времени остается влажной, то она покрывается слоем сухого грунта толщиной 5...10 см. При уплотнении естественных оснований тяжелыми трамбовками котлован отрывается с недобором, определяемым по формуле (12.5).

Трамбование производится с перекрытием следов (рис. 12.7). Число ударов по каждому следу в зависимости от назначенного коэффициента уплотнения принимается по табл. 12.1.

Качество работ по уплотнению тяжелыми трамбовками грунтов с оптимальной влажностью проверяется по отказу в пунктах, рас-

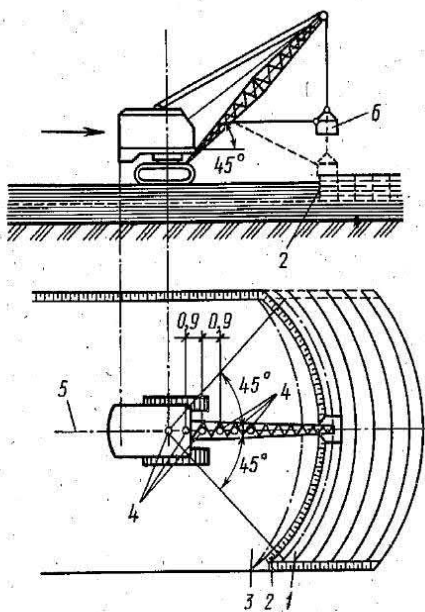


Рис. 12.7. Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелой трамбовкой:

1 — уплотняемая полоса; 2 — полоса перекрытия; 3 — уплотненная полоса; 4 — место стоянки экскаватора; 5 — ось проходки экскаватора; 6 — трамбовка

полагаемых из расчета один пункт на каждые 100 м^2 уплотняемой площади. При влажности, отличающейся от оптимальной более чем на $\pm 0,02$, качество уплотнения проверяется определением плотности скелета грунта ρ_d , *см* через $0,25 \dots 0,5 \text{ м}$ по глубине при толщине уплотняемого слоя до $2 \dots 2,5 \text{ м}$ и через $0,5 \dots 0,75 \text{ м}$ при толщине, превышающей $2,5 \text{ м}$. Для этих целей закладываются шурфы из расчета один шурф на каждые 300 м^2 уплотняемой площади.

Уплотнение подводными взрывами. Метод применяется в просадочных лессовых грунтах, рыхлых песчаных и пылевато-глинистых грунтах. Наибольший эффект уплотнения достигается при степени влажности грунтов $S_r = 0,7 \dots 0,8$. При меньшей степени влажности грунтов производится их предварительное замачивание.

Суть метода заключается в использовании энергии взрыва, производимого в водной среде, для разрушения структуры и уплотнения грунтов. Водная среда, с одной стороны, обеспечивает более равномерное распределение уплотняющего взрывного воздействия по поверхности грунта, с другой — гасит энергию взрыва, направленную вверх.

Уплотнение производится в котлованах. Глубина котлована назначается таким образом, чтобы высота столба воды составляла не менее $1,3 \dots 1,5 \text{ м}$. При меньшей проектной глубине котлована выполняется его обвалование. После заполнения котлована водой размещаются заряды ВВ по сетке $0,8 \dots 1,2 \text{ м}$ на глубине от поверхности воды не менее 1 м и на расстоянии от уплотняемой поверхности грунта $0,3 \dots 0,4 \text{ м}$. После одновременного взрыва зарядов происходит уплотнение грунта с понижением поверхности на $0,3 \dots 0,8 \text{ м}$. Глубина уплотнения составляет $1 \dots 4 \text{ м}$ в зависимости от грунтовых условий и величины зарядов.

Качество уплотнения проверяется по величине осадки поверхности, а также контролем плотности скелета уплотненного грунта.

Вытрамбовывание котлованов. Метод заключается в образовании в грунтовом массиве полости путем сбрасывания в одно и то же место трамбовки, имеющей форму будущего фундамента. Затем

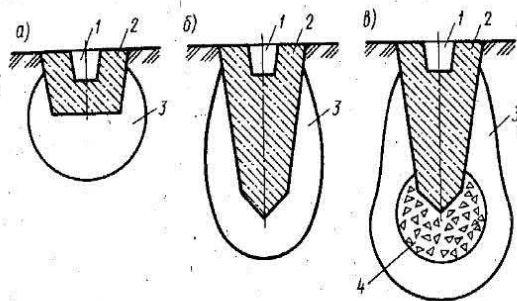


Рис. 12.8. Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в):

1 — стакан для установки колонны; 2 — фундамент; 3 — зона уплотнения; 4 — втрамбованный жесткий грунтовый материал

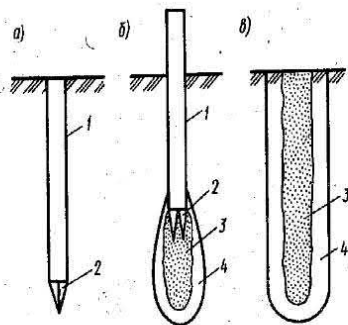


Рис. 12.9. Схема устройства песчаных свай:

а — погружение обсадной трубы; б — извлечение обсадной трубы и засыпка скважины песком; в — схема песчаной свай; 1 — обсадная труба; 2 — самораскрывающийся наконечник; 3 — песчаная свая; 4 — зона уплотнения

полость заполняется бетонной смесью, после твердения которой образуется фундаментная конструкция.

Метод эффективен тем, что при вытрамбовывании полости грунт вокруг нее уплотняется, за счет чего увеличивается несущая способность основания и снижается деформируемость, а сооружение монолитной фундаментной конструкции не требует применения опалубки.

Применяется несколько конструкций и способов устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах. На рис. 12.8, а показан фундамент с плоской подошвой, предназначенной для опирания колонны. Другим типом являются фундаменты с заостренной подошвой обычного типа (рис. 12.8, б) и с уширенным основанием (рис. 12.8, в). Последний получается путем втрамбовывания в дно полости крупнообломочного материала (щебня, гравия и т. п.).

Фундаменты в вытрамбованных котлованах используются при строительстве каркасных и бескаркасных зданий. В первом случае обычно располагают один фундамент под каждой колонной. Во втором случае размещение фундаментов в плане определяется конструктивной схемой здания, нагрузками на фундаменты, несущей способностью оснований. Минимальное расстояние между фундаментами в свету принимается не менее 0,8 их ширины поверху.

Вытрамбовывание котлованов выполняют путем сбрасывания трамбовки весом 15...100 кН по направляющей мачте с высоты 3...8 м в одно место. Для вытрамбовывания котлованов без уширения на глубину 2 м обычно требуется 10...16 ударов, а для втрамбовывания в дно жесткого материала — около 15...20 ударов. При производстве работ используют краны-экскаваторы Э-1011 или Э-1252 с навес-

ным оборудованием. Трамбовку изготовляют из листовой стали толщиной 8...12 мм в форме будущего фундамента и заполняют ее бетоном до заданной массы. В плане трамбовка имеет форму квадрата, прямоугольника или круга. Ее высота составляет 1...3,5 м. Масса и высота сбрасывания трамбовки назначаются такими, чтобы погружение трамбовки за один удар не превышало 0,15 глубины котлована.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах для каркасных промышленных, сельскохозяйственных и гражданских зданий с нагрузкой на колонну до 2000 кН, бескаркасных жилых и гражданских зданий с нагрузкой до 500 кН на 1 м длины рекомендуется применять на просадочных грунтах, глинистых грунтах с плотностью скелета до 1,65...1,7 т/м³, а также в пылеватых, мелких и глинистых песках рыхлого и среднего по плотности сложения. Такой способ устройства фундаментов позволяет сократить объем земляных работ в 3...5 раз, практически полностью исключить опалубочные работы, снизить расход бетона в 2...3 раза, металла в 1,5...4 раза, а стоимость и трудоемкость уменьшить в 2...3 раза.

Песчаные сваи применяют для уплотнения сильносжимаемых пылевато-глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину до 18...20 м.

Песчаные сваи изготовляют следующим образом. В грунт с помощью вибратора или свайного молота погружается пустотелая металлическая труба диаметром 300...400 мм с инвентарным самораскрывающимся наконечником (рис. 12.9, а). В верхней части трубы имеется отверстие, иногда оборудованное воронкой, для засыпки песка в трубу без снятия вибратора или молота. После погружения трубы в нее засыпается песок на высоту 3...4 м. После этого включается вибратор и трубу начинают поднимать. При этом наконечник раскрывается, труба поднимается на высоту 2...3 м и в скважине остается столб песка (рис. 12.9, б). Трубу следует поднимать так, чтобы после подъема в ней оставался слой песка толщиной не менее 1 м. Указанные операции повторяются до полного извлечения трубы, после чего в основании остается столб уплотненного песчаного грунта (песчаная свая). Вокруг песчаной сваи грунт также находится в уплотненном состоянии (рис. 12.9, в).

В нашей стране применяется уплотнение грунта в теле песчаной сваи методом «свая в сваю». Суть его заключается в том, что после того, как инвентарная труба извлечена из грунта, створки наконечника закрывают и труба повторно погружается в тело уже устроенной сваи. Обычно считается удовлетворительным, если при повторном погружении трубы удастся погрузить ее до глубины 0,8 от длины песчаной сваи. Затем в трубу снова порциями засыпается песок, а труба постепенно извлекается. При этом методе достигается эффективное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов, так как после повторного погружения трубы фактический диаметр песчаной сваи увеличивается до 60...70 см. Кроме того, в подобных

грунтовых условиях песчаные сваи играют роль вертикальных дрен, за счет чего существенно ускоряется процесс консолидации водонасыщенных глинистых оснований. Сваи размещаются обычно в шахматном порядке.

Основными показателями при разработке проекта уплотнения грунтов песчаными сваями являются коэффициент пористости уплотненного грунта e_{com} и соответствующие ему характеристики прочности и деформируемости, определяемые экспериментально при проектной плотности грунта.

Отношение площади сечения песчаных свай к 1 м^2 площади уплотняемого основания определяется по формуле

$$\Omega = (e - e_{com}) / (1 + e), \quad (12.7)$$

где e и e_{com} — соответственно коэффициенты пористости естественного и уплотненного грунта.

Общее количество песчаных свай, необходимое для уплотнения основания площадью A , составит

$$n = \Omega A / A_p, \quad (12.8)$$

где A_p — площадь сечения песчаной сваи.

При схеме размещения песчаных свай в вершинах равнобедренных треугольников (рис. 12.10) расстояние между осями свай будет равно

$$L = 0,95 d_p \sqrt{\rho_{d, com} / (\rho_{d, com} - \rho_d)}, \quad (12.9)$$

где d_p — диаметр песчаной сваи; ρ_d и $\rho_{d, com}$ — соответственно значения плотности скелета естественного и уплотненного грунта.

Крупные или средней крупности пески, используемые в качестве материала песчаных свай, как правило, имеют модуль деформации порядка 10...15 МПа, что незначительно отличается от модуля деформации окружающего сваю уплотненного грунта. Поэтому фундамент, расположенный на основании, уплотненном песчаными сваями, следует рассчитывать как фундамент на естественном основании с учетом физико-механических характеристик уплотненного грунта.

Уплотнение грунта песчаными сваями обычно производится под всем сооружением. Крайние сваи рас-

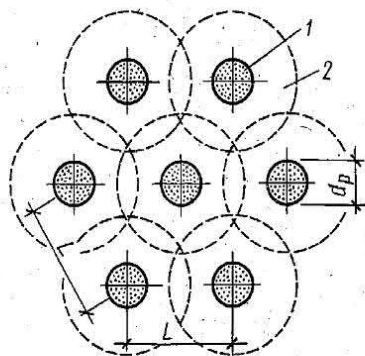


Рис. 12.10. Схема размещения песчаных свай в плане:

1 — песчаная свая; 2 — зона уплотнения

полагаются за пределами осей крайних фундаментов на расстоянии 2...2,5 м. При устройстве песчаных свай под отдельные или ленточные фундаменты необходимо, чтобы крайний ряд свай находился за краем фундамента на расстоянии 0,2...0,3 от ширины фундамента. Площадь уплотненного основания принимается равной площади, околунтуренной песчаными сваями.

Глубина уплотнения песчаными сваями принимается такой, чтобы совместные деформации сооружения и уплотненного основания не превышали предельных. В ответственных случаях производится определение характеристик уплотненного основания на площадках опытного уплотнения с помощью больших (не менее 3...4 м²) штампов.

Песчаные сваи успешно применялись для жилого и промышленного строительства в Риге, Клайпеде, Архангельске и других городах. Известен опыт применения песчаных свай за рубежом, в частности в Китае, Индии, Швейцарии.

Грунтовые сваи. Глубинное уплотнение грунтовыми сваями применяется для улучшения строительных свойств просадочных макропористых и насыпных пылевато-глинистых грунтов при степени

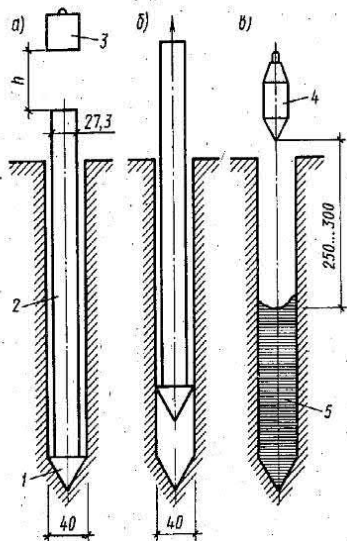


Рис. 12.11. Схема устройства грунтовых свай способом сердечника:

а — образование скважины забивкой инвентарной сваи; б — извлечение инвентарной сваи; в — заполнение скважины грунтом с трамбованием; 1 — инвентарный башмак; 2 — сердечник; 3 — молот; 4 — трамбовка; 5 — уплотненный грунт заполнения

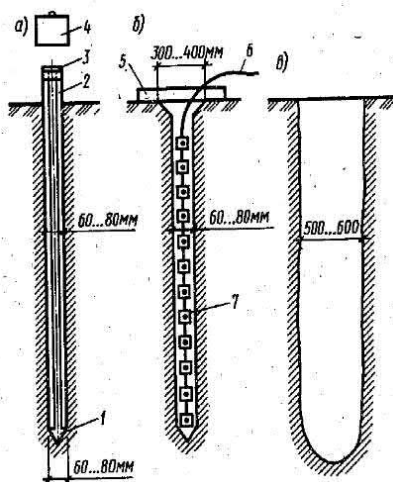


Рис. 12.12. Схема образования скважин энергией взрыва:

а — устройство скважины-шпура; б — скважина-шпур, подготовленная к взрыву; в — готовая скважина; 1 — башмак; 2 — буровая штанга; 3 — наголовник; 4 — молот; 5 — деревянный брусок для подвески заряда; 6 — детонирующий шнур; 7 — заряд ВВ

влажностью $S_r = 0,3 \dots 0,7$ на глубину до 20 м. Суть метода заключается в устройстве вертикальной полости в основании, которая затем засыпается местным грунтом с послойным уплотнением. В результате этого образуется массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенной прочностью и более низкой сжимаемостью. Устройство грунтовых свай в просадочных грунтах позволяет устранить просадочные свойства.

Уплотнение оснований грунтовыми сваями производится двумя методами, отличающимися по способу устройства полости.

В первом методе в уплотняемом массиве пробивают ударным снарядом скважины, используя станки ударно-канатного бурения или навесное оборудование к крану-экскаватору. Диаметр скважины в зависимости от применяемого оборудования составляет от 0,4 до 1,0 м при диаметре зоны уплотнения 1,4...3,6 м (рис. 12.11).

Второй метод основан на использовании для глубинного уплотнения грунтов энергии взрыва. Заряды ВВ массой 5...12 кг размещаются гирляндой в интервале глубин 3...12 м в пробуренных или пробитых скважинах-шпурах диаметром 60...80 мм, располагаемых на расстоянии 4...10 м одна от другой (рис. 12.12). После взрыва заряда образуется вертикальная полость диаметром 500...600 мм.

Засыпка скважин выполняется местным лессовым или пылевато-глинистым грунтом при влажности, близкой к оптимальной. Грунт засыпается порциями по 0,25...0,3 м³ с послойным уплотнением трамбуящим снарядом в виде параболоидного клина диаметром 280...320 мм и весом 3,5 кН, сбрасываемым в высоты 2,5...3 м (см. рис. 12.11). Грунт в скважине уплотняется до удельного веса не менее 17,5 кН/м³. Количество грунтового материала по весу, необходимое для набивки 1 м длины скважины, определяется по формуле

$$q = k_c A_p \gamma_{d, \text{com}} (1 + w), \quad (12.10)$$

где k_c — коэффициент, принимаемый для супесей равным 1,4, для суглинков и глин — 1,1; A_p — площадь поперечного сечения скважины; $\gamma_{d, \text{com}}$ — удельный вес скелета уплотненного грунта в скважине, кН/м³; w — влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Расстояние между грунтовыми сваями, располагаемыми, как и песчаные, в пахматном порядке, и общее их число определяются по формулам (12.7)...(12.9).

При контроле за качеством пробивки скважин проверяют их диаметр, глубину и расстояние между скважинами поверху. Если получившиеся расстояния между скважинами превышают заданные в проекте более чем на 20...25%, то проходят дополнительные скважины наконечником меньшего диаметра (210...250 мм). При заполнении скважин контролируются объем засыпаемого грунта, влажность и однородность состава. После завершения работ определяют плотность скелета уплотненного грунта и его влажность. Для гарантии высокого качества работ и подбора оптимального

режима уплотнения проводят уплотнение грунтов на опытной площадке в предпостроечный период.

Известковые сваи применяют для глубинного уплотнения водонасыщенных заторфованных и пылевато-глинистых грунтов. В толще грунтов пробуривают скважины диаметром 320...500 мм. Если грунт не сохраняет вертикальные стенки скважин, то используют ту же технологию, что и при устройстве песчаных свай, — при помощи инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником. Скважины заполняют негашеной комовой известью. Известь засыпают таким образом, чтобы при извлечении обсадной трубы толщина слоя извести в нижней части трубы составляла не менее 1 м, и уплотняют трамбовкой весом 3...4 кН.

Уплотнение грунтов при применении известковых свай происходит в результате действия следующих факторов. Первоначально слабые водонасыщенные грунты уплотняют в процессе погружения инвентарной трубы с закрытым концом. Когда в скважину засыпается негашеная известь и уплотняется трамбованием, происходит некоторое (до 20%) увеличение диаметра сваи. Негашеная комовая известь при взаимодействии с поровой водой гасится и в процессе гашения увеличивается в объеме. В некоторых случаях при гашении диаметр известковой сваи увеличивается еще на 60...80%. Этим создается дополнительное уплотнение окружающего сваю грунта. При гашении извести происходит большое выделение тепла и температура тела сваи достигает 300° С. Под действием высокой температуры происходит частичное испарение поровой воды, в результате чего уменьшается влажность грунта и ускоряется уплотнение.

При взаимодействии негашеной комовой извести с грунтом происходит также физико-химическое закрепление грунта в зонах, примыкающих к поверхности сваи, и увеличиваются прочностные и деформационные характеристики грунтов. Обычно после устройства известковых свай по поверхности отсыпают слой из местного грунта толщиной 2...3 м, уплотняемый тяжелыми трамбовками.

Проектирование оснований с известковыми сваями аналогично рассмотренному случаю уплотнения песчаными сваями. Однако расчетный диаметр следует принимать с учетом расширения площади известковой сваи при уплотнении извести и ее гашении. Стоимость известковых свай довольно низкая, поэтому они относятся к одним из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований.

Глубинное виброуплотнение применяют в рыхлых песчаных грунтах естественного залегания, а также при укладке несвязных грунтов в насыпи, устройстве обратных засышек.

При вибрации сыпучие грунты, у которых отсутствует сцепление между частицами, приходят в движение и под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести происходит смещение частиц. В результате рыхлые пески или другие сыпучие материалы, например шлаки, уплотняются. Эффективность уплотнения повышается

при подаче в зону уплотнения воды. Поэтому, если песок находится в ненасыщенном водой состоянии, к месту виброуплотнения подают воду. Такой метод часто называют гидровиброуплотнением. При помощи виброуплотнения плотность скелета песчаного грунта может быть доведена до $1,7...1,8 \text{ г/см}^3$.

Существует два основных способа виброуплотнения. В первом способе уплотнение происходит при погружении в песок вибратора (вибробулавы). Этим способом уплотняются толщи рыхлых песков мощностью до $8...10 \text{ м}$. Второй способ заключается в погружении в грунт стержня с прикрепленным к его голове вибратором. На этом принципе сконструированы виброустановки типа ВУУП-6 и ВУУП-4. Так, виброустановка ВУУП-6 состоит из высокочастотного вибропогружателя В-401 и погружаемого в грунт уплотнителя (рис. 12.13). Уплотнитель представляет собой металлическую пространственную конструкцию в виде трубчатой штанги диаметром 130 мм и длиной около 7 м с приваренными к ней через каждые $410...450 \text{ мм}$ по высоте горизонтальными ребрами. При необходимости эта установка оборудуется системой подачи воды в зону уплотнения под давлением $4...6 \text{ МПа}$. Расстояние между точками погружения обычно составляет $2...3 \text{ м}$ и уточняется опытным путем. Общая высота уплотняемой толщи может достигать 20 м . Полный цикл уплотнения песчаной толщи в одной точке состоит из $4...5$ чередующихся погружений и подъемов виброустановки. Производительность указанных виброустановок составляет $170...300 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Для гидровиброуплотнения применяют также гидровибрационную установку С-629, обеспечивающую одновременную подачу воды в грунт и его уплотнение вибрацией. Гидровиброустановку размещают в вертикальном положении над местом погружения, включают вибратор и одновременно через нижние сопла под давлением $4...6 \text{ МПа}$ подается вода. Вибратор погружается под действием собственного веса со скоростью $1,5...3 \text{ см/с}$. После погружения установки на заданную глубину через верхние сопла подают воду, поднимая установку. Производительность установки С-629 — $125 \text{ м}^3/\text{ч}$.

До начала работ по виброуплотнению песчаных оснований проводят опытные работы, по результатам которых устанавливают оптимальный режим уплотнения, число повторных погружений, время, необходимое для достижения проектной плотности сложения песчаного грунта, а также уточняют сетку погружения, при которой

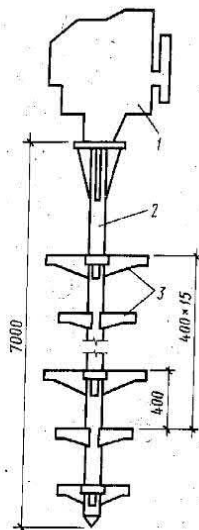


Рис. 12.13. Схема виброустановки ВУУП-6:

1 — вибропогружатель В-401; 2 — трубчатая штанга; 3 — стальные ребра

достигается максимальная производительность и обеспечивается заданная плотность. Качество уплотнения контролируют статическим зондированием, а также путем отбора образцов уплотненного грунта.

Предварительное уплотнение оснований статической нагрузкой применяют для улучшения строительных свойств слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и торфов при их распространении на значительную глубину. Статическая нагрузка создается отсыпкой на уплотняемой площади насыпи из местных материалов.

Давление по подошве насыпи должно быть не менее давления, передаваемого на основание проектируемым сооружением. Поскольку высота временных насыпей ограничена, так как для их возведения необходимо транспортирование огромного количества материала, этот метод применяется в основном для уплотнения оснований сооружений, передающих относительно небольшие давления на основание, — малозэтажных зданий, аэродромных и дорожных покрытий, резервуаров и т. п.

При использовании этого метода для уплотнения толщ слабых грунтов мощностью более 10 м требуется длительное время для завершения процессов консолидации и стабилизации осадок, поскольку водопроницаемость слабых, особенно пылевато-глинистых грунтов, весьма незначительна. Для ускорения процесса уплотнения используют вертикальные дрены различных конструкций: песчаные дрены, бумажные комбинированные дрены и т. п.

Технология устройства вертикальных песчаных дрен аналогична технологии изготовления песчаных свай.

Бумажная комбинированная дрена имеет поперечное сечение 4×100 мм и состоит из полимерного жесткого ребристого сердечника и фильтрующей оболочки. Дрена вводится в грунт в обсадной трубе прямоугольного сечения статическим вдавливанием. Глубина уплотняемой толщи грунтов при этом может достигать 20 м. Шаг песчаных дрен обычно принимают равным 1,5...3 м, бумажных комбинированных дрен — 0,6...1,2 м. Затем производится отсыпка песчаной подушки для сбора и отвода фильтрующей воды, после чего возводится временная насыпь. Контроль процесса уплотнения ведется путем наблюдения за осадками уплотняемого массива. После стабилизации осадок насыпь удаляется и площадка готова для проведения планировочных и строительных работ.

Уплотнение грунта водопонижением. Метод эффективен при уплотнении оснований, сложенных мелкими и пылеватыми песками. При коэффициенте фильтрации песков от 0,05 до 0,002 см/с для водопонижения используют иглофильтровальные установки. При содержании в пылеватых песках большого количества глинистых частиц и коэффициенте фильтрации менее 0,002 см/с применяют эжекторные иглофильтры, позволяющие понижать уровень подземных вод до глубины 25 м. Водопонижение в пылевато-глинистых грунтах, коэффициент фильтрации которых менее 0,0001 м/с, произ-

водится с помощью электроосмоса. Для этого в грунт погружают иглофильтры, являющиеся катодами, и металлические стержни — аноды. При пропускании через грунт постоянного электрического тока происходит передвижение воды к иглофильтру-катоде и эффективный коэффициент фильтрации увеличивается в 10...100 раз.

Понижение уровня подземных вод приводит к тому, что в пределах зоны водопонижения снимается взвешивающее действие воды на скелет грунта. В единице объема грунта возникает дополнительная массовая сила, равная разнице между удельным весом влажного грунта и удельным весом скелета грунта, взвешенного в воде, т. е. $\gamma - \gamma_{sb}$, которая и вызывает уплотнение грунтового массива.

12.4. Закрепление грунтов

Закрепление грунтов заключается в искусственном преобразовании строительных свойств грунтов в условиях их естественного залегания разнообразными физико-химическими методами. В процессе закрепления между частицами грунта возникают прочные структурные связи за счет инъецирования в грунт и последующего отвердения определенных реагентов. Это обеспечивает увеличение прочности грунтов, снижение их сжимаемости, уменьшение водопроницаемости и чувствительности к изменению внешней среды, особенно влажности. Важным условием применимости инъекционных методов закрепления является достаточно высокая проницаемость грунтов.

Методы инъекционного закрепления грунтов, не сопровождаемые механическими, в особенности динамическими воздействиями, в основном применяют для усиления оснований сооружений, защиты существующих зданий и сооружений при строительстве новых, в том числе подземных, сооружений, создания противофильтрационных завес. Вследствие их высокой стоимости целесообразность применения методов закрепления грунтов на вновь осваиваемых строительных площадках должна обосновываться технико-экономическим расчетом.

Цементация грунтов. Этот метод применяют для упрочнения насыщенных грунтов, галечниковых отложений, средних и крупнозернистых песков при коэффициенте фильтрации упрочняемых грунтов более 80 м/сут. Цементацию используют также для заполнения карстовых пустот, закрепления и уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных грунтов.

Цементационный раствор обычно состоит из цемента и воды при водоцементном отношении 0,4...1,0.

Для цементации грунтов применяют забивные инъекторы или инъекторы-тампоны, опускаемые в пробуренные скважины. Инъекторы представляют собой трубу диаметром 25...100 мм, снабжен-

ную перфорированным звеном длиной 0,5...1,5 м. После погружения инъектора в грунт или скважину в трубу под давлением подается чистая вода и скважина промывается. Затем через трубу нагнетается цементный раствор, который, проникая в грунт, цементирует его.

При цементации карстовых пустот и трещиноватой скалы изменяют цементационный раствор при небольшом водоцементном отношении. Кроме того, в раствор часто добавляют песок.

Радиус закрепления грунта, давление нагнетания, расход цементного раствора и прочность зацементированных грунтов устанавливают в процессе опытных работ.

Метод цементации применяют также для усиления конструкции самих фундаментов. Для этого в теле фундаментов пробуриваются шпурь, через которые в материал или кладку фундамента под высоким давлением нагнетается цементный раствор.

Силикатизация грунтов. Применяют для химического закрепления песков с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 80 м/сут, макропористых просадочных грунтов с коэффициентом фильтрации от 0,2 до 2,0 м/сут и отдельных видов насыпных грунтов. Сущность метода заключается в том, что в грунты нагнетается силикат натрия в виде раствора (жидкое стекло), которым заполняется поровое пространство и при наличии отвердителя образуется гель, твердеющий с течением времени.

Песчаные грунты с коэффициентом фильтрации 2...80 м/сут закрепляются двухрастворным способом силикатизации, разработанным Б. А. Ржаницыным. Способ заключается в следующем. В грунт погружаются инъекторы, представляющие собой трубы диаметром 38 мм с нижним перфорированным звеном длиной 0,5...1,5 м. Через инъекторы в грунт нагнетается раствор силиката натрия под давлением до 1,5 МПа. Через соседнюю трубу нагнетают раствор хлористого кальция. Инъекторы погружаются попарно на расстоянии 15...25 см друг от друга. Иногда оба раствора поочередно нагнетаются через один и тот же инъектор. Раствор силиката натрия вводится в грунт заходками 1 м по глубине при погружении инъектора. Затем такими же заходками, но уже в процессе извлечения инъектора производится нагнетание второго раствора. Радиус закрепления грунта составляет 30...100 см. Процесс гелеобразования протекает очень быстро. После полного твердения геля, на что требуется 28 дней, закрепленный песчаный грунт приобретает прочность на одноосное сжатие 2...5 МПа.

При закреплении мелких песков и пльвунов, имеющих коэффициент фильтрации в пределах 0,5...1,0 м/сут, в грунт нагнетается подготовленный заранее гелеобразующий раствор, представляющий собой смесь растворов крепителя и отвердителя. Варьируя состав отвердителя, можно регулировать в широких пределах (от 20...30 мин до 10...16 ч) время гелеобразования. Для обеспечения необходимого радиуса закрепления в малопроницаемых грунтах применяются рецепты с большим временем гелеобразования.

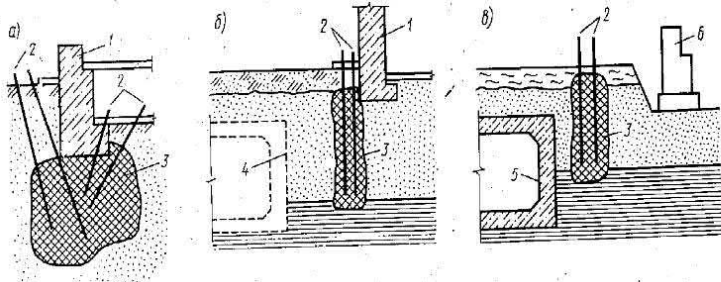


Рис. 12.14. Схемы закрепления методом силикатизации оснований фундаментов (а), защиты фундаментов зданий при строительстве подземных сооружений (б), при возведении зданий (б'):

1 — фундамент; 2 — иньекторы; 3 — зоны закрепления; 4 — строящееся подземное сооружение; 5 — существующий тоннель; 6 — строящееся здание

Прочность гелей кремниевой кислоты по одноразовным рецептурам невелика. Закрепленные ими пески и пльвуны приобретают прочность на одноосное сжатие порядка 0,2 МПа, за исключением кремнефторсиликатной рецептуры, придающей прочность до 2...4 МПа, и силикатно-органических рецептур.

Силикатизация эффективна для закрепления макропористых лессовых грунтов вследствие их высокой проницаемости. Особенностью силикатизации лессов является то, что в состав этих грунтов входят соли, выполняющие роль отвердителя жидкого стекла. Поэтому силикатизация лессов проводится классическим одноразовным методом, осуществляемым иньекцией в толщу лессовых грунтов раствора силиката натрия. Процесс закрепления происходит мгновенно, прочность растет очень быстро и может достигать для закрепленного массива 2 МПа и более. Закрепление водостойчиво, что обеспечивает ликвидацию просадочных свойств.

На рис. 12.14 показаны примеры использования силикатизации в строительстве.

В нашей стране по предложению В. Е. Соколовича применяют газовую силикатизацию песчаных и макропористых лессовых грунтов, основанную на использовании в качестве отвердителя жидкого стекла углекислого газа (диоксида углерода). Технология способа состоит в том, что в грунт через забитые иньекторы или специально оборудованные скважины нагнетается углекислый газ для предварительной активизации грунта, затем раствор силиката натрия и вторично углекислый газ для отверждения. Прочность закрепленных методом газовой силикатизации песков составляет 0,8...1,5 МПа, лессовых грунтов — 0,8...1,2 МПа.

Для сплошного закрепления массива грунта иньекторы располагают в шахматном порядке. Расстояние между рядами иньекторов определяют по формуле

$$a = 1,5r, \quad (12.11)$$

а расстояние между инъекторами в ряду — по формуле

$$a = 1,73r, \quad (12.12)$$

где r — радиус закрепления, меняющийся в зависимости от рецептуры закрепляющих растворов и коэффициента фильтрации грунта в пределах 0,3...1,0 м.

Объемы закрепляющих растворов находят по зависимости

$$V_s = 100Vna_s, \quad (12.13)$$

где V — объем закрепляемого грунта; n — пористость грунта; a_s — коэффициент, принимаемый при двухрастворной силикатизации для каждого раствора 0,5; при однорастворной силикатизации песков — 1,2; лессовых просадочных грунтов — 0,7; при газовой силикатизации песчаных грунтов — 0,7; плывунов и лессовых просадочных грунтов — 0,8.

Уточнение технологической схемы и параметров закрепления производится путем проведения опытных работ. Качество закрепления грунтов проверяют бурением контрольных скважин с отбором кернов, вскрытием шурфов с отбором образцов, определением удельного водопоглощения, методами электрокаротажа и зондирования.

Смолизация. Метод закрепления грунтов смолами получил название смолизации. Сущность его заключается во введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями — кислотами, кислыми солями.

Через определенное время в результате взаимодействия с отвердителями смола полимеризуется. Обычное время гелеобразования 1,5...2,5 ч при времени упрочнения до 2 сут. Метод смолизации рекомендуется для закрепления сухих и водонасыщенных песков с коэффициентом фильтрации 0,5...25 м/сут. Прочность на одноосное сжатие закрепленного карбамидной смолой песка колеблется в пределах 1...5 МПа и зависит в основном от концентрации смолы в растворе.

Организация работ по закреплению грунтов смолами аналогична организации работ по силикатизации. Радиус закрепленной области основания составляет 0,3...1,0 м в зависимости от коэффициента фильтрации песка. Метод относится к числу дорогостоящих. Закрепление карбамидными смолами успешно применялось при строительстве Новолипецкого завода, Харьковского метрополитена.

Глинизация и битумизация. Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Технология глинизации заключается в нагнетании через инъекторы, погруженные в песчаный грунт, водной суспензии бентонитовой глины с содержанием монт-

мориллонита не менее 60%. Глинистые частицы, выпадая в осадок, заполняют поры песка, в результате чего его водопроницаемость снижается на несколько порядков.

Битумизацию применяют в основном для уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных пород. Метод сводится к нагнетанию через скважины в трещиноватый массив расплавленного битума или специальных битумных эмульсий. При этом происходит заполнение трещин и пустот и массив становится практически водонепроницаемым.

Электрохимическое закрепление грунтов. Метод применяют для закрепления водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов в сочетании с электроосмосом. В этом методе через аноды в грунт подают водные растворы солей многовалентных металлов, которые, соединяясь с глинистым грунтом, коагулируют глинистые частицы. Создаются глинистые агрегаты, сцементированные между собой гелями солей железа и алюминия. При этом прочность грунтов существенно возрастает, резко снижается их способность к набуханию.

Напряжение тока при электрохимическом закреплении составляет 80...100 В, плотность тока 5...7 А/м², расход энергии 60...100 кВт·ч на 1 м³ закрепляемого грунта.

Термическое закрепление грунтов. Применяют для упрочнения маловлажных пылевато-глинистых грунтов, обладающих газопроницаемостью. Наиболее часто этот метод используется для устранения просадочных свойств макропористых лессовых грунтов. Глубина закрепляемой толщи достигает 20 м.

Сущность метода термической обработки заключается в том, что через грунт в течение нескольких суток пропускают раскаленный воздух или раскаленные газы. Под действием высокой температуры отдельные минералы, входящие в состав скелета, оплавляются. В результате этого образуются прочные водостойкие структурные связи между частицами и агрегатами грунта. Кроме того, при обжиге грунты теряют значительную часть химически связанной воды, что изменяет свойства грунтов и уменьшает или полностью ликвидирует просадочность, размокаемость, способность к набуханию.

Температура газов, которыми производится обработка грунта, не должна превышать 750...850° С. Если температура газов окажется выше, стенки скважин оплавляются и становятся газонепроницаемыми. При температурах ниже 300° С ликвидация просадочности лессов не происходит.

Существуют различные способы, оборудование и технологические схемы термического закрепления.

Одна из технологий заключается в следующем. Пробурируют скважины диаметром 100...200 мм, которые закрывают специальными керамическими затворами. В затворе оборудуется камера сгорания, к которой подают топливо (горючие газы, соляровое масло, нефть и т. п.) и воздух под давлением. Для обеспечения

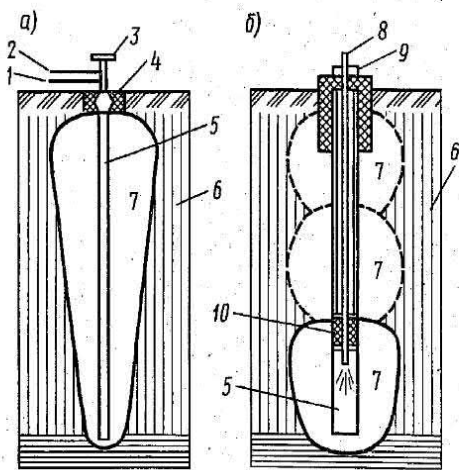


Рис. 12.15. Схемы термического закрепления грунтов при сжигании топлива в устье скважины (а) и при передвижении камеры сгорания вдоль скважины (б):

1 — трубопровод для жидкого топлива; 2 — то же, для воздуха; 3 — форсунка; 4 — затвор с камерой сгорания; 5 — скважина; 6 — просадочный лессовый грунт; 7 — зона термического закрепления; 8 — гибкий шланг; 9 — натяжное устройство; 10 — жароизолирующий материал

заданной температуры обжига необходимо, чтобы количество воздуха, нагнетаемого в скважину, было не меньше установленной величины. Для поддержания температуры 750...850° С расход воздуха на 1 кг горючего составляет 34...39 м³. При указанном количестве воздуха и средней газопроницаемости грунта порядка 25 м³/ч количество сгораемого горючего на 1 м длины скважины не должно превышать 0,85 кг/ч. Термическая обработка производится непрерывно в течение 5...12 сут. После обработки скважины аппаратуру затворов снимают и переставляют на скважины следующего участка.

В результате термической обработки получается упрочненный конусообразный массив грунта диаметром поверху 1,5...2,5 м, а понизу

на глубине 8...10 м около 0,2...0,4 диаметра поверху (рис. 12.15, а). Образуется как бы коническая свая из обожженного непросадочного грунта с прочностью до 10 МПа. Каждая такая свая вследствие понижения температуры по мере удаления от скважины окружена оболочкой просадочного грунта в пределах зоны температур ниже 300° С.

Применяется также другая технология, которая позволяет сжигать топливо в любой по глубине части скважин, в том числе и в нижней части. В результате этого можно создавать обожженные грунтовые массивы (термосваи) постоянного сечения, с уширением внизу или вверху. Сроки обжига в этом случае несколько сокращаются, упрощается технология работ.

Способ состоит в том, что по длине скважины передвигается камера сгорания, позволяющая обжигать грунт на любом участке скважины. Участок обжига отделяется от остальной части скважины жароупорными диафрагмами-отсекателями. Так, при применении жидкого или газообразного топлива форсунка для его сжигания устанавливается в верхней части передвижной камеры сгорания непосредственно под нижней регулируемой раздвижной диафрагмой (рис. 12.15, б).

Грунты обжигают в виде отдельных грунтостолбов под фундаментом колонн промышленных цехов или гражданских зданий, а в некоторых случаях производят обжиг грунтового массива в основании всего здания. В этом случае грунтостолбы размещают таким образом, чтобы обожженные, упрочненные зоны соприкасались между собой.

Контроль процесса термического закрепления сводится к определению количества тепла, которое прошло через скважину в окружающий грунт. После окончания работ отбирают образцы закрепленного грунта на различном расстоянии от скважины и испытывают их в лабораторных условиях. При термическом закреплении массива в виде отдельных термосвай рекомендуется проведение опытного закрепления с испытанием термосвай статической нагрузкой. При сплошном обжиге грунтов в основании, когда грунтостолбы соприкасаются друг с другом, испытывают обожженный массив штампами площадью не менее $10\,000\text{ см}^2$.

Глава 13

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ. ЗАГЛУБЛЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

При залегании прочных грунтов на значительной глубине, когда устройство фундаментов в открытых котлованах становится трудновыполнимым и экономически невыгодным, а применение свай не обеспечивает необходимой несущей способности, прибегают к устройству фундаментов глубокого заложения. Необходимость устройства фундаментов глубокого заложения может быть вызвана и особенностями самого сооружения, например когда оно должно быть опущено на большую глубину (заглубленные и подземные сооружения). К таким сооружениям относятся подземные гаражи и склады, емкости очистных, водопроводных и канализационных сооружений, здания насосных станций, водозаборы, глубокие колодцы для зданий дробления руды, непрерывной разливки стали и многие другие.

В настоящее время в строительной практике применяют следующие виды фундаментов глубокого заложения: опускные колодцы, кессоны, тонкостенные оболочки, буровые опоры и фундаменты, возводимые методом «стена в грунте».

13.1. Опускные колодцы

Опускной колодец представляет собой замкнутую в плане и отрытую сверху и снизу полую конструкцию, бетонируемую или собираемую из сборных элементов на поверхности грунта и погружаемую под действием собственного веса или дополнительной пригрузки по мере разработки грунта внутри ее (рис. 13.1).

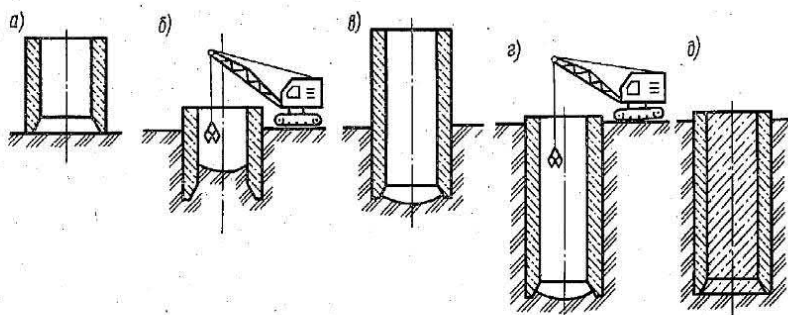


Рис. 13.1. Последовательность устройства опускного колодца:

a — изготовление первого яруса опускного колодца на поверхности грунта; *b* — погружение первого яруса опускного колодца в грунт; *в* — наращивание оболочки колодца; *г* — погружение колодца до проектной отметки; *д* — заполнение бетоном полости опускного колодца в случае использования его как фундамента глубокого заложения

После погружения до проектной отметки внутреннюю полость опускного колодца полностью или частично заполняют бетоном или используют для устройства заглубленного помещения.

Опускные колодцы могут быть выполнены из дерева, каменной или кирпичной кладки, бетона, железобетона, металла. Наибольшее распространение в современной практике строительства получили железобетонные колодцы.

По форме в плане опускные колодцы могут быть круглыми, квадратными, прямоугольной или смешанной формы с внутренними перегородками и без них (рис. 13.2). Форма колодца определяется конфигурацией проектируемого сооружения, выбираемой из условия обеспечения требований технологии. Наиболее рациональной является круглая форма. Такие колодцы лучше работают на сжатие и при заданной площади основания обладают наименьшим наружным периметром, что уменьшает силы трения по их боковой

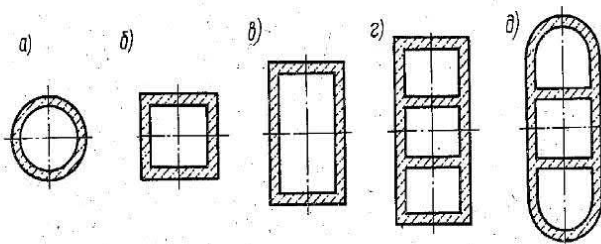


Рис. 13.2. Формы сечений опускных колодцев в плане:

a — круглая; *b* — квадратная; *в* — прямоугольная; *г* — прямоугольная с поперечными перегородками; *д* — с закругленными торцевыми стенками

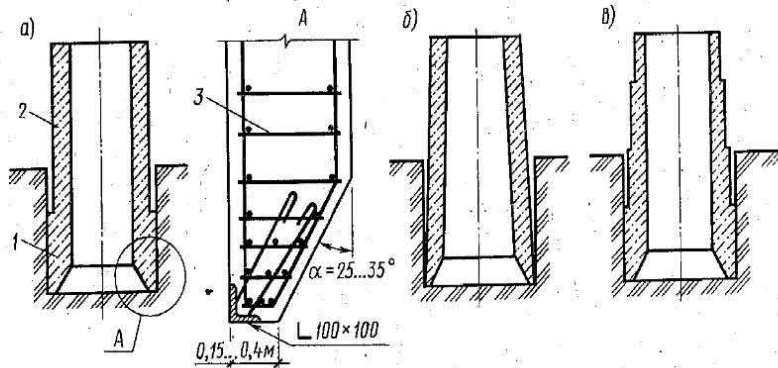


Рис. 13.3. Формы вертикальных сечений опускных колодцев:

a — цилиндрическая; *б* — коническая; *в* — цилиндрическая ступенчатая; *1* — ножевая часть опускного колодца; *2* — оболочка опускного колодца; *3* — арматура ножа колодца

поверхности, возникающие при погружении. С другой стороны, прямоугольная и квадратная форма опускных колодцев позволяет более рационально использовать площадь внутреннего помещения для размещения оборудования. В любом случае очертание колодца в плане делают симметричным, поскольку всякая асимметрия осложняет его погружение, ведет к перекосам и отклонению от проектного положения.

По способу устройства стен опускные колодцы из железобетона подразделяют на монолитные и из сборных элементов.

Колодцы со стенами из монолитного железобетона рекомендуется применять, когда подземные помещения по технологическим требованиям имеют сложное очертание в плане, нет возможности изготовить сборные элементы, необходимо проходить скальные грунты или грунты с большим числом валунов и когда сборный опускной колодец конструктивно более сложно выполнить, чем монолитный. Во всех других случаях рекомендуется сооружать опускные колодцы из сборных железобетонных элементов.

Монолитные опускные колодцы. Оболочка опускного колодца из монолитного железобетона (массивного опускного колодца) состоит из двух основных частей: ножевой и собственно оболочки (рис. 13.3).

Ножевую часть делают обычно шире стены оболочки на 100...150 мм со стороны грунта. Наличие уступа позволяет связать силы трения по боковой поверхности погружаемого колодца. Иногда с этой же целью боковые грани делают наклонными или ступенчатыми. Наклон боковых граней следует назначать менее 1/100, так как при больших наклонах колодец при опускании недостаточно устойчив, легко кренится или смещается с проектных осей. Ступенчатое очертание также вписывают в уклон 1/100.

Ширину режущей части ножа (банкетки) в зависимости от размеров колодца и плотности проходимых грунтов назначают равной 150...400 мм. Для предохранения от повреждений банкетку обрамляют металлом. Чаще всего для этого используют прокатный уголок или при ширине банкетки более 250 мм сварной профиль.

Толщина стен монолитных колодцев определяется из условия создания веса, необходимого для преодоления сил трения, возникающих при погружении. В наиболее крупных колодцах, погружаемых без тиксотропной рубашки, толщина стен достигает 2...2,5 м и более.

Стенки колодцев армируются вертикальными пространственными каркасами, изготовленными на заводе или в арматурных мастерских и доставленными на место строительства отдельными секциями. При монтаже армокаркасы свариваются между собой ванной сваркой внахлестку.

Для бетонирования стен колодцев чаще всего применяют бетон класса В35. Основными требованиями к бетону являются помимо прочности плотность и водонепроницаемость, так как колодцы в большинстве случаев погружаются ниже уровня подземных вод. Укладка бетонной смеси ведется обычным способом с применением вибрации. В качестве опалубки используют деревянные щиты или тонкостенные железобетонные плиты-оболочки.

Монолитные железобетонные колодцы изготовляют непосредственно над местом их погружения на специально подготовленной выровненной площадке. Иногда для уменьшения глубины опускания колодца предварительно разрабатывают открытый без креплений котлован, называемый пионерным, на дне которого и начинают возведение колодца. При высоте колодца более 10 м его бетонирование ведется последовательно, отдельными ярусами. К опусканию колодца приступают только после того, как бетон всего яруса наберет 100%-ную прочность. Каждый последующий ярус бетонируется после погружения предыдущего с перерывом в погружении.

К настоящему времени из монолитного железобетона выполнено большое число крупных опускных колодцев. В нашей стране наиболее крупные монолитные колодцы были построены в 1965 г. на Новолипецком металлургическом заводе. Их размер в плане составлял 78,6 × 28,6 м, глубина погружения 26 м. Колодцы предназначались для размещения в них установок непрерывной разливки стали конверторного цеха. Толщина наружных стен этих колодцев составляла внизу 3,8 м, сверху — 1,9 м.

Опускные колодцы из монолитного железобетона имеют существенные недостатки, главными из которых являются большой расход материалов, не оправданный требованиями прочности, и значительная трудоемкость за счет их изготовления полностью на строительной площадке. Сюда же следует отнести и непроизводительную потерю времени, связанную с необходимостью остановки погружения колодца на время наращивания монолитного бетона.

Преимуществами монолитных железобетонных колодцев являются простота их изготовления, возможность придания им любой формы и отсутствие, как правило, опасности всплытия.

Сборные опускные колодцы. В последние годы разработаны различные конструкции опускных колодцев с применением сборных облегченных элементов, наибольшее распространение из которых получили колодцы из пустотелых прямоугольных элементов и из вертикальных панелей.

Колодец из пустотелых прямоугольных элементов выполняют, как правило, с монолитной ножевой частью, на которой монтируется оболочка из сборных двухпустотных блоков (рис. 13.4). Блоки укладываются на растворе без перевязки швов, в результате чего образуются вертикальные швы на всю высоту сооружения. Блоки скрепляют между собой только в вертикальных швах, после чего их заполняют бетоном. Если колодец разбит по высоте, то в верхней части каждого яруса опускания устраивают монолитный пояс.

Поскольку оболочка колодца собирается из блоков прямоугольной формы, она имеет в плане форму многоугольника.

Конструкции из пустотелых блоков чаще всего используют при строительстве крупных опускных колодцев с глубиной погружения 30...40 м и более, диаметром более 20 м. Основным недостатком колодцев этого типа является значительный объем монолитного железобетона, расходуемый на замоноличивание стыков и устройство ножевой части. К преимуществам следует отнести возможность их монтажа из блоков одного типоразмера и без применения специальных приспособлений (кондукторов). Наличие в блоках сквозных пустот позволяет регулировать вес колодца при его опускании или для выравнивания при перекосах путем заполнения их тяжелыми местными материалами в различных (в плане) зонах колодца. Заполнение пустот тяжелыми материалами можно при необходимости использовать и для удержания колодца от всплытия.

Один из самых крупных колодцев такого типа был построен для корпуса крупного дробления Михайловского горно-обогатительного комбината. Диаметр колодца составил 38 м, глубина — 60 м, высота монолитной ножевой части — 11 м. Проект этого уникального сооружения был разработан и осуществлен институтами «Цен-

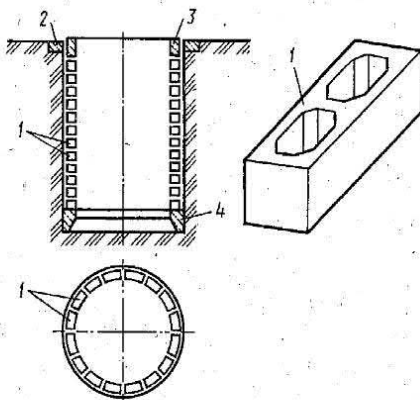


Рис. 13.4. Сборный опускной колодец из пустотелых прямоугольных блоков:

1 — блоки; 2 — форшахта; 3 — монолитный железобетонный пояс; 4 — нож из монолитного железобетона

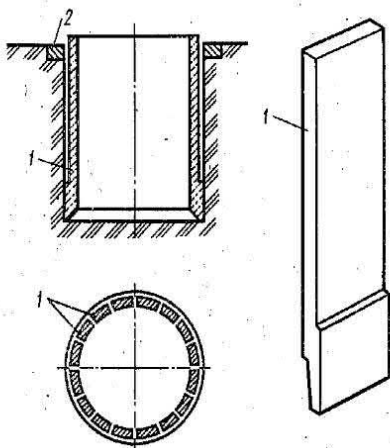


Рис. 13.5. Сборный опускной колодез из вертикальных панелей:

1 — панели; 2 — формашта

трогидроруда» и «Фундаментпроект» с участием треста «Гидроспецфундаментстрой».

В последнее время широкое распространение получили сборные опускные колодезы из плоских вертикальных панелей (клепок), каждая из которых представляет собой элемент стены колодеза на всю его высоту (рис. 13.5). Между собой панели соединяются с помощью петлевых стыков или накладками на сварке.

В строительной практике применяют панели длиной до 12 м, шириной 1,4...2 м, толщиной 0,4...0,8 м. Наиболее часто используемая унифицированная панель имеет длину 11 м, ширину 1,4 м, толщину 0,45 м.

Плоские панели формируются в опалубке одновременно с ножевой частью и армируются вертикальной и горизонтальной арматурой с наружной и внутренней стороны. С наружной стороны панели у ножа делается специальный уступ шириной 150 мм для образования полости вокруг колодеза при его опускании, в которую заливают тиксотропную суспензию для уменьшения сил трения грунта о наружные стенки колодеза.

Из унифицированных панелей можно собрать одноярусные колодезы высотой до 11 м. При необходимости возведения опускного колодеза большей высоты стены его наращивают такими же панелями, но уже без ножевой части. В этих случаях в колодезе устраивают горизонтальный стык, в котором панели верхнего и нижнего ярусов соединяют сваркой закладных деталей.

Таким образом возводят опускные колодезы диаметром 8...24 м, глубиной 25 м и более. Эти размеры являются наиболее распространенными для насосных станций, отстойников различного назначения, скиповых ям и ряда других подземных сооружений.

Сооружение колодезов из вертикальных панелей позволяет значительно снизить трудоемкость работ по устройству стен и существенно сократить сроки строительства. Серьезным недостатком таких конструкций является то, что при наличии подземных вод веса колодеза часто бывает недостаточно и требуются специальные мероприятия по удержанию его от всплытия. Кроме того, сооружения этого типа можно опускать только в тиксотропной рубашке, а незначительные искажения формы колодеза в плане приводят к резкому увеличению напряжений в его конструкции, что предъявляет повышенные требования к качеству монтажа панелей.

Погружение опускаемых колодцев. В зависимости от условий строительной площадки, а также с учетом экономической целесообразности в настоящее время применяют две схемы погружения колодцев: насухо (при отсутствии подземных вод или с применением открытого водоотлива или водопонижения) и с разработкой грунта под водой.

При погружении по первой схеме грунт в забое колодца разрабатывается одним из следующих способов: экскаваторами и бульдозерами с погрузкой его в бады и выдачей на поверхность башенными или гусеничными кранами; грейферами; гидромониторами с транспортировкой на поверхность гидроэлеваторами или землесосными снарядами.

Выбор способа разработки грунта зависит от размеров колодца, геологических условий строительной площадки и местных условий строительства. Так, грейферы применяют для разработки рыхлых песков, легких супесей, галечников. Использование средств гидромеханизации целесообразно при легкоразмываемых грунтах (пески, супеси, легкие суглинки), но при этом надо учитывать наличие на стройплощадке необходимого количества воды, обеспеченность электроэнергией, а также возможность сброса пульпы. Во всех остальных случаях колодцы чаще всего опускают с помощью экскаваторов и бульдозеров (рис. 13.6).

Глубина разработки грунта на одну «посадку» колодца принимается равной 1,5...2 м при использовании экскаваторов и бульдозеров и не более 0,5 м при применении средств гидромеханизации.

Для осушения полости колодцев при их погружении по схеме насухо в водонасыщенные грунты применяют два способа: открытый водоотлив и глубинное водопонижение.

Открытый водоотлив применяют в устойчивых грунтах с от-

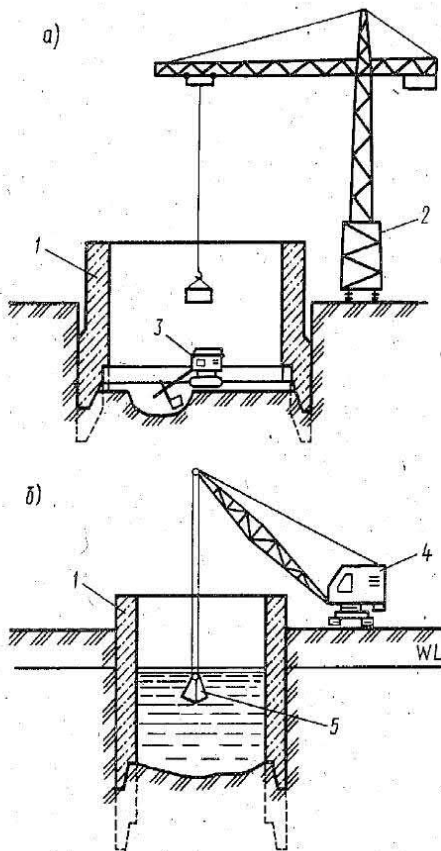


Рис. 13.6. Разработка грунта в опускаемом колодце:

а — насухо с помощью экскаватора; б — под водой с помощью грейфера; 1 — колодец; 2 — башенный кран; 3 — экскаватор; 4 — кран-экскаватор; 5 — грейфер

нительно малым коэффициентом фильтрации ($k < 1$ м/сут) или при разработке скальных и полускальных грунтов, когда и при больших притоках воды исключена возможность выпора грунта из-под ножа. Открытый водоотлив осуществляется откачкой воды насосами из водосборных пионерных траншей и приямков (зумпфов), заглубленных на 1...2 м ниже разрабатываемого грунта в колодце. По мере разработки грунта и опускания колодца зумпфы систематически заглубляют.

Опережающее *глубинное водопонижение* применяют в том случае, когда из-за больших притоков воды открытый водоотлив затрудняет выполнение работ в колодце или необходимые грунты неустойчивы и не исключены наплывы грунта из-под ножа внутрь колодца. Глубинное водопонижение осуществляют иглофильтрами или глубинными насосами, располагая их по наружному периметру колодца.

Если из-за большого притока воды в колодец трудно или экономически нецелесообразно организовывать водоотлив или водопонижение, а также при наличии неустойчивых грунтов, грозящих наплывом из-под ножа, колодцы погружают по второй схеме, т. е. с разработкой грунта под водой.

Разработка грунта под водой осуществляется преимущественно экскаваторами, оборудованными грейфером (рис. 13.6, б). При разработке мелкопесчаных и пльвуновых грунтов, чтобы предотвратить их наплыв из-под ножа, рекомендуется поднимать уровень воды в колодце на 1...3 м выше уровня подземных вод, накачивая в него воду.

Недостатками погружения опускных колодцев с разработкой грунта под водой являются сложность контролирования этого процесса и трудность удаления крупных включений.

Погружение опускных колодцев в тиксотропных рубашках. Для преодоления сил трения, препятствующих погружению колодца, приходится увеличивать его вес, для чего стены делают значительно толще, чем это требуется из условия прочности. Однако и при большом весе колодца на практике нередко происходит его зависание в грунте, когда силы трения возрастают настолько, что дальнейшее погружение прекращается еще до достижения сооружением проектной отметки.

Для уменьшения сил трения инж. А. В. Озеров в 1945 г. предложил метод погружения колодцев в тиксотропной рубашке. Суть метода заключается в следующем. Благодаря уступу, устраиваемому в ножевой части наружной стены колодца, при погружении вокруг него образуется полость (рис. 13.7). Для обеспечения устойчивости грунта стенок полости от оползания или обрушения ее заполняют глинистым раствором с тиксотропными свойствами, который и образует вокруг колодца так называемую тиксотропную рубашку. В результате контакт колодца с грунтом при нормальном его опускании происходит только в пределах ножевой

части, имеющей относительно небольшую площадь боковой поверхности. Выше ножевого участка стенка колодца и грунт разделены тиксотропной жидкостью, что значительно снижает силы трения по наружной поверхности оболочки. Это практически исключает опасность зависания опускных колодцев в процессе погружения и позволяет резко уменьшить их вес.

При погружении колодцев в тиксотропную рубашку высота ножевой части (расстояние от банкетки до наружного

уступа) принимается независимо от глубины погружения равной 2...2,5 м, а ширина уступа — 10...15 см. Меньшая ширина уступа хотя и позволяет снизить ширину полости тиксотропной рубашки, что сокращает расход глинистого раствора, но требует особо точного погружения колодца, чтобы избежать его частых навалов на грунтовую стену.

Заполнение полости тиксотропной рубашки глинистым раствором может производиться путем закачивания раствора непосредственно сверху или его подачей в нижнюю зону рубашки через инъекционные трубы. Первый способ применяют при погружении колодцев в глинистые грунты, второй — в песчаные, особенно водонасыщенные, как обеспечивающий большую устойчивость стенок полости тиксотропной рубашки.

Глинистые суспензии для тиксотропных рубашек лучше всего приготавливать из бентонитовых глин. Бентонитовыми называют глины, которые по своему составу приближаются к грунтам, найденным вблизи форта Бентон (США). Растворы из бентонитовых глин, преобладающим минералом в которых является монтмориллонит, обладают наилучшими тиксотропными свойствами, т. е. легко переходят из жидкого состояния (золь) в желеобразное (гель) и наоборот. Однако бентонитовые глины являются, к сожалению, достаточно редким и дорогим материалом, поэтому при их отсутствии глинистые суспензии можно приготовить из местных глин, имеющих число пластичности не менее 0,2 и содержащих частиц размером крупнее 0,5 мм не более 10% и частиц мельче 0,005 мм — не менее 30%. Пригодность местных глин определяется по результатам лабораторных испытаний растворов, полученных на основании этих грунтов.

Если опускной колодец погружается в водонасыщенные грунты, то после достижения им проектной отметки глинистый раствор

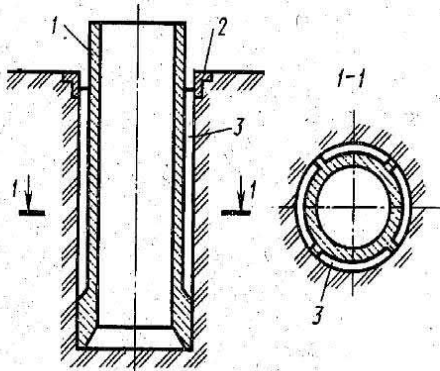


Рис. 13.7. Схема погружения опускного колодца в тиксотропную рубашку:

1 — опускной колодец; 2 — форшахта; 3 — тиксотропная рубашка

в полости тиксотропной рубашки заменяется цементно-песчаным для увеличения сил трения сооружения о грунт с целью предотвращения его всплытия. Замена глинистого раствора на цементно-песчаный называется тампонажем, а заменяющий раствор — тампонажным раствором.

В тех случаях, когда взвешивающее действие воды не будет вызывать большой опасности всплытия (не слишком высокий уровень подземных вод, значительный вес колодца и т. д.), для увеличения сил трения можно заполнять полость тиксотропной рубашки галечником или гравием.

Характерные осложнения при погружении колодцев и методы их устранения. При погружении опускных колодцев в грунт могут возникнуть следующие характерные осложнения: перекосы, зависания, самопроизвольное опускание, появление трещин в стенах.

Вертикальность погружения колодцев в грунт систематически проверяется геодезическим инструментом (через каждый метр погружения). Обнаруженные перекосы (крены) исправляются тремя способами: опережающей и более интенсивной разработкой грунта под ножевой частью колодца, погрузившейся на меньшую глубину; дополнительной пригрузкой того участка стены колодца, которая погрузилась на меньшую глубину; локальным уменьшением трения о наружную поверхность стены, менее заглубленную в грунт, что можно достичь откопкой грунта у наружной стены колодца, размывом грунта гидроиглой или его виброразрушением.

Зависание колодца вследствие ошибок в оценке инженерно-геологических условий строительной площадки устраняют увеличением его веса (наращивание следующего яруса, дополнительная пригрузка камнем, бетонными блоками и пр.) или уменьшением трения при помощи различных подмывных устройств.

Самопроизвольное опускание происходит в тех случаях, когда основание сложено слабыми грунтами и не выдерживает нагрузок от колодца. Его можно остановить двумя способами. По первому способу под наклонную грань ножа колодца подводят специальные железобетонные блоки, увеличивающие площадь его опирания на грунт. Второй способ используется тогда, когда произвольное опускание колодца предвидится заранее, и заключается в том, что с наружной стороны устраивают железобетонную кольцевую консоль, которая, опираясь на предварительно подготовленную поверхность земли, задерживает дальнейшее погружение колодца.

Трещины в стенах колодца могут появиться либо вследствие недостаточной их жесткости и неполного учета нагрузок и сил, действующих на колодец в процессе его погружения, либо за счет нарушения технологии производства работ по погружению колодца.

Расчет опускных колодцев. Расчет производится на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях их строительства и эксплуатации. Основным является расчет на строительные нагрузки, так

как в подавляющем большинстве случаев оболочки колодцев во время их изготовления и погружения оказываются в более напряженном состоянии, чем при эксплуатации. Опыт проектирования показал, что проверка многих опускных колодцев, особенно массивных, на эксплуатационные нагрузки вообще не требуется, так как они заведомо обладают достаточно большим запасом прочности.

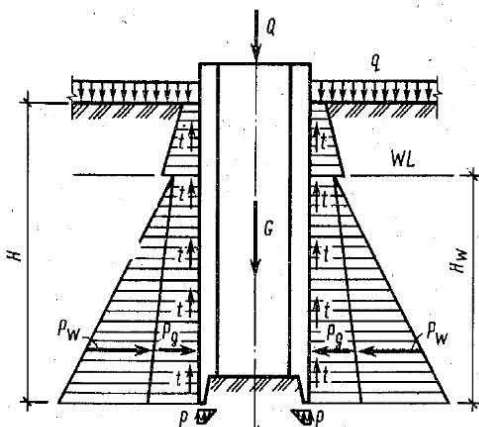


Рис. 13.8. Схема нагрузок, действующих на опускной колодец во время его погружения

На колодец при погружении его в грунт действуют следующие основные нагрузки (рис. 13.8): собственный вес колодца G ; пригрузка колодца при погружении Q ; горизонтальное давление грунта на стенки колодца p_g ; гидростатическое давление воды на стенки колодца, если он погружается ниже уровня подземных вод p_w ; силы трения грунта по боковой поверхности колодца t ; реактивное давление грунта под подошвой ножа p .

Кроме того, при изготовлении первого яруса колодца и снятии его с подкладок в его стенах в вертикальной плоскости возникают изгибающие моменты, а при срывах во время погружения — значительные инерционные силы.

Расчет опускных колодцев на строительные нагрузки включает: расчет на погружение, расчет стен на разрыв, расчет ножевой части колодца, расчет стен колодца на боковое давление грунта, расчет прочности стен на изгиб в вертикальной плоскости, расчет на всплытие. К расчетам на эксплуатационные нагрузки относятся расчет на всплытие, расчет днища и других элементов конструкции, а также при необходимости расчеты устойчивости (сдвиг по подошве, опрокидывание и т. п.)

Расчетные схемы и методики этих расчетов приведены в специальной литературе и подробно рассмотрены в Справочнике проектировщика (1985). Ниже в качестве примера сообщаются основные положения расчетов опускных колодцев на погружение, разрыв и всплытие.

Расчет на погружение и разрыв. Погружение колодца в результате действующих на него сил обеспечивается при соблюдении условия

$$(G + Q) / (T + F) = \gamma_{pl}, \quad (13.1)$$

где G — расчетное значение веса колодца при погружении, кН;

Q — расчетное значение веса пригрузки, кН; T — полная расчетная сила трения грунта по боковой поверхности колодца, кН; F — сила расчетного сопротивления грунта под ножом колодца, кН; γ_{pl} — коэффициент надежности погружения, обычно принимаемый равным 1,15.

Все расчетные нагрузки определяют с учетом соответствующих коэффициентов перегрузки. При погружении колодца без водопонижения вес стен, находящихся ниже уровня подземных вод, рассчитывают с учетом взвешивания.

При слоистом напластовании расчетную силу трения определяют как средневзвешенную в пределах глубины погружения колодца:

$$T = \sum_{H} t_i h_{i,u}, \quad (13.2)$$

где t_i — средняя удельная сила трения, кПа, в пределах слоя грунта мощностью h_i , м; u — периметр колодца.

При расчете колодца, погружаемого в тиксотропной рубашке, сила трения учитывается только на участке от низа колодца до начала тиксотропной рубашки. Трение по боковой поверхности колодца в зоне тиксотропной рубашки вследствие его малости в расчет не принимается.

Когда прорезаемая колодцем толща основания у поверхности сложена более плотными грунтами, чем нижележащие, появляется опасность заклинивания верхней части колодца и его зависания. В результате в стенах колодца возникают растягивающие напряжения N , которые могут привести к отрыву его нижней части.

Расчет опускных колодцев на разрыв выполняется, как правило, при глубине опускания $H > 15$ м. Если высота верхнего, более плотного, слоя при этом меньше половины глубины погружения, расчетная нормальная сила N может быть определена из условия

$$N = \gamma_{pl} T_1, \quad (13.3)$$

где T_1 — расчетная сила трения стен колодца по прочному грунту, кН.

При высоте более плотного верхнего слоя более половины проектной глубины погружения

$$N = G - T_1. \quad (13.4)$$

Для обеспечения прочности колодца на возможный разрыв вертикальное армирование стен проектируется исходя из определенной таким образом силы N .

Расчет на всплытие. При погружении колодца в водонасыщенные грунты после устройства днища на его подошву будет действовать гидростатическое давление воды, направленное снизу вверх. От всплытия колодец будут удерживать его вес и силы трения по

наружной поверхности. Колодец не всплывет, если будет выполняться условие

$$(G + 0,5T) / (A_w H_w \gamma_w) \geq \gamma_{em}, \quad (13.5)$$

где G — суммарный вес оболочки колодца и днища, кН, определяемый с коэффициентом надежности по нагрузке 0,9; T — сила трения по наружной поверхности колодца, кН; A_w — площадь колодца по внешнему периметру ножа, м²; H_w — расстояние от уровня подземных вод до низа ножа, м; $\gamma_{em} = 1,2$ — коэффициент надежности на всплытие.

При проверке колодца на всплытие в эксплуатационном режиме величина G включает также и другие постоянно действующие нагрузки (внутреннее обустройство колодца, нагрузки от вышерасположенных конструкций и т. п.).

Если условие (13.5) не выполняется, то необходимо предусмотреть устройство анкерных креплений или увеличить вес колодца.

При расчете на всплытие колодцев в тиксотропной рубашке учитывается последовательность ведения работ. Если колодец осушается до замены глинистого раствора цементно-песчаным, то в расчет принимается только сила трения на участке от низа колодца до тиксотропной рубашки. Если колодец осушается после замены рубашки цементно-песчаным раствором, то сила трения учитывается и на остальной боковой поверхности колодца и принимается равной 20 кПа.

Расчет на прочность и устойчивость отдельных элементов конструкции колодца производят по действующим нормативным документам с учетом всех реально возможных условий его эксплуатации.

Расчет колодцев на сдвиг по подошве и опрокидывание, а также проверку их общей устойчивости вместе с основанием осуществляют только в случае больших горизонтальных нагрузок или расположения колодцев на косогоре в соответствии с изложенным в гл. 6.

13.2. Кессоны

Кессонный метод устройства фундаментов глубокого заложения был предложен во Франции в середине XIX в. для строительства в сильно обводненных грунтах, содержащих прослойки скальных пород или твердые включения (валуны, погребенную древесину и т. д.). В этих условиях погружение опускных колодцев по схеме «насухо» требует больших затрат на водоотлив, а разработка грунта под водой невозможна из-за наличия в грунте твердых включений.

Кессон схематически представляет собой опрокинутый вверх днищем ящик, образующий рабочую камеру, в которую под давле-

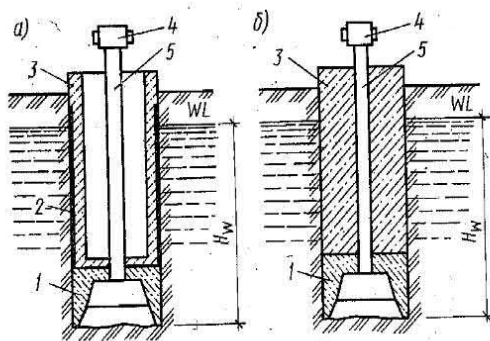


Рис. 13.9. Схема устройства кессона:

a — для заглубленного помещения; *б* — для глубокого фундамента; 1 — кессонная камера; 2 — гидроизоляция, 3 — надкессонное строение; 4 — шлюзовой аппарат; 5 — шахтная труба

нием нагнетается сжатый воздух, уравновешивающий давление грунтовой воды на данной глубине, что не позволяет ей проникать в рабочую камеру, благодаря чему разработка грунта ведется насухо без водоотлива.

По сравнению с опускными колодцами кессонный способ устройства фундаментов и подземных сооружений является более дорогостоящим и сложным, поскольку требует специального оборудования (компрессоры, шлюзовые аппараты, шахтные трубы и т. д.). Кроме того, этот способ связан с пребыванием людей в зоне повышенного давления воздуха, уравновешивающего гидростатический напор воды, что приводит к снижению производительности труда, значительно сокращает продолжительность рабочих смен (до 2 ч при избыточном давлении 350...400 кПа) и ограничивает глубину погружения кессонов до 35...40 м ниже уровня подземных вод, поскольку максимальное добавочное давление, которое может выдержать человек, составляет 400 кПа.

В связи с вышесказанным кессоны применяют значительно реже других типов фундаментов глубокого заложения.

Конструкция кессонов и оборудование для их опускания. Кессон состоит из двух основных частей: кессонной камеры и надкессонного строения (рис. 13.9).

Кессонная камера, высота которой по санитарным нормам принимается не менее 2,2 м, выполняется из железобетона и состоит из потолка и стен, называемых *консолями*. Консоли камеры с внутренней стороны имеют наклон и заканчиваются ножом. Толщина консолей в месте примыкания к потолку составляет 1,5...2 м, ширина банкетки принимается равной 25 см. Конструкция ножа кессона такая же, как и опускного колодца.

Для изготовления кессонных камер применяют бетон класса не менее В35, а их армирование ведется на усилия, возникающие в процессе возведения кессона. При бетонировании кессонной камеры в ее потолке оставляют отверстия для установки шахтной трубы, труб сжатого воздуха и воды, а также подводки электроэнергии.

Надкессонное строение в зависимости от назначения кессона выполняется либо как колодец с железобетонными стенками (под заглубленные помещения), либо в виде сплошного массива из монолитного бетона или железобетона (для фундаментов глубокого заложения). Если надкессонное строение выполняется под заглуб-

ленное помещение, то на его наружные стены наносится гидроизоляция для защиты кессона от проникновения в него воды.

Как и в случае опускных колодцев, надкессонное строение возводят или сразу на всю проектную высоту, или же ярусами по мере погружения.

Главными элементами оборудования для опускания кессонов являются шлюзовые аппараты, шахтные трубы и компрессорная станция.

Шлюзовой аппарат, соединенный с кессонной камерой шахтными трубами, предназначен для шлюзования людей и грузов при их спуске в кессонную камеру и при подъеме из нее. Процесс шлюзования и вышлюзовывания рабочих происходит следующим образом. Рабочий входит в пассажирский прикамерок шлюза, где давление постепенно повышается от атмосферного до имеющегося в рабочей камере. На этот процесс затрачивается, как правило, от 5 до 15 мин, что необходимо для адаптации организма человека к условиям повышенного давления, после чего по шахтной трубе рабочий опускается в рабочую камеру кессона. Выход из рабочей камеры кессона осуществляется в обратной последовательности, но при этом на снижение давления воздуха в пассажирском прикамерке шлюза до уровня атмосферного требуется в 3...3,5 раза больше времени, чем на переход от атмосферного давления к повышенному. Здесь необходимо проявлять особую осторожность, поскольку быстрый переход от повышенного давления к атмосферному может быть причиной так называемой кессонной болезни.

Для обеспечения нормальных условий работы рабочая камера и шлюзовой аппарат обеспечиваются электроосвещением, телефонной связью, системой звуковых и световых сигналов.

Производство кессонных работ. Последовательность производства работ при строительстве кессонов такая же, как и при строительстве опускных колодцев.

Сначала на спланированной поверхности грунта или, на дне пионерного котлована возводится кессонная камера, на которой монтируются шлюзовой аппарат и шахтные трубы. Одновременно вблизи кессона сооружается компрессорная станция и монтируется оборудование для подачи в кессон сжатого воздуха.

После того как бетон кессонной камеры приобретет проектную прочность, ее снимают с подкладок и начинают погружение. Сжатый воздух начинают подавать в кессонную камеру, как только ее нижняя часть достигнет уровня подземных вод. Давление воздуха, обеспечивающее отжим воды из камеры кессона, определяется из условия

$$p_b \geq H_w \gamma_w, \quad (13.6)$$

где p_b — избыточное (сверх атмосферного) давление воздуха, кПа; H_w — гидростатический напор на уровне банкетки ножа, м; γ_w — удельный вес воды, кН/м³.

По мере погружения кессона в грунт наращивают шахтные трубы, если это необходимо, и возводят надкессонную часть сооружения.

После опускания кессона на проектную глубину все специальное оборудование демонтируется, а рабочая камера заполняется бетоном.

Грунт в камере кессона разрабатывается ручным или гидромеханическим способом.

Ручная разработка грунта применяется при погружении кессонов в породы, не поддающиеся размыву (плотные глинистые, скальные грунты и т. п.). В этих случаях грунт разрабатывается ручным механизированным инструментом (отбойные молотки, пневмобуры), а разрушение скальных пород и дробление валунов производится взрывным способом мелкими шпуровыми зарядами. Разработанный грунт грузится в бадьи, подвешенные к смонтированному на потолке камеры монорельсу, и подается к шахтному отверстию.

При разработке грунта следят за равномерным погружением кессона. Если замечают перекосы и крены, то замедляют разработку грунта с одной стороны кессона и усиливают с противоположной.

Если после разработки грунта кессон не опускается, то его либо пригружают, либо применяют форсированную посадку. Форсированная посадка достигается снижением давления воздуха в рабочей камере, вследствие чего падает направленное вверх давление на ее потолок, сопротивление кессона погружению в грунт резко уменьшается и он быстро опускается на глубину выработки.

Правилами производства кессонных работ форсированную посадку кессона разрешается производить на глубину не более 0,5 м при снижении давления воздуха не более чем на 50%. Пребывание людей в кессоне при форсированной посадке запрещается.

Если существует опасность самопроизвольного опускания кессона (при слабых грунтах или значительном весе кессона), то под потолок его камеры подводят шпальные клетки. После того как опасность самопроизвольного опускания кессона минует, шпальные клетки разбирают.

Гидромеханическая разработка грунта применяется при погружении кессона в грунты, поддающиеся размыву (песчаные, супесчаные, песчано-гравелистые). Разработка грунта производится гидромониторами, а разжиженная масса (пульпа) удаляется из камеры гидроэлеваторами или эжекторами.

Гидромониторы и гидроэлеваторы могут работать по заданной программе, что позволяет сократить до минимума число рабочих, находящихся в кессонной камере под давлением сжатого воздуха. Имеется опыт разработки грунта в кессонной камере вообще без присутствия в ней рабочих, когда все управление гидромеханизмами выносится за ее пределы. Такой способ опускания кессонов называется *слепым*.

Расчет кессонов производится аналогично расчету опускных колодцев, но с учетом специфики их погружения и конструктивных особенностей. Так, при расчете кессонов на погружение к нагрузкам, действующим на обыкновенный опускной колодец, добавляется давление сжатого воздуха на потолок кессонной камеры, а расчет прочности кессона сводится в основном к расчету конструкции его кессонной камеры, на которую в процессе ее изготовления и погружения действуют следующие нагрузки: собственный вес кессонной камеры; горизонтальное давление грунта и воды снаружи; силы трения о грунт; реактивное давление грунта на ножевую часть консоли; вес надкессонной кладки; давление сжатого воздуха на потолок и консоли кессонной камеры.

По полученным в результате расчета усилиям проверяют прочность и трещиностойкость кессона как железобетонной конструкции.

13.3. Тонкостенные оболочки и буровые опоры

Тонкостенные оболочки из сборных железобетонных элементов промышленного изготовления начали широко применять при возведении фундаментов глубокого заложения с появлением мощных вибропогружателей, позволяющих погружать в грунт элементы больших размеров.

Тонкостенная оболочка представляет собой пустотелый цилиндр из обычного или предварительно напряженного железобетона.

Оболочки выпускаются секциями длиной от 6 до 12 м и наружным диаметром от 1 до 3 м. Длина секций кратна 1 м, толщина стенок составляет 12 см. На рис. 13.10 в качестве примера показана секция оболочки диаметром 1,6 м.

На строительной площадке секции оболочки или предварительно укрупняются, или наращиваются в процессе погружения с помо-

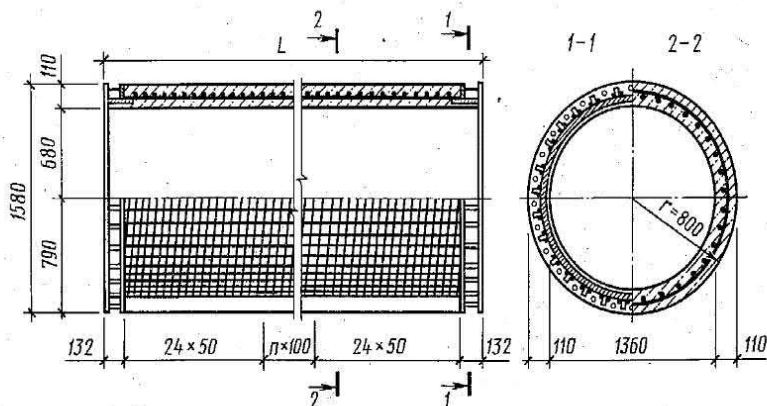


Рис. 13.10. Конструкция типовой оболочки диаметром 1,6 м

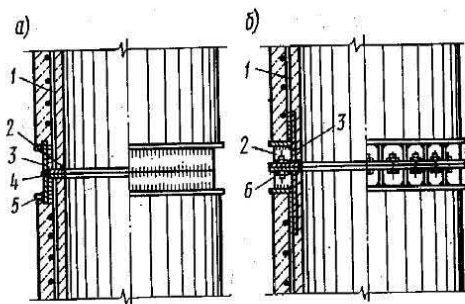


Рис. 13.11. Стыки секций оболочек:

a — сварной стык; *б* — фланцево-болтовой стык; 1 — стержень продольной арматуры; 2 — ребро; 3 — обечайка; 4 — сварной шов; 5 — стальной стержень; 6 — болт

щью специальных стыковых устройств. Анализ накопленного опыта показал, что наилучшими типами стыков являются сварной, применяемый для предварительной сборки на строительной площадке, и фланцевый на болтах, используемый для наращивания оболочек в процессе погружения (рис. 13.11).

Погружение оболочек в грунт осуществляется, как правило, вибропогружателями. Для облегчения погружения, а также для предотвра-

щения разрушения оболочки при встрече с твердыми включениями конец нижней секции снабжается ножом.

Для повышения сопротивления оболочки действию значительных по величине внешних усилий обычно ее полость после погружения до заданной глубины заполняется бетоном. При погружении в песчаные грунты внизу оставляют уплотненное песчаное ядро высотой не менее 2 м (рис. 13.12, *a*). Благодаря этому сохраняется естественная плотность песчаного грунта в основании оболочки, что обеспечивает лучшее использование его несущей способности.

Заполнение оболочек бетоном значительно замедляет темпы производства работ и снижает процент сборности фундамента, особенно при оболочках большого диаметра. Чтобы снизить объем укладываемого бетона или вообще исключить производство бетонных работ на строительной площадке, разработаны конструкции оболочек с утолщенными до 16...20 см стенками (усиленные оболочки). Усиленные оболочки обладают достаточной прочностью для их вибропогружения в труднопроходимые грунты, характеризующиеся включениями галечника и валунов (что на практике создавало серьезные трудности при погружении обычных оболочек и не раз приводило к их разрушению), и не требуют обязательного последующего заполнения бетоном по крайней мере на полную высоту. Применение таких оболочек значительно сокращает объем бетонных работ, производимых на строительной площадке.

Разновидностью усиленных оболочек являются оболочки с несущей диафрагмой. Диафрагма устраивается в нижней секции оболочки на высоте одного-двух ее диаметров и имеет центральное отверстие для извлечения грунта из ее полости при погружении (рис. 13.12, *б*). После посадки диафрагмы на грунт на последнем этапе погружения отверстие заливают бетоном. Такие оболочки предназначены для фундаментов, устраиваемых в песчаных и песчано-гравийных грунтах без включения валунов.

Если оболочка погружается до скальных грунтов, то ее нижний конец, как правило, заделывается в скалу. Для этого в скальной породе через оболочку бурят скважину диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки, и после установки арматурного каркаса скважину и оболочку заливают бетоном (рис. 13.12, а).

В нескальных грунтах увеличение несущей способности оболочки по грунту достигается устройством внизу уширенной пяты. Полость для уширенной пяты делают либо разбуриванием, либо камуфлетным взрывом с последующим заполнением ее бетонной смесью (рис. 13.12, г). Практика показала, что устройство уширений наиболее целесообразно в глинистых грунтах средней прочности.

Оболочки, заделанные в скалу или имеющие внизу уширение, обладают значительной несущей способностью (10 МН и более), поэтому обязательно заполняются бетоном на всю высоту. Исключение составляют только усиленные оболочки, где иногда можно ограничиться устройством только нижней бетонной пробки.

Тонкостенные оболочки из сборных железобетонных элементов обладают рядом достоинств, позволяющих им во многих случаях успешно конкурировать с другими типами фундаментов глубокого заложения. Прежде всего надо отметить индустриальность их изготовления, высокую сборность и механизацию всех работ, что позволяет значительно сократить сроки строительства и уменьшить трудоемкость возведения фундаментов. Кроме того, применение оболочек позволяет лучше использовать прочностные свойства материала фундамента. Так, если при опускных колодцах и кессонах прочностные свойства материала фундамента используются на 10...15%, то в оболочках — на 40...60%. Особенно экономичными являются оболочки, заделанные основанием в скальные грунты, когда их материал может быть использован практически полностью.

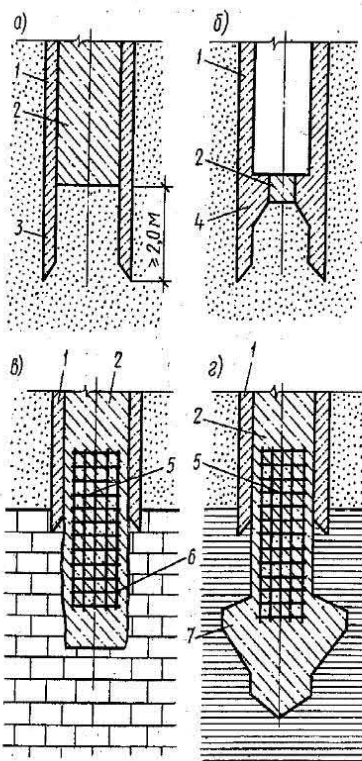


Рис. 13.12. Конструкция сборных железобетонных оболочек:

а — оболочка с уплотненным песчаным ядром; б — усиленная оболочка с несущей диафрагмой; в — оболочка, заделанная в скалу; г — оболочка с уширенной пятой; 1 — оболочка; 2 — бетонное заполнение; 3 — нож; 4 — несущая диафрагма; 5 — арматурный каркас; 6 — буровая скважина в скальной породе; 7 — уширенная пята

Наиболее рационально тонкостенные оболочки применять при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках. Такие сочетания нагрузок наиболее характерны для мостов, гидротехнических и портовых сооружений.

Буровые опоры представляют собой бетонные столбы, которые возводят путем укладки бетонной смеси в предварительно пробуренные скважины. Укладка бетонной смеси производится под защитой либо глинистого раствора, либо обсадных труб, извлекаемых при бетонировании.

Технология устройства буровых опор та же, что и буронабивных свай (см. § 11.1), т. е., по существу, они представляют собой буронабивные сваи большого диаметра (более 80 см).

Нижние концы буровых опор обязательно доводят до плотных грунтов, поэтому они работают как стойки. Иногда их делают с уширенной пятой. При необходимости буровые опоры армируются, но, как правило, только на участках сопряжений со скальной породой и с ростверком.

Буровые опоры обладают значительной несущей способностью (10 МН и более) и рассчитываются как сваи-стойки, изготовленные в грунте.

13.4. «Стена в грунте»

Способ «стена в грунте» предназначен для устройства фундаментов и заглубленных в грунт сооружений различного назначения. Способ заключается в том, что сначала по контуру будущего сооружения в грунте отрывается узкая глубокая траншея, которая затем заполняется бетонной смесью или сборными железобетонными элементами. Возведенная таким образом стена может служить конструктивным элементом фундамента, ограждением котлована или стеной заглубленного помещения.

Способ «стена в грунте» используется при возведении фундаментов под тяжелые здания и сооружения, подземных частей и конструкций промышленных и гражданских зданий, строительстве подземных гаражей, переходов и развязок на автомобильных дорогах, водопроводно-канализационных инженерных сооружений.

Помимо фундаментов и указанных конструкций способом «стена в грунте» можно устраивать противодиффузионные завесы, заполняя траншею противодиффузионными материалами.

Устройство «стены в грунте» наиболее целесообразно в водонасыщенных грунтах при высоком уровне подземных вод. Способ особенно эффективен при заглублении стен в водоупорные грунты, что позволяет полностью отказаться от водоотлива или глубинного водопонижения, а также от выполнения таких строительных работ, как забивка шпунта, замораживание и т. п. для крепления стен глубоких котлованов.

Существенным достоинством этого способа является возмож-

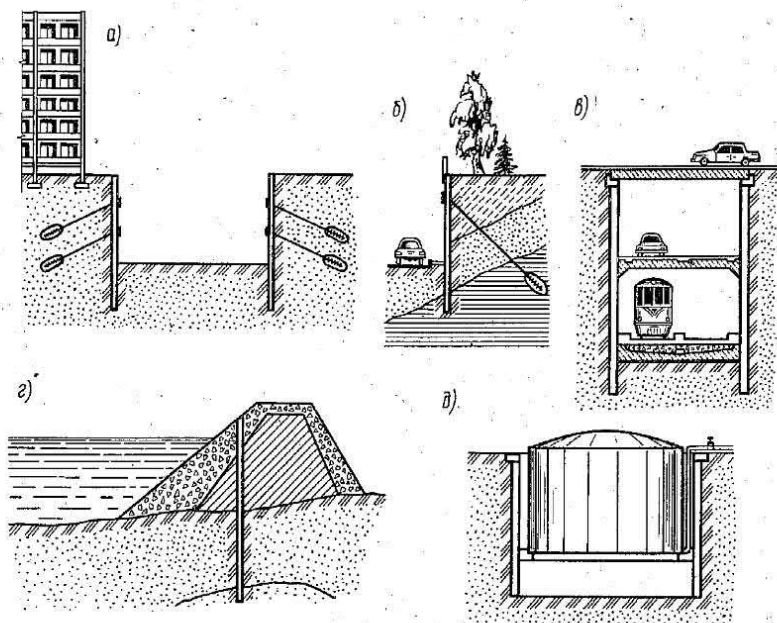


Рис. 13.13. Конструкции, сооружаемые способом «стена в грунте»:

а — котлованы в городских условиях; б — подпорные стенки; в — тоннели; г — противодиффузионные диафрагмы; д — подземные резервуары

ность устройства глубоких котлованов и заглубленных помещений вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости, что особенно важно при строительстве в стесненных условиях, а также при реконструкции сооружений.

Некоторые примеры использования способа «стена в грунте» показаны на рис. 13.13.

Технология устройства «стены в грунте». Сооружение «стены в грунте» начинается с устройства сборной или монолитной форшахты. Форшахта служит направляющей для землеройных машин, опорой для подвешивания армокаркасов, бетонолитных труб, сборных железобетонных панелей и т. п. и обеспечивает устойчивость стенок в верхней части. Форшахту обычно устраивают в траншее, отрытой по контуру будущей стены на глубину 0,7...0,8 м, внутреннее расстояние между стенками форшахты принимают на 10...15 см больше ширины траншеи. При высоком уровне подземных вод форшахту устраивают на подсыпке из песчаного грунта.

После устройства форшахты приступают к отрывке траншеи. Отрывку ведут отдельными захватками длиной 4...6 м. Откопав первую захватку на всю глубину стены (до 30...50 м), по ее торцам устанавливают ограничители из стальных труб или железобетонных столбов, арматурные сетки и методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) укладывают бетонную смесь. Затем переходят

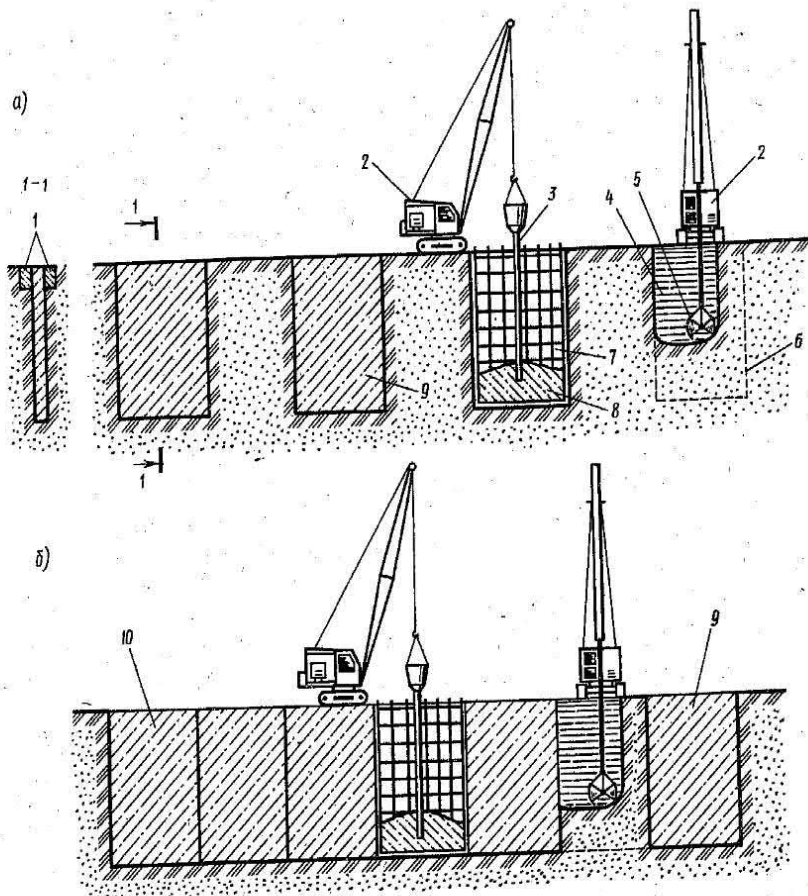


Рис. 13.14. Последовательность возведения «стены в грунте»:

а - первая очередь работ; *б* - вторая очередь работ; 1 - форшахта; 2 - базовый механизм; 3 - бетонолитная труба; 4 - глинистый раствор; 5 - грейфер; 6 - траншея под одну захватку; 7 - арматурный каркас; 8 - бетонная смесь; 9 - забетонированная секция; 10 - готовая «стена в грунте»

к захватке «через одну», а после ее устройства — к промежуточной и т. д., в результате чего получается сплошная стена (рис. 13.14). Такой метод устройства «стены в грунте» называется *методом последовательных захваток или секционным методом*. На практике работы по бетонированию одной захватки и отрывке последующей часто совмещают.

Для удержания стен захватки против обрушения по мере углубления в нее подливают тексотропный глинистый раствор. Уровень раствора должен быть всегда выше уровня подземных вод, чтобы исключить фильтрацию воды из грунта в траншею. Для приготовления глинистых растворов используют бентонитовые глины, а при

их отсутствии — местные глины, к которым предъявляются определенные требования (см. § 13.1). После отрывки захватки и заполнения ее бетонной смесью вытесненный глиняный раствор, содержащий частицы разрабатываемой породы, идет на очистку (регенерацию) и снова поступает в траншею.

Разработка грунта в траншеях ведется оборудованием циклического или непрерывного действия. К оборудованию циклического действия относятся экскаваторы типа «обратная лопата» с удлиненной стрелой и узким ковшом, позволяющие отрывать траншеи глубиной до 7...8 м, и двухчелюстные грейферы, подвешенные на канате стрелы крана-экскаватора либо закрепленные на специальной жесткой штанге. Грейферы имеют большое раскрытие челюстей (3...5 м), что позволяет разрабатывать грунт одновременно на всю длину захватки. Более удобны штанговые грейферы, внедряемые в грунт под значительным усилием.

В механизмах непрерывного действия грунт разрабатывается вращающимися фрезами, перемешивается с глинистым раствором и в виде пульпы эрлифтом выдвигается на поверхность. Оборудование непрерывного действия более производительное, но и более сложное и дорогое в эксплуатации.

Наряду с монолитным бетоном формирование «стен в грунте» можно осуществлять заполнением секций траншей сборными железобетонными панелями. Для удобства монтажа толщина панелей принимается на 6...10 см меньше ширины траншеи, а образовавшиеся зазоры заполняют специальным цементно-песчаным или цементно-глинистым тампонажным раствором. Тампонажный раствор во время закладки должен быть жидким, а после твердения иметь прочность не ниже прочности окружающего грунта, легко сниматься с внутренней поверхности панелей при отрывке котлована и быть водонепроницаемым.

При устройстве стен из сборных железобетонных панелей из технологического цикла исключается трудоемкий процесс бетонирования на строительной площадке, ускоряются темпы производства работ, достигается высокое качество внутренней поверхности стен. Кроме того, появляется возможность устройства стен с выступами, окнами для пропуска анкеров, закладных деталей для крепления панелей и т. д.

После возведения «стены в грунте» по всему периметру сооружения (массивного фундамента, заглубленного помещения и т. п.) удаляют грунт из внутреннего пространства и возводят внутренние конструкции. Устойчивость стены при удалении грунта обеспечивается ее заделкой в основание. Если заделки в основание недостаточно, то проектом должны предусматриваться распорные или анкерные крепления. Распорные крепления применяют при расстоянии между параллельными несущими стенами до 15 м. При расстоянии между стенами свыше 15 м, когда установка распорных креплений затруднена, устойчивость стен обеспечивается применением анкеров.

Расчет устойчивости «стены в грунте» и ее прочности производят методом «упругой линии» или методом конечных элементов на ЭВМ (см. § 14.2), а грунтовых анкеров, чаще всего применяемых в качестве анкерующих конструкций стен, — по методу, изложенному в § 13.5.

13.5. Анкеры в грунте

Анкеры представляют собой устройства, служащие для передачи выдергивающих усилий от строительных конструкций на грунтовую толщу.

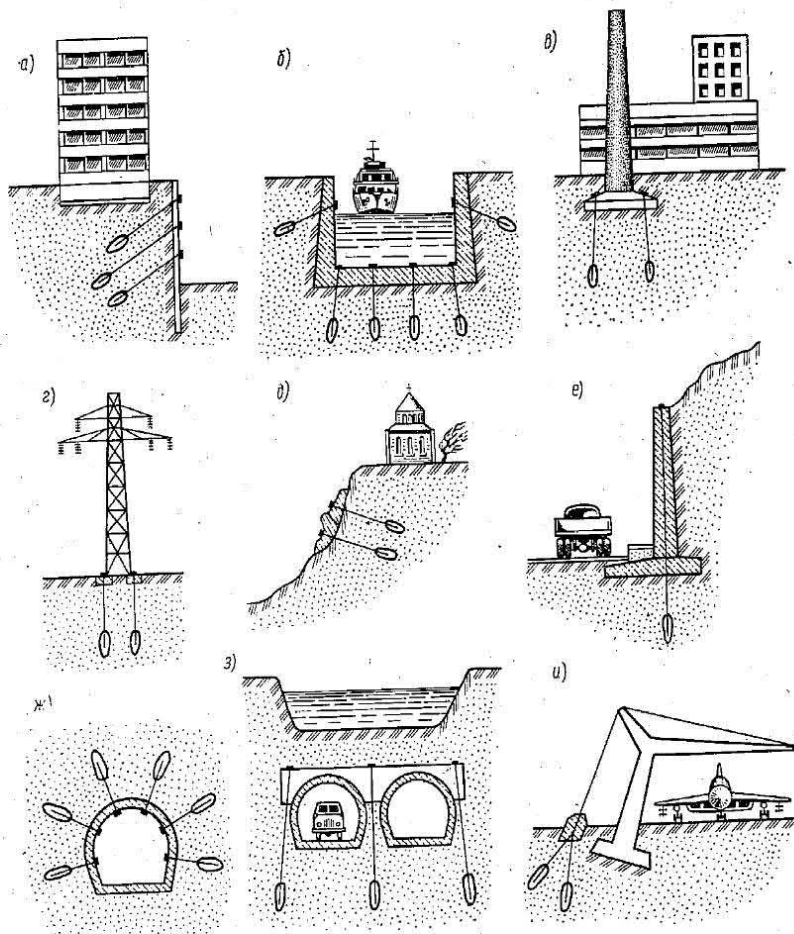


Рис. 13.15. Применение анкерных устройств:

a — крепление котлована; *б* — крепление дна и стенок дока или шлюза; *в, г* — восприятие выдергивающих сил в фундаментах дымовых труб и мачт ЛЭП; *д* — крепление откоса; *е* — усиление подпорной стенки; *ж* — крепление свода подземного перехода; *з* — противодействие взвешивающему давлению грунтовой воды на тоннели; *и* — восприятие опрокидывающего момента от перекрытия ангара

Грунтовые анкеры применяют в промышленном, гражданском, транспортном и гидротехническом строительстве. Их используют для закрепления ограждений котлованов, стен подземных сооружений, опускных колодцев, откосов и склонов, фундаментов дымовых труб, мачт и башен и т. д. (рис. 13.15). Широкое использование анкеров объясняется исключительно положительным эффектом их применения. Так, при устройстве глубоких котлованов применение анкеров позволяет не только сделать ограждающую конструкцию более легкой, но и вести строительные работы рядом с существующими сооружениями, не опасаясь развития в них чрезмерных деформаций. Кроме того, применение анкеров позволяет полностью освободить внутреннее пространство котлована от распорок и стоек, тем самым значительно упростив и ускорив производство строительных работ.

Анкеры препятствуют всплытию заглубленных сооружений, что позволяет делать их более легкими. Крепление анкерами днищ сооружений, заглубленных ниже уровня подземных вод, уменьшает изгибающие моменты, что дает возможность сократить расход материалов. Применение анкеров для восприятия опрокидывающего момента в фундаментах дымовых труб, опор линий электропередачи и т. д. позволяет не только улучшить устойчивость сооружения, но и уменьшить его массу и размеры.

Эффективно также применение анкеров при креплении оползневых склонов, сооружениях подпорных стенок, обделке подземных сооружений и во многих других случаях.

Анкеры можно использовать в различных грунтах, за исключением набухающих, просадочных и сильносжимаемых грунтов, илов, торфов и глин текучей консистенции.

Конструкции анкеров и технология их устройства. Конструкция анкера зависит от вида возводимого сооружения, его назначения и срока службы, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки и ряда других факторов.

По сроку службы анкеры подразделяют на временные и постоянные. Временные анкеры устраивают на срок выполнения строительно-монтажных работ или для крепления временных сооружений, таких, как шпунтовые стенки при отрывке глубоких котлованов. Постоянные анкеры являются составной частью конструкции и устраиваются на весь срок службы капитального сооружения. Постоянные анкеры отличаются от временных усиленной антикоррозионной защитой.

По схеме взаимодействия с грунтом анкеры разделяют на наземные и заглубленные. Наземные (гравитационные) анкеры применяют главным образом как временные. Конструкции их довольно разнообразны. Простейшая из них представляет железобетонную плиту с гладкой подошвой. Плита укладывается на спланированную поверхность грунта или в небольшое углубление. Лучший эффект достигается, когда поверхность подошвы плиты имеет ши-

пы ступенчатой формы. Наземные анкеры как бы выполняют функции тяжелого якоря.

Заглубленные анкеры находятся внутри массива и работают за счет сопротивления грунта. Конструктивно заглубленный анкер состоит из трех основных частей: оголовка, анкерной тяги и анкерной заделки. Оголовок воспринимает усилие от конструкции, которую крепит анкер, анкерный тяж передает это усилие на безопасное расстояние в толщу грунта, анкерная заделка обеспечивает дальнейшую передачу усилия с тяги на окружающий грунт. В зависимости от способа устройства заделки заглубленные анкеры бывают засыпными, буровыми, инъекционными, забивными, завинчивающимися и т. д. Наиболее прогрессивными и надежными считаются инъекционные предварительно напряженные анкеры.

Инъекционный предварительно напряженный анкер представляет собой устройство, один конец которого закрепляется в грунте путем инъекции под давлением цементного, силикатного или полимерного раствора, а другой после предварительного напряжения фиксируется на удерживаемом сооружении. Скважины для инъекционных анкеров пробуриваются или пробиваются ударными механизмами. В качестве тяжей применяют сплошные металлические стержни, трубы, тросы и т. д. Для подачи инъекционного раствора в буровую полость к анкерной тяге прикрепляют инъекционные трубки. Если анкерной тягой служит металлическая труба, то ее используют для подачи твердеющего раствора в скважину, для чего в зоне заделки труба имеет отверстия для выпуска раствора в грунт. Подъему раствора из зоны заделки вверх по скважине препятствует особое устройство — пакер (рис. 13.16).

Предварительное натяжение анкеров производят для предотвращения или максимального ограничения перемещений анкеруемой конструкции. Натяжение обычно осуществляют с помощью домкратов.

При устройстве анкеров проводят пробные, контрольные и приемочные испытания. Пробные испытания выполняют на опытной площадке проектируемого сооружения для определения применимости выбранного типа и конструкции анкера, уточнения технологии устройства анкера и его несущей способности по грунту. Испытанию подвергают 3...5 анкеров.

При контрольных испытаниях определяют соответствие фактической несущей способности рабочих анкеров расчет-

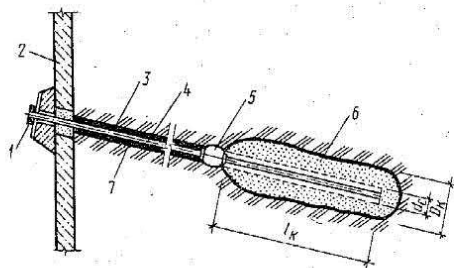


Рис. 13.16. Инъекционный анкер:

- 1 — головка;
- 2 — анкеруемая конструкция;
- 3 — скважина;
- 4 — анкерная тяга;
- 5 — пакер;
- 6 — зона инъектированного грунта (корень);
- 7 — состав для защиты тяги от коррозии

ной нагрузке, заложенной в проекте. Число контрольных испытаний должно составлять не менее 10% общего числа устанавливаемых анкеров.

При приемочных испытаниях определяют пригодность анкера к эксплуатации. Если при выдержке во времени на испытательной нагрузке, превышающей рабочую, разность деформаций в интервалах времени остается одинаковой или уменьшается, то анкер считается пригодным. Приемочным испытаниям подвергаются все анкеры, кроме прошедших контрольные испытания.

Расчет анкеров. Допускаемые усилия на анкер определяются прочностью материала анкерной тяги и несущей способностью зоны заделки анкера в грунте.

Сечение анкерной тяги рассчитывается обычными методами сопротивления материалов. Для расчетов анкерной заделки существуют инженерные методики, рассматриваемые в специальной литературе. Ориентировочно несущую способность анкера по грунту можно определить по методике расчета несущей способности свай как сумму сопротивлений по торцу и боковой поверхности зоны заделки:

$$F_d = \gamma_c \pi [0,25 \gamma_{cR} (D_k^2 - d_c^2) R + \gamma_{cf} D_k l_k f], \quad (13.7)$$

где γ_c , γ_{cR} , γ_{cf} — коэффициенты условий работы, принимаемые по СНиП 2.02.03 — 85 п. 4.5 и табл. 3 п. 4.2; D_k — диаметр заделки, м, принимаемый для безыньекционных анкеров равным d_c , а для инъекционных — $3d_c$, d_c — начальный диаметр скважины, м; R и f — удельные сопротивления по торцу и боковой поверхности анкерной заделки, кПа, принимаемые как для свай по табл. 11.1 и 11.2; l_k — длина заделки анкера, м.

Институт «Фундаментпроект» рекомендует определять несущую способность анкера, пренебрегая сопротивлением грунта по торцу заделки, а сопротивление трению по ее боковой поверхности принимать с учетом напряженного состояния окружающего анкер грунта, которое зависит от избыточного давления при инъектировании цементного раствора:

$$F_d = k m_p \pi d_c l_k p_k \operatorname{tg} \varphi_1, \quad (13.8)$$

где $k = 0,6$ — коэффициент однородности грунта; m_p — коэффициент, учитывающий напряженное состояние окружающего грунта в зависимости от давления при инъектировании и принимаемый для песков 0,5, для глил различной консистенции — 0,4...0,2; d_c — диаметр скважины; p_k — избыточное давление в зоне заделки при инъектировании; φ_1 — расчетное значение угла внутреннего трения грунта в зоне заделки анкера.

Изложенные методики определения несущей способности анкеров по грунту используют только для предварительных расчетов. Окончательные размеры зоны заделки назначаются после проведения испытаний опытных анкеров. Как правило, она принимается

в пределах 4...5 м в песчаных грунтах и 5...7 м в глинистых. Расстояние между анкерами в зоне заделки принимается не менее 1,5 м, с тем чтобы их взаимное влияние не слишком сказывалось на несущей способности анкеров.

Глава 14

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ. ЗАЩИТА ПОДВАЛОВ И ФУНДАМЕНТОВ ОТ ПОДЗЕМНЫХ ВОД И СЫРОСТИ

14.1. Общие положения

Котлованами называют выемки, выполненные в грунте и предназначенные для различных целей: устройства фундаментов, монтажа подземных конструкций, прокладки туннелей и т. п. Выемки, имеющие малую ширину и большую длину, называют траншеями, а имеющие малые размеры в плане и большую глубину — шахтами.

Проект разработки котлована является составной частью общего проекта здания или сооружения и включает в себя чертежи котлована, указания по производству и организации работ, защитные мероприятия.

На чертежах котлована (план и разрезы) указываются горизонтальная и вертикальная привязки котлована к местности, основные оси, размеры поверху и понизу, абсолютные отметки дна и всех заглублений, заложение откосов.

Проект производства и организации работ содержит указания о способе производства работ, последовательности и сроках выполнения операций, комплекте машин и механизмов для производства работ, расстановке землеройных машин и транспортных средств в забое и т. д. Все работы по устройству котлованов производятся по правилам и нормам производства работ, что рассматривается в соответствующих курсах.

Целью защитных мероприятий является сохранение природной структуры грунтов в основании возводимых фундаментов и обеспечение устойчивости стенок котлована на все время производства строительных работ.

Необходимость сохранения природной структуры грунтов объясняется тем, что ее нарушение в процессе производства работ нулевого цикла сопровождается, как правило, ухудшением строительных свойств основания.

Так, у большинства неводонасыщенных грунтов при замачивании за счет изменения природной структуры уменьшаются прочностные и деформативные характеристики. Отсюда требование — не допускать скапливания на дне котлована атмосферной или грунтовой воды, для чего проектом предусматриваются специальные меры для защиты котлована от обводнения (затопления поверхностными или подтопления подземными водами).

При отрывке котлованов в зимнее время следует иметь в виду, что большинство влажных и водонасыщенных грунтов при промерзании обладает пучинистыми свойствами. Чтобы предотвратить промерзание грунтов дна котлована, их покрывают слоем шлака или другого аналогичного по свойствам материала.

Необходимость проведения защитных мероприятий по сохранению природной структуры грунтов основания и выбор их типа зависят от геологических и гидрологических условий строительной площадки, глубины котлована, времени года и других местных условий. Однако всегда следует помнить, что любые защитные мероприятия в большей или меньшей степени удорожают стоимость производства работ, а в ряде случаев и затрудняют их проведение. Поэтому устройство фундаментов важно выполнять по возможности быстрее, особенно в дождливый и зимний периоды года. Очевидно, что чем быстрее после отрывки котлована будет возведен фундамент и засыпаны пазухи, тем сохраннее будет природная структура грунтов в основании и меньше затраты на осушение или утепление котлована.

Особое внимание при отрывке котлованов уделяется обеспечению устойчивости их стенок. Конструкции крепления стенок или откосов котлованов должны воспринимать все нагрузки от давления грунта и подземных вод и защищать его от их оползания или обрушения.

Кроме того, при разработке котлованов и траншей в непосредственной близости и ниже уровня заложения примыкающих сооружений необходима разработка специальных мероприятий против осадки и деформации этих сооружений. К таким мероприятиям относятся забивка шпунтовой стенки, ограждающей основание существующего здания, или закрепление грунтов основания. При необходимости производится заглубление подошвы существующего фундамента ниже дна проектируемого котлована путем подкладки под него нового фундамента.

Инженер-строитель как во время подготовки, так и в процессе производства работ по отрывке котлована несет большую ответственность, так как от выбора приемлемого решения зависит не только эффективность строительного процесса, но также безопасность и эффективность производства работ в целом.

14.2. Основные размеры котлованов. Обеспечение устойчивости стенок котлованов

К основным размерам котлованов относятся размеры дна котлована в плане, размеры котлована поверху и его глубина.

Размеры дна котлована в плане назначаются в соответствии с проектными размерами фундамента и с учетом способа производства работ, необходимого пространства для их выполнения, с учетом пространства для устройства креплений стенок котлована

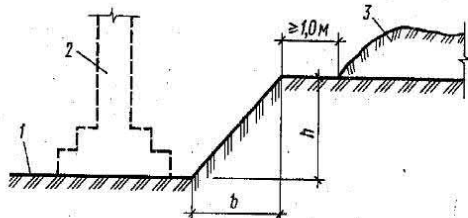


Рис. 14.1. Котлован с естественными откосами:

1 — дно котлована; 2 — очертание будущего фундамента; 3 — вынутый грунт

и установки опалубки, а также размещения при необходимости установок для осуществления водопонижения.

Размеры котлована поверху складываются из размеров дна котлована и ширины откосов или конструкций крепления его стенок.

Глубина котлована определяется в зависимости от глубины заложения фундамента и наличия дополнительных устройств (песчаной подушки, пластового дренажа и т. п.).

В зависимости от свойств грунта, глубины выработки и наличия подземных вод стенки котлованов либо крепят, либо придают им естественный откос.

Котлованы с естественными откосами устраивают в сухих и мало-влажных устойчивых грунтах. При глубине котлована до 5 м крутизну откоса можно не рассчитывать, а в зависимости от грунтовых условий назначать по табл. 14.1 (за крутизну откоса принимается отношение высоты откоса h к его заложению b , как показано на рис. 14.1).

Таблица 14.1. Наибольшая крутизна грунтовых откосов

Грунты	Наибольшая крутизна откосов при глубине котлована, м, до		
	1,5	3	5
Насыпные	1:0,67	1:1	1:1,25
Песчаные и гравийные влажные и ненасыщенные)	1:0,5	1:1	1:1
Глинистые:			
супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
глина	1:0	1:0,25	1:0,5
Лессы и лессовидные сухие	1:0	1:0,5	1:0,5
Моренные:			
песчаные, супесчаные	1:0,25	1:0,57	1:0,75
суглинистые	1:0,2	1:0,5	1:0,65

При глубине котлованов более 5 м крутизна откосов принимается по расчету.

Котлованы с естественными откосами наиболее просты, однако при этом резко увеличивается объем земляных работ, особенно при глубоких котлованах небольшой ширины. Кроме того, отрывка котлованов с естественными откосами не всегда возможна из-за стесненности условий строительной площадки, например при близком расположенных зданиях и сооружениях.

По указанным причинам в строительной практике часто прибегают к устройству котлованов с вертикальными откосами, которые,

как правило, требуют крепления боковых стенок. Устройство котлованов и траншей с вертикальными стенками без креплений допускается только в маловлажных грунтах природного сложения, если они оставляются открытыми на непродолжительный срок. Глубина таких котлованов не должна превышать величин, указанных в табл. 14.2.

Таблица 14.2. Наибольшая глубина выемок с вертикальными стенками

Грунты	Наибольшая глубина выемки, м
Дресвяные, гравийные, песчаные и пластичные супеси	1,0
Супеси твердые, суглинки и глины мягкопластичные	1,25
Суглинки и глины:	
тугопластичные	1,5
полутвердые	2,0
твердые	3,0

При большей глубине котлованов, а также при наличии подземных вод их стенки выполняются с различными креплениями. Конструкции креплений котлованов выбирают в зависимости от их глубины, свойств грунтов, уровня подземных вод и сроков эксплуатации конструкции.

В сухих и маловлажных грунтах при глубине котлована до 2...4 м используют закладное крепление (рис. 14.2, а, б), которое состоит из стоек, распорок и горизонтальных досок (забирки). Доски заво-

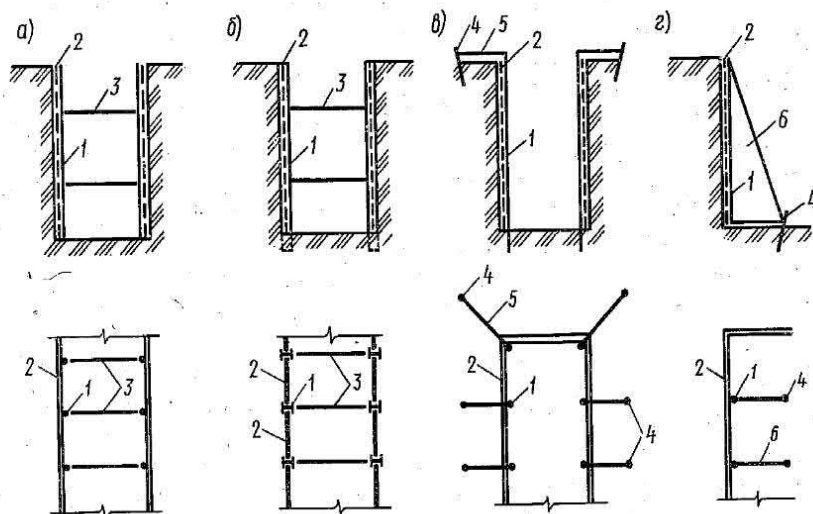


Рис. 14.2. Крепление вертикальных стенок выемок:

а, б — закладное; в — анкерное; г — подкосное; 1 — стойка; 2 — доски; 3 — распорка; 4 — свайка; 5 — стяжка; 6 — подкос

дят за стойки снизу по мере углубления котлована или траншеи, а стойки постепенно заменяют на более длинные, тщательно раскрепляя их распорками. Стойки устанавливают по длине выемки на расстоянии 1,5...2 м одна от другой, распорки — через 0,6...0,7 м по высоте. Иногда вместо деревянных применяют инвентарные телескопические распорки из металла.

Более удобное и простое закладное крепление, не требующее замены стоек по мере заглубления выемки, состоит из предварительно забитых в грунт двутавровых стальных балок, за полки которых постепенно закладываются доски (рис. 14.2, б).

В тех случаях, когда исключается возможность установки распорок (при разработке котлованов шириной более 4 м, а также если распорки мешают возведению фундаментов), применяют анкерные и подкосные крепления.

Для устройства анкерных креплений (рис. 14.2, в) вдоль стенки котлована забивают наклонные свайки, которые соединяют анкерными тягами из проволоки или двух досок со стойками крепления. В подкосном креплении (рис. 14.2, г) стенки удерживаются подкосами, передающими сдвигающее усилие на упор, забиваемый у их основания.

Для глубоких котлованов с вертикальными стенками, а также при наличии подземных вод, имеющих уровень выше дна котлована, применяют шпунтовые ограждения, поскольку они не только обеспечивают устойчивость стенок котлована, но и защищают его от затопления водой со стороны стенок. Шпунтовые ограждения состоят из отдельных элементов (шпунтин), которые погружаются в грунт еще до разработки котлована и образуют прочную водонепроницаемую стену. Шпунтовые стенки могут быть деревянными, стальными и железобетонными.

Деревянные шпунтовые ограждения (дощатые и брусчатые) применяют для крепления неглубоких котлованов (3...5 м). Дощатый шпунт изготавливают из досок толщиной до 8 см, брусчатый — из брусьев толщиной от 10 до 24 см (рис. 14.3). Длина шпунтин определяется глубиной их погружения, но, как правило, не превышает 8 м, поскольку более длинный лес дорогой и дефицитный.

Для плотного смыкания шпунтин, обеспечивающего водонеп-

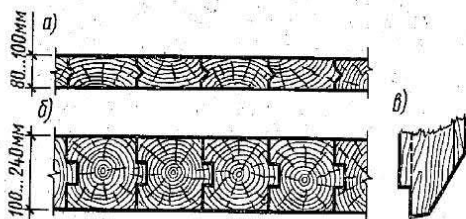


Рис. 14.3. Деревянное шпунтовое ограждение:

а — из досок; б — из брусьев; в — нижний конец деревянной шпунтины

роницаемость ограждения, их снабжают гребнем и пазом, а нижний конец делают с односторонним заострением. При такой форме конца горизонтальная составляющая реактивного давления грунта прижимает погружаемую шпунтину к уже погруженной, что делает стенку более плотной. Дополнительному уплотнению стенки способ-

ствует и постепенное разбухание древесины в воде.

Деревянный шпунт забивают в грунт облегченными молотами или вибропогружателями. Деревянное шпунтовое ограждение отличается простотой изготовления, однако невозможность забивки шпунтин в плотные грунты, небольшая длина шпунтин (6...8 м) и относительно малая прочность ограничивают область его применения неглубокими котлованами в слабых грунтах.

Вертикальные стенки котлованов глубиной более 5...6 м крепят, как правило, металлическим шпунтом, обладающим большой прочностью и жесткостью. Металлический шпунт представляет собой прокатную конструкцию плоского, корытного или Z-образного профиля длиной от 8 до 22 м (рис. 14.4). При необходимости шпунтины можно наращивать, доводя их длину до 35...40 м. Для этого стыки между шпунтинами перекрывают накладками на сварке или заклепках. Связь между шпунтинами по вертикали осуществляется при помощи замков сложной формы. Конструкция замков обеспечивает плотное и прочное соединение шпунтин между собой. Небольшие зазоры, имеющиеся в замках, быстро заливаются, и металлическая шпунтовая стенка становится практически водонепроницаемой.

Погружается металлический шпунт паровоздушными или дизельными молотами и вибропогружателями. После окончания земляных работ металлический шпунт извлекается из грунта для дальнейшего использования.

Железобетонный шпунт часто применяют при постройке набережных, причалов и в других случаях, когда он может использоваться в качестве несущего элемента фундамента.

Наряду со шпунтовым ограждением крепление стен глубоких котлованов может быть решено в виде сплошного ряда из железобетонных забивных или буронабивных свай. В связных грунтах и при отсутствии подземных вод более экономично располагать сваи с некоторым расстоянием между ними (разреженный ряд свай). Такой способ крепления вертикальных стен котлованов, методика расчета которого разработана на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ, успешно применен при строительстве ряда объектов Карагандинского металлургического комбината*.

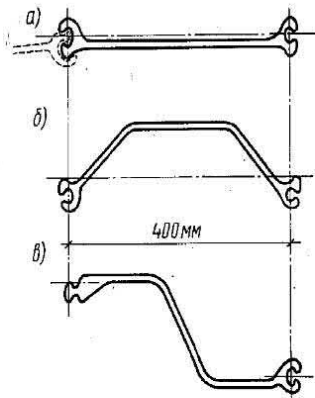


Рис. 14.4. Профили прокатного стального шпунта:

а — плоский; б — корытный; в — Z-образный

*Знаменский В. В., Леонов Ю. С., Адигамов Г. Ш. Опыт устройства заглубленных помещений в стесненных условиях строительства.— ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР. Сер. Специальные строительные работы. М., 1986. Вып. 7.

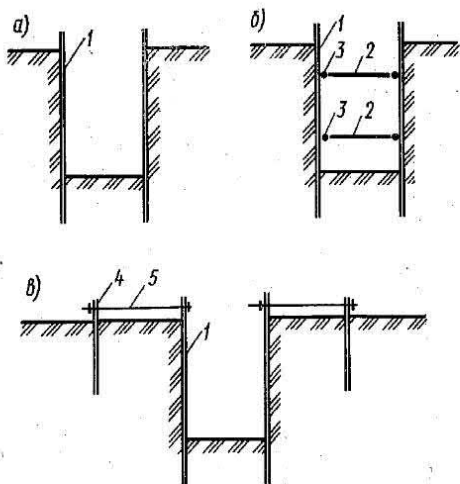


Рис. 14.5. Схемы шпунтовых ограждений:

a — консольное; *б* — с распорным креплением; *в* — с анкерным креплением; 1 — шпунтовая стенка; 2 — распорка; 3 — обвязка; 4 — анкерная свая; 5 — анкерная тяга

В зависимости от размеров котлована и грунтовых условий шпунтовые стенки устраивают без креплений (консольные шпунтовые стенки), с распорным и анкерным креплением (рис. 14.5). Консольные стенки применяют при относительно неглубоких котлованах (до 5 м). Устойчивость такой стенки обеспечивается погружением шпунтин ниже дна котлована на необходимую глубину. Достоинством консольных стенок является отсутствие конструкций, загромаждающих котлован, что облегчает проведение земляных и других видов работ. Однако, работая как консоль, такие стенки испытывают значительные изгибающие моменты от давления грунта, поэтому должны иметь достаточно мощное поперечное сечение. Для устройства консольных стенок используется, как правило, стальной шпунт корытного профиля. Распорные крепления применяют при ширине котлована до 15 м. В зависимости от глубины котлована они могут быть с одним ярусом распорок, с двумя и т. д. Распорки устанавливают по мере углубления котлована, расстояние между распорками по высоте определяется расчетом, но исходя из удобства разработки грунта должно быть не менее 1...1,5 м.

При более широких котлованах или когда крепления распорного типа мешают производству работ, применяют анкерное крепление. Анкерные крепления представляют собой анкерные тяги, передающие усилия от шпунта на анкерные сваи, забитые за пределами котлована, или на заглубленные за пределами возможной призмы обрушения анкерные устройства.

Применение креплений распорного и анкерного типа увеличивает устойчивость шпунтовой стенки, уменьшает возникающие изгибающие моменты и ее горизонтальные смещения, что позволяет делать стенки более легкими.

Расчет шпунтовых ограждений. Шпунтовые стенки рассчитываются по первой группе предельных состояний. Если необходимо, проверяют также и общую устойчивость стенки, т. е. ее устойчивость вместе с массивом грунта на сдвиг вдоль поверхности (обычно круглоцилиндрической), расположенной вне пределов системы «шпунт — анкерное устройство».

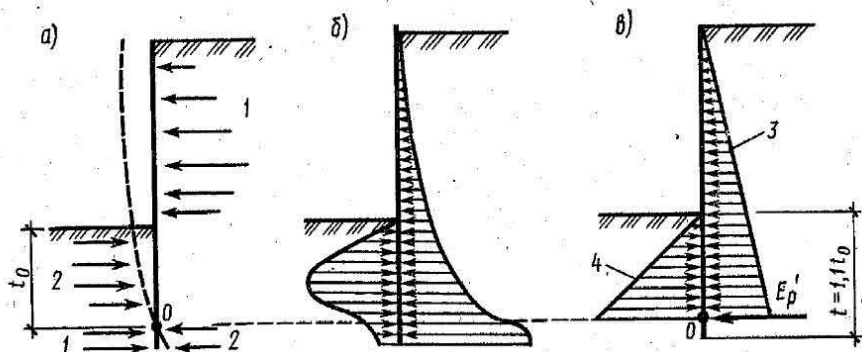


Рис. 14.6. Работа безанкерной шпунтовой стенки:

a — действующие силы; *б* — фактическая эпюра давления грунта; *в* — эпюра давления грунта, принятая в расчете; 1 — активное давление; 2 — пассивное давление; 3 — предельное активное давление; 4 — предельное пассивное давление

Большинство применяемых на практике методов расчета шпунтовых стенок базируются на классической теории предельного равновесия грунтов (см. гл. 6), их принято называть классическими методами. Классические методы были разработаны для определения размеров безанкерных стенок или же заанкеренных, но имеющих некоторое горизонтальное перемещение в точке анкеровки. Примененные для расчета сооружений такого типа, они дают в большинстве случаев удовлетворительные результаты с точки зрения обеспечения безопасности, но иногда завышенные, что касается изгибающих моментов. При расчете шпунтовых стенок, не имеющих подвижки в точке анкеровки, эти методы могут серьезно недооценивать усилия в анкерах, что необходимо учитывать при проектировании, вводя в расчет анкеров повышенный коэффициент запаса.

Безанкерные шпунтовые стенки. Задача расчета безанкерной шпунтовой стенки состоит в определении глубины ее забивки, усилий, действующих в стенке, и размеров поперечного сечения шпунта.

При расчете безанкерных шпунтовых стенок принимается, что под действием активного давления грунта стенка со свободным верхним концом поворачивается относительно неподвижной точки *O*, расположенной на некоторой глубине t_0 ниже дна котлована (рис. 14.6, *a*). Выше точки *O* с наружной стороны стенки действует пассивное давление грунта, а с внутренней — активное, ниже точки *O* — наоборот. Устойчивость стенки обеспечивается вследствие уравновешенного активного и пассивного давлений грунта с разных ее сторон.

Поскольку для развития максимального активного давления достаточно очень небольшого перемещения стенки, оно, как правило, равно предельному, за исключением небольшого участка, рас-

положенного в непосредственной близости от точки вращения. Степень развития пассивного давления с одной и с другой стороны стенки зависит от величины ее перемещения в значительно большей мере. В результате получается достаточно сложная криволинейная эпюра давлений грунта на стенку (рис. 14.6, б).

С целью упрощения расчета эта эпюра заменяется на более простую, построенную при следующих допущениях:

давление, действующее на стенку выше точки поворота O , является предельным активным давлением со стороны насыпи и предельным пассивным давлением со стороны выемки;

давление грунта на стенку ниже точки O заменяется сосредоточенной силой E'_p , приложенной в точке O , как показано на рис. 14.6, в.

Задача становится статически определимой с двумя неизвестными t_0 и E'_p , которые находятся из уравнений равновесия. Равновесие моментов относительно точки O приводит к уравнению третьей степени относительно t_0 ; t_0 , будучи определена, позволяет найти E'_p из уравнения равновесия горизонтальных сил.

Поскольку t_0 определена из условия предельного равновесия, полная глубина забивки стенки t , обеспечивающая запас ее устойчивости, определяется как

$$t = t_0 + \Delta t, \quad (14.1)$$

где Δt — длина участка стенки, необходимая для реализации обратного отпора грунта E'_p , определяемая по формуле

$$\Delta t = E'_p / [2q_{t_0}(\lambda_p - \lambda_a)], \quad (14.2)$$

где q_{t_0} — вертикальное давление грунта на глубине приложения силы E'_p ; λ_p и λ_a — коэффициенты пассивного и активного давления грунта, соответственно равные $\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$; $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ (см. § 6.5).

На практике чаще всего составляется только одно уравнение моментов, не содержащее E'_p , и определяется t_0 , а полная заделка шпунтовой стенки в грунт принимается равной $t = 1,1t_0$.

Дальнейший расчет состоит в определении усилий, действующих в стенке, и подборе ее сечения.

Отметим, что при расчете безанкерных шпунтовых стенок активное и пассивное давления грунтов определяются без учета сил трения, возникающих между стенкой и грунтом. В настоящее время это считается общепринятым и обеспечивает необходимый запас устойчивости стенки.

Заанкеренные шпунтовые стенки. Задача расчета состоит в определении необходимой глубины заложения стенки ниже дна котлована, усилий, действующих в стенке и анкерах, а также размеров поперечного сечения стенки и анкеров.

В зависимости от жесткости стенки и условий ее заделки исполь-

зуются две расчетные схемы, приведенные ниже. Критерием, по которому оценивается жесткость стенки, является отношение d_{av}/t . Здесь d_{av} — приведенная высота сечения стенки:

$$d_{av} = \sqrt{12I/D}, \quad (14.3)$$

где I — момент инерции сечения, м^4 ; D — ширина шпунтины, м ; t — глубина заложения стенки, м .

При $d_{av}/t \geq 0,06$ считается, что стенка имеет повышенную жесткость и ее следует рассчитывать по схеме «свободного опирания». Как правило, это стенки из железобетонного шпунта, буронабивных свай, свай-оболочек и т. п. Стенки из металлического шпунта обычно рассчитывают по схеме «заделанной стенки».

Свободно опертая стенка. Расчет шпунтовой стенки по схеме свободного опирания (схема Э. К. Якоби) исходит из предположения, что в момент потери устойчивости стенка под действием сил активного давления грунта E_a со стороны, противоположной котловану, будет поворачиваться вокруг точки крепления анкера (рис. 14.7, а). При этом смещение заделанной части стенки в сторону котлована приведет к выпору грунта и возникновению соответствующего реактивного (пассивного) давления E_p . Упрощенная расчетная схема, соответствующая вышеизложенному, показана на рис. 14.7, б.

Приняв точку крепления анкера O неподвижной, длину заделки t_0 , обеспечивающую статическое равновесие стенки, и усилие в анкере R определяют из уравнений равновесия

$$\begin{aligned} \sum M_{(0)} &= 0; E_p(L + 2t_0/3) - 2E_a(L + t_0)/3 = 0; \\ \sum X &= 0; E_p + R - E_a = 0. \end{aligned} \quad (14.4)$$

Пассивное давление грунта E_p определяют с учетом сил трения между стенкой и грунтом по формулам § 6.5. За расчетное значение заделки принимают $t = (1,15 \dots 1,2)t_0$.

Заделанная стенка (схема Блюма — Ломейера). Расчет заанкеренного шпунта методом Блюма — Ломейера, называемым также методом упругой линии, ведется в предположении, что нижний участок забитой части стенки полностью защемлен в грунте. Диаграмма усилий, действующих на стенку, строится на основании упрощающих допущений, аналогичных принятым для расчета безанкерных стенок:

пассивное давление со стороны насыпи заменяется сосредоточенной силой E_p , приложенной в точке O ;

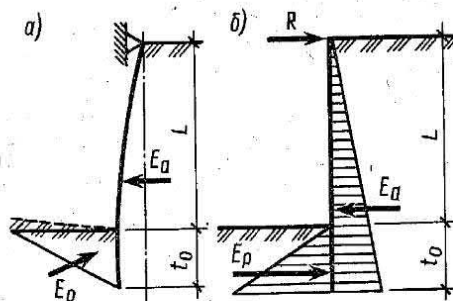


Рис. 14.7. Расчет заанкеренной стенки по схеме Э.К. Якоби:

а — схема работы стенки; б — расчетная схема

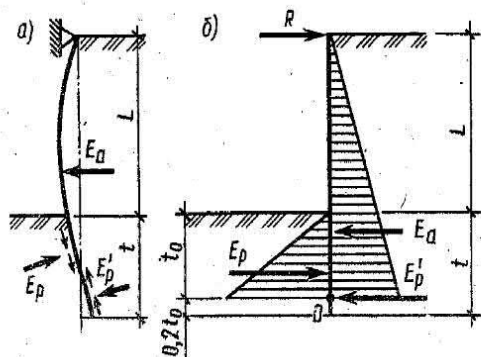


Рис. 14.8. Расчет заанкеренной стенки по схеме Блюма—Ломейера:

a — схема работы стенки; *b* — расчетная схема

в будущем случае, только из уравнений равновесия, поэтому нужно найти какое-то добавочное условие. Таким добавочным условием при расчете по методу упругой линии является равенство нулю угла поворота защемленного участка, что означает вертикальность касательной к упругой линии стенки в точке O .

Расчет производится методом последовательных приближений. Сначала принимается какое-то значение t и определяется положение точки O . Из уравнений равновесия находят R и E_p , строят эпюру изгибающих моментов выше точки O и путем двойного интегрирования — упругую линию стенки (две постоянные интегрирования определяются из условия, что точка анкеровки и точка O являются неподвижными, перемещения в этих точках равны нулю). Затем рассчитывают поворот в точке O , который с первой попытки, как правило, не получается равным нулю. Расчет повторяют с другим значением t , и так до тех пор, пока не получают вертикальную касательную. Дальнейший расчет заключается в построении эпюры изгибающих моментов и определении M_{\max} , по которому проверяют и при необходимости изменяют сечение шпунта.

Рассмотренные аналитические методы расчета шпунтовых стенок требуют большого объема вычислений, особенно в случае неоднородных оснований, когда эпюра давления грунта приобретает сложное очертание. Сократить объем вычислений можно прибегнув к графоаналитическому методу расчета, подробно изложенному в гл. 20 Справочника проектировщика.

Для расчета шпунтовых стенок используется также метод местных упругих деформаций, называемый методом коэффициента постели, основные положения которого приведены в § 5.2. Будучи методом, базирующимся на наиболее простой гипотезе, касающейся поведения грунта под нагрузкой, он нашел широкое применение для расчета гибких незаанкеренных консольных подпорных и шпунтовых стенок. Недостатком этого метода является неопределен-

точка O расположена на расстоянии $0,2t_0$ от нижнего конца стенки (рис. 14.8);

давление, действующее на стенку выше точки O , является предельным активным давлением со стороны насыпи и предельным пассивным давлением со стороны выемки.

Таким образом, проблема содержит три неизвестные: t , R (усилие в анкере) и E_p ; в связи с этим решение не может быть найдено, как это было сделано в пред-

ность при назначении основной расчетной характеристики метода — коэффициента постели грунта.

Современные расчетные средства позволяющие не только определить параметры шпунтовой стенки, обеспечивающие ее статическое равновесие при полностью отрытом котловане, но и провести анализ напряженно-деформированного состояния стенки по мере ее отрывки. Производится такой анализ методом конечных элементов*, основы которого изложены в гл. 8.

14.3. Защита котлованов от подтопления

Защита котлованов от подтопления подземными водами осуществляется с помощью водопонижения, устройства противодиффузионных завес или комбинации этих методов. Водопонижение осуществляется с помощью открытого водоотлива или глубинного водопонижения. Для устройства противодиффузионных завес прибегают к естественному или искусственному замораживанию или битумизации грунта вокруг котлована. Противодиффузионной завесой может служить и шпунт, забитый до водоупора.

Способы защиты выбирают в зависимости от вида подземных вод, особенностей напластований и свойств грунтов, глубины, размеров и формы котлована в плане и других факторов. Все применяемые способы защиты котлованов от подземных вод должны исключать нарушение природных свойств грунтов в основании возводимого сооружения, обеспечивать устойчивость откосов выработки и сохранность расположенных вблизи сооружений.

Открытый водоотлив и глубинное водопонижение. Наиболее простым способом является открытый водоотлив, при котором воду откачивают насосами непосредственно из котлована. Для организации открытого водоотлива на дне котлована устраивают систему водосборных канавок глубиной 0,3...0,6 м, по которым воду отводят в приямки (зумпфы) глубиной 0,5...0,7 м, откуда она систематически откачивается насосом. Мощность насоса принимается в зависимости от ожидаемого фильтрационного притока воды, который, в свою очередь, зависит от градиента напора воды и фильтрационных свойств грунтов и наиболее точно устанавливается пробной откачкой при гидрогеологических изысканиях. Приблизительно фильтрационный приток воды на 1 м² дна котлована (м³/ч) можно принимать следующим:

для мелких песков	0,05...0,16
» среднезернистых песков	0,10...0,24
» крупнозернистых песков	0,30...3,0
» трещиноватой скалы	0,14...0,25

*Лазарева И. В. Расчет методом конечных элементов гибкой стенки, погруженной в грунт // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1976. № 2.

При откачке надо следить, чтобы зумпфы не переполнялись и вода не покрывала дна котлована, так как это может привести к ухудшению свойств грунтов в основании.

В принципе применение открытого водоотлива не имеет ограничений в зависимости от видов грунта и их фильтрационных свойств, но в мелкозернистых грунтах его применение может привести к оплыванию откосов котлована и разрыхлению грунта основания. Чтобы избежать этих нежелательных последствий открытой откачки воды, откосы котлованов приходится пригружать песчано-гравийной смесью, а канавки выкладывать щебнем или гравием, что значительно усложняет и удорожает строительство. Поэтому на практике открытый водоотлив применяют при вскрытии котлованов только в скальных, обломочных и гравийно-галечных грунтах, а в случае мелкозернистых грунтов — глубинный водоотлив, который исключает просачивание подземных вод через откосы и дно котлована.

Глубинный водоотлив заключается в искусственном понижении уровня подземных вод в районе котлована. Водопонижающие работы выполняются чаще всего с помощью иглофильтров. В тех случаях, когда погружение иглофильтров невозможно или приток воды велик, например если вблизи имеется водоем, водопонижение осуществляется откачкой воды из трубчатых колодцев, оборудованных глубинными насосами.

Иглофильтр представляет собой стальную трубу диаметром 38..50 мм, собранную из отдельных звеньев. Нижнее звено на конце оборудовано специальным фильтрующим устройством, через которое производится всасывание и откачка воды. Фильтрующее устройство не пропускает даже мельчайшие частицы грунта, что обеспечивает водопонижение без нарушения структуры грунтов в районе котлована. Так как при глубинном водопонижении вода откачивается из зоны, расположенной ниже дна котлована, то возникающее при движении воды гидродинамическое давление способствует уплотнению грунтов, а следовательно, улучшению их строительных свойств.

Для осуществления водопонижения иглофильтры располагают по периметру будущего котлована, погружая их на 3...7 м ниже его дна. В результате откачки уровень воды вокруг иглофильтров понижается, образуя депрессионную воронку. При расположении иглофильтров с шагом 0,75...1,5 м депрессионные воронки соединяются и уровень подземных вод становится ниже дна котлована, как это показано на рис. 14.9, а, в результате чего земляные работы и устройство фундаментов ведутся насухо.

Иглофильтры погружают в грунт под действием собственного веса благодаря интенсивному подмыву водой или в специально пробуренные скважины.

Отдельные иглофильтры водопонижающей установки соединяют с коллектором из труб диаметром 100...200 мм гибкими шлан-

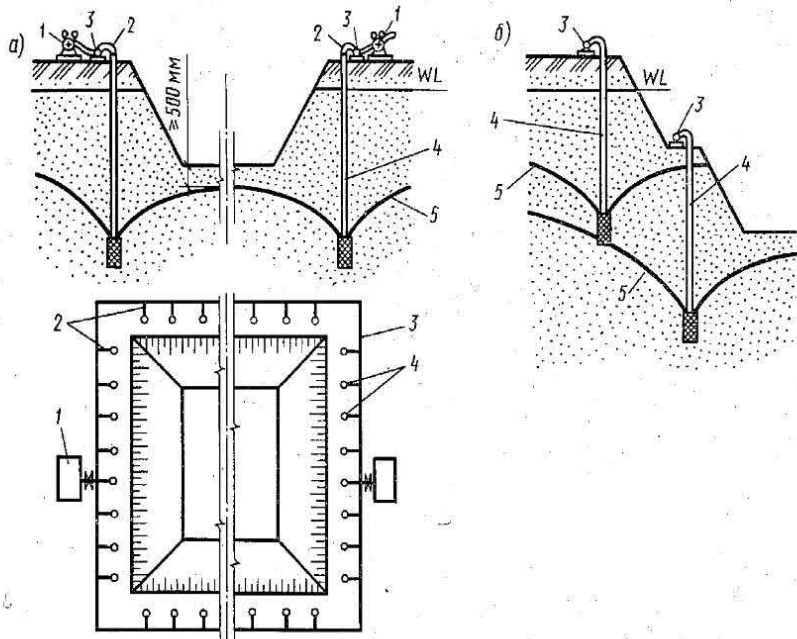


Рис. 14.9. Схемы глубинного водопонижения:

a — одноярусное расположение иглофильтров; *б* — то же, многоярусное; 1 — насосная станция; 2 — гибкие шланги; 3 — коллектор; 4 — иглофильтры; 5 — депрессионная воронка

гами. Коллектор, в свою очередь, соединяется с одной или несколькими насосными установками.

В зависимости от фильтрационных свойств грунтов и необходимой глубины водопонижения применяют различные типы иглофильтровых установок.

Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) служат для понижения уровня подземных вод на глубину 4...5 м в песчаных отложениях. При необходимости понижения подземных вод на большую глубину иглофильтры располагают в несколько ярусов (рис. 14.9, б) или применяют специальные эжекторные иглофильтры (водоструйные насосы, создающие большое разрежение около фильтрующего элемента, что способствует увеличению всасывания), позволяющие при их однорядном расположении понизить уровень подземных вод на глубину до 25 м.

ЛИУ отличаются мобильностью, возможностью быстрого погружения иглофильтров в грунт в собранном виде, простотой и надежностью эксплуатации. Их применение наиболее эффективно в крупных, средних и мелких песках. Эжекторные иглофильтры, как более мощные, применяют в пылеватых песках и супесях с коэффициентом фильтрации более 0,1 м/сут.

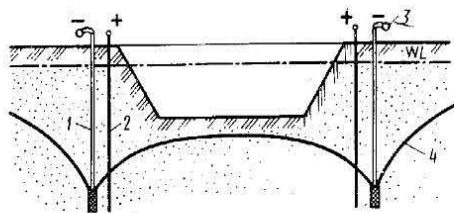


Рис. 14.10. Схема электроосмотического водопонижения:

1 — иглофильтр-катод; 2 — стержень-анод;
3 — коллектор; 4 — депрессионная кривая

При осуществлении водопонижения в грунтах, имеющих коэффициент фильтрации меньше 0,1 м/сут, используют специальные методы водопонижения — вакуумирование и электроосушение.

При применении вакуумного метода в скважинах и на наружной поверхности фильтров создается и непрерывно поддерживается вакуум.

Этот метод, требующий повышенных затрат электроэнергии, используют при осушении мелкозернистых грунтов (пылеватые и илистые пески, супеси, легкие суглинки, илы, лессы) с коэффициентом фильтрации не ниже 0,01 м/сут при требуемом понижении уровня подземных вод до 20 м. Вакуумные скважины отличаются от открытых водопонизительных скважин тем, что их устья герметизируются и из них откачиваются вода и воздух.

Электроосушение (электроосмотическое водопонижение) применяют в глинистых грунтах с низкой водоотдачей. Способ электроосушения основан на свойстве передвижения воды в глинистых грунтах под действием постоянного тока (электроосмос). Для электроосушения по периметру котлована вдоль его бровки забивают стальные стержни из арматуры или труб. Затем на расстоянии 1,5...2 м от бровки котлована погружают иглофильтры, располагая их в шахматном порядке относительно стержней (рис. 14.10). Стержни подключают к положительному полюсу источника постоянного тока с напряжением 30...60 В, а иглофильтры (через коллектор) — к отрицательному. Под воздействием пропускаемого тока, перемещаясь от анода к катоду, грунтовая вода поступает в иглофильтр и откачивается всасывающим насосом. Практика показала, что на 1 м³ осушенного грунта расходуется от 5 до 40 кВт·ч электроэнергии.

Применение электроосушения требует соблюдения соответствующих правил техники безопасности.

Замораживание, битумизация. При защите котлованов от подтопления методом замораживания используется свойство влажных грунтов переходить в твердое состояние при замерзании. Замораживание может быть естественным и искусственным.

При естественном замораживании котлован вскрывают до уровня подземных вод в период до наступления морозов. С наступлением холодов грунту дают возможность промерзнуть на глубину 20...30 см, после чего снимают верхний слой, оставляя нетронутыми 10...15 см мерзлого грунта. По мере промерзания грунта эту операцию повторяют до тех пор, пока не будет достигнута проектная отметка котлована. Поскольку при этом промерзают и откосы

котлована, то в результате он оказывается защищенным со всех сторон слоем мерзлого грунта. Очевидно, что такой способ осуществим только в районах, характеризующихся продолжительными зимами со значительными отрицательными температурами.

Искусственное замораживание применяют при разработке значительных по объему котлованов в водонасыщенном грунте. Способ заключается в создании по периметру котлована стенки из мерзлого грунта (льдогрунтовая стенка), заглубленной на 2...3 м в водоупор (рис. 14.11). Грунт замораживают, погружая в него трубы, по которым циркулирует охлаждающий раствор (чаще аммиак, реже жидкий азот), понижающий температуру окружающего грунта до $-15...-20^{\circ}\text{C}$. Вокруг труб, погруженных с шагом 0,9...1,5 м, образуются цилиндры мерзлого грунта, которые, смыкаясь между собой, образуют сплошную защитную стенку. Толщина стенки замороженного грунта зависит от ее назначения: если она служит только для защиты котлована от притока подземных вод, то достаточно иметь толщину 10...15 см, если же она является и ограждением котлована, то ее толщина устанавливается расчетом на прочность.

Работы по замораживанию грунта проводятся в два этапа. На первом этапе, называемом *активным замораживанием*, грунт замораживают, а на втором этапе, называемом *пассивным замораживанием*, грунт поддерживают в замороженном состоянии в течение всего периода производства работ в котловане. Как показала практика, период активного замораживания занимает 40...70 сут.

Защита котлованов от подтопления методом замораживания имеет тот недостаток, что при его применении в пылеватоглинистых грунтах наблюдается морозное пучение, т. е. увеличение объема, которое сопровождается подъемом поверхности грунта с сооружениями, находящимися в зоне его влияния. Еще более неблагоприятные последствия замораживания грунта наблюдаются в процессе его оттаивания, поскольку в грунте, подверженном пучению, развиваются просадочные свойства, сжимаемость такого грунта повышается, а сопротивление сдвигу уменьшается. По этой причине следует избегать промерзания грунта ниже подошвы возводимых фундаментов и около фундаментов существующих сооружений.

В скальных трещиноватых породах с большим притоком воды через дно котлована иногда прибегают к устройству водонепроницаемых экранов, нагнетая в породу разогретый до жидкого состояния битум. Битум подается насосом в инъекторы, расположенные

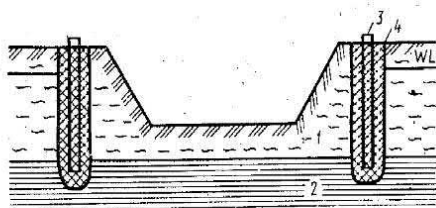


Рис. 14.11. Схема защиты котлована от затопления подземными водами при помощи замораживания:

1 — водоносный слой грунта; 2 — водоупорный слой грунта; 3 — замораживающая колонка; 4 — цилиндр мерзлого грунта

в скважинах диаметром 100 мм, пробуренных в породе ниже дна котлована. Инъекторы представляют собой толстостенные трубы диаметром 40...50 мм, имеющие в пределах трещиноватой породы отверстия, через которые жидкий битум поступает в трещины и, остывая, заполняет их. Расстояние между инъекторами обычно принимают равным 0,75...1,0 м и уточняют пробной битумизацией.

Наряду с битумом для заполнения трещин в скальных породах можно использовать цементный раствор или синтетические смолы. Нагнетание в грунт материала с целью устранения его водопроницаемости называется *тампонажем*.

14.4. Защита помещений и фундаментов от подземных вод и сырости

Необходимость защиты помещений и фундаментов от подземных вод и сырости вызвана тем негативным воздействием, которое они оказывают на состояние строительных конструкций и условия эксплуатации заглубленных и надземных помещений. Так, при соприкосновении подземных вод и влаги, проникшей в грунт с поверхности после дождей или таяния снега, с ограждением подземных сооружений происходит их увлажнение. В результате на внутренней поверхности стен появляются сырость, плесень, начинает отслаиваться краска, разрушается штукатурка и т. д., а повышенная за счет испарения воды влажность воздуха в помещении ведет к нарушению санитарных условий его эксплуатации. Под влиянием капиллярных сил влага по порам материала стен может распространиться и вверх, вызвав сырость в нижних этажах зданий. И здесь значительно ухудшаются санитарные условия в помещениях, снижаются теплоизоляционные свойства наружных стен, а при замерзании накопившейся в их порах влаги происходит механическое разрушение материала. При высоком уровне стояния подземных вод существует угроза и прямого затопления заглубленных помещений за счет напорной фильтрации, а если подземные воды обладают еще и агрессивными свойствами по отношению к бетону, возможно разрушение подземных частей сооружения и фундаментов.

Выработанные практикой строительства различные способы защиты конструкций и подземных помещений от вредного воздействия подземных вод и сырости можно разделить на три основные группы: борьба с проникновением атмосферных осадков в грунт путем отвода дождевых и талых вод с площадки строительства; устройство дренажей для его осушения; применение различных видов гидроизоляции.

Выбор одного или одновременно нескольких способов защиты зависит от топографических и гидрогеологических условий строительной площадки, сезонного колебания и возможного изменения уровня подземных вод, их агрессивности, особенностей конструкций и назначения заглубленных помещений. Во всех случаях водозащит-

ные мероприятия должны обеспечить заданный режим влажности в проектируемых помещениях и защиту конструкций от агрессивных вод на весь срок их эксплуатации.

Отвод дождевых и талых вод с площадки строительства производится для защиты грунтов от переувлажнения. Для организации отвода осуществляется вертикальная планировка территории застройки, заключающаяся в придании местности определенных уклонов. Для эвакуации собравшейся воды предусматривается устройство на местности системы водоотливных канав, а на застроенной местности, где применение открытой системы водоотлива затруднительно, устраивают закрытые лотки и ливневую канализацию. С этой же целью вдоль наружных стен зданий устраивают отмостку с уклоном в сторону от сооружения.

Осушение грунтов дренированием является одной из наиболее важных задач в комплексе водозащитных мероприятий.

Дренаж — это система дрен и фильтров, предназначенная для перехвата, сбора и отвода от сооружения подземных вод. Попавшие в дренажную систему грунтовые воды самотеком направляются к водоотводящим коллекторам или водосборникам насосных станций. Дренажи могут устраиваться как для одного здания или сооружения (кольцевой дренаж), так и для их комплекса в период инженерной подготовки территории (систематический дренаж), что более экономично, так как в этом случае дренажная сеть получается менее протяженной.

В современной практике строительства находят применение следующие виды дренажей: траншейные, закрытые беструбчатые, трубочатые, галерейные и пластовые.

Траншейные дренажи (открытые траншеи и канавы) применяют для осушения территорий, предназначенных под застройку. Являясь эффективным средством водопонижения, они в то же время занимают большие площади, осложняют устройство транспортных коммуникаций и требуют существенных эксплуатационных затрат для поддержания их в рабочем состоянии.

Закрытый беструбчатый дренаж представляет собой траншею, заполненную фильтрующим материалом (гравий, щебень, камень и др.) от дна до уровня подземных вод (рис. 14.12, а). Этот тип дренажа предназначен в основном для сравнительно недолговременной эксплуатации, например на период производства работ по устройству фундаментов.

Трубчатый дренаж является наиболее распространенным и представляет собой дырчатую трубу с обсыпкой песчано-гравийной смесью или с фильтровым покрытием из волокнистого материала (рис. 14.12, б). Для устройства трубчатых дренажей в агрессивной среде применяют керамические или чугунные трубы, при неагрессивной среде можно также использовать трубы из асбестоцемента, бетона, железобетона и т. д. Дренажные трубы укладывают с минимальным уклоном 0,005 при их диаметре до 150 мм и с уклоном 0,003 при диаметре 200 мм и выше.

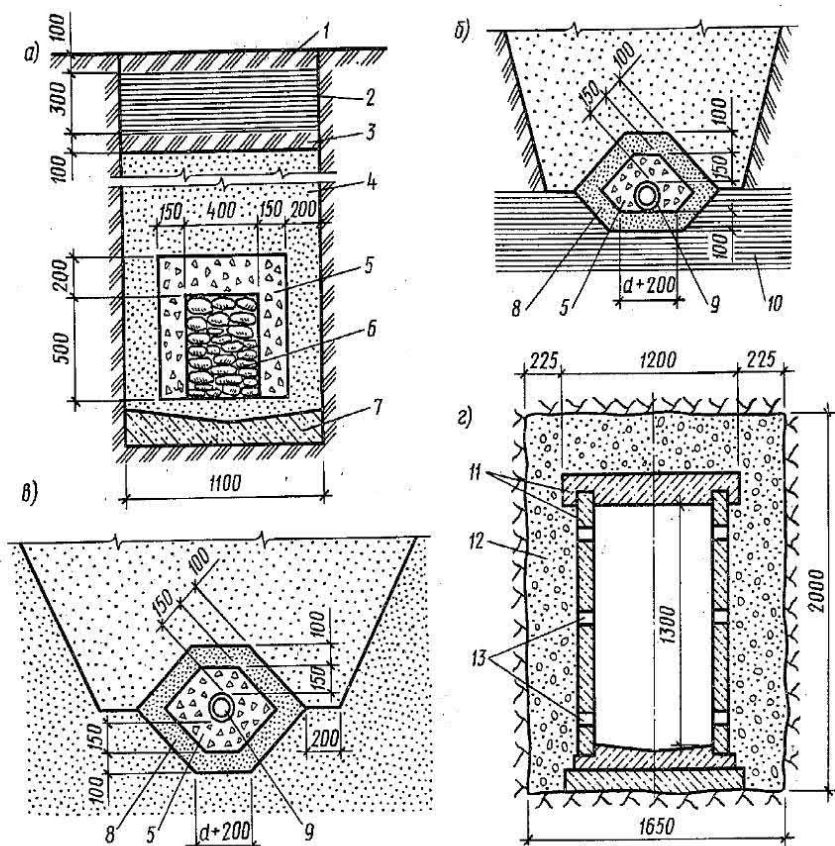


Рис. 14.12. Виды дренажей:

а — закрытый беструбчатый; *б* — трубчатый совершенного типа; *в* — трубчатый несовершенного типа; *г* — дренажная галерея; 1 — дерн корнями вниз; 2 — уплотненная глина; 3 — дерн корнями вверх; 4 — обратная засыпка из местного песчаного грунта; 5 — щебень; 6 — каменная кладка; 7 — глинобетонная подушка; 8 — песок средней крупности; 9 — труба; 10 — водоупор; 11 — обделка из сборных железобетонных элементов; 12 — дренажная засыпка; 13 — отверстия для воды

Дренажные галереи (галерейный дренаж) применяют только в наиболее ответственных случаях, например для особо надежной долговременной эксплуатации, в процессе которой переустройство дренажа в случае выхода его из строя будет невозможным. В дренажной галерее устраивают бетонный лоток (рис. 14.12, *г*) или водоотводную канавку, высоту галереи принимают не менее 1,3 м, а уклон в сторону выпуска должен составлять не менее 0,003.

Пластовый дренаж представляет собой слой фильтрующего материала, уложенный под всем сооружением (рис. 14.13). Вода из пластового дренажа отводится с помощью обычных трубчатых дрен. Пластовый дренаж состоит, как правило, из двух слоев: нижний слой толщиной не менее 100 мм выполняется из песка

средней крупности, а верхний, мощностью не менее 150 мм, — из щебня или гравия. В скальных и полускальных трещиноватых грунтах укладывается только слой щебня или гравия (однослойный дренаж). При защите отдельных зданий и сооружений пластовый дренаж сочетается с пристенным дренажем.

Пристенный (сопутствующий) дренаж представляет собой вертикальный слой из проницаемого материала, устраивается с наружной стороны фундамента и заглубляется ниже его подошвы. Соединение пластового дренажа с пристенным в зданиях с ленточными фундаментами осуществляется с помощью труб, а с отдельными фундаментами — через дренажные прослойки.

При неглубоком залегании водоупора и слоистом основании иногда достаточно устройства только одного пристенного дренажа.

Отметим, что дренаж, полностью прорезающий водоносный слой и доходящий до водоупора, называется дренажем совершенного типа, а прорезающий этот слой частично — дренажем несовершенного типа.

Воды, собираемые и откачиваемые водопонижающими установками или дренажными системами, должны быть максимально использованы в народном хозяйстве. Неиспользованная часть воды отводится и сбрасывается в водоемы, дождевую канализацию или другие отведенные для сбросов места, где предусматриваются специальные защитные меры против размыва грунтов.

Гидроизоляция предназначается для обеспечения водонепроницаемости сооружений (антифильтрационная гидроизоляция), а также защиты от коррозии и разрушения материалов фундаментов и подземных конструкций при физической или химической агрессивности подземных вод (актикоррозионная гидроизоляция).

В настоящее время известно много видов антифильтрационной гидроизоляции, различающихся по своей надежности, стоимости и сложности устройства. Из них в каждом конкретном случае выбирается наиболее рациональный тип, который в комплексе с другими водозащитными мероприятиями обеспечивает заданный режим влажности в изолируемых помещениях на весь срок их службы. Так, в простейшем случае, когда необходимо защитить от капиллярной влаги надземные помещения, достаточно ограничиться устройством по выровненной поверхности всех стен на высоте 15..20 см от верха отмостки или тротуара непрерывной водоне-

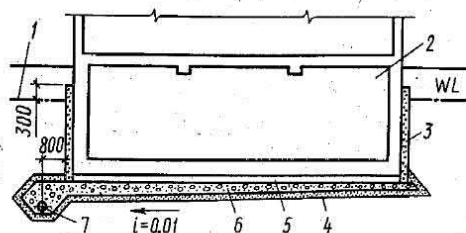


Рис. 14.13. Пластовый дренаж:

1 — уровень подземных вод; 2 — защищаемое заглубленное помещение; 3 — пристенный дренаж; 4 — песчаный слой; 5 — защитное покрытие щебеночного слоя; 6 — песчано-гравийный или щебеночный слой; 7 — труба

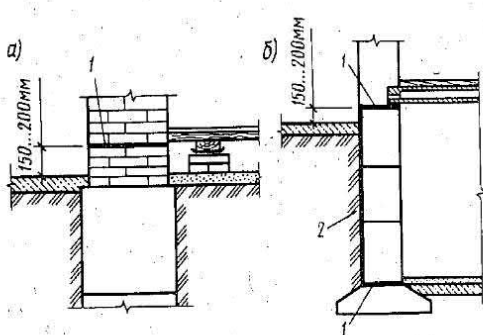


Рис. 14.14. Изоляция стен от сырости:

a — стена бесподвального здания; *б* — стена подвального помещения; 1 — цементный раствор или рулонный материал; 2 — обмазка битумом за два раза

проницаемой прослойки из жирного цементного раствора толщиной 2...3 см или 1...2 слоев рулонного материала на битумной мастике (рис. 14.14, *a*). Гидроизоляция от сырости и грунтовых вод подвальных и заглубленных помещений является значительно более сложной, выбор типа такой гидроизоляции зависит от гидрогеологических условий строительной площадки, уровня подземных вод, их агрессивности, особенностей конструкции и назначения помещений.

Если уровень подземных вод находится ниже пола подвала (рис. 14.14, *б*), то изоляция от сырости подвальных и заглубленных помещений осуществляется обмазкой за 1...2 раза наружной поверхности заглубленных стен горячим битумом и прокладкой рулонной изоляции в стене на уровне пола подвала. С внутренней стороны пол и штукатурку выполняют из плитки или в виде цементного слоя с железнением.

Если уровень подземных вод находится выше отметки пола подвала, то гидроизоляцию устраивают в виде сплошной оболочки, защищающей заглубленное помещение снизу и по бокам. Выполняется такая гидроизоляция из рулонных материалов с негниющей основой (гидроизол, стеклорубероид, металлоизол, толь и т. п.) и наклеивается на изолируемую поверхность битумным раствором (клеячная гидроизоляция). Вертикальная гидроизоляция для защиты заглубленных помещений с боков наклеивается, как правило, с наружной стороны конструкций (наружная гидроизоляция), чтобы под действием напора подземных вод она была прижата к изолируемой поверхности. Для предохранения изоляции от механических повреждений (например, при обратной засышке грунта в пазухи фундаментов) ее ограждают снаружи защитной стенкой из кирпича, бетона или блоков (рис. 14.15). Зазор между изоляцией и защитной стенкой заполняют жидким цементным раствором. Наряду с защитными функциями стенка также удерживает гидроизоляцию в проектном положении и воспринимает часть гидростатического давления воды.

Горизонтальная гидроизоляция для защиты заглубленных помещений снизу наклеивается на гладко выровненную цементной стяжкой поверхность подготовки и предохраняется сверху цементным или асфальтовым слоем толщиной 3...5 см. Гидростатическое дав-

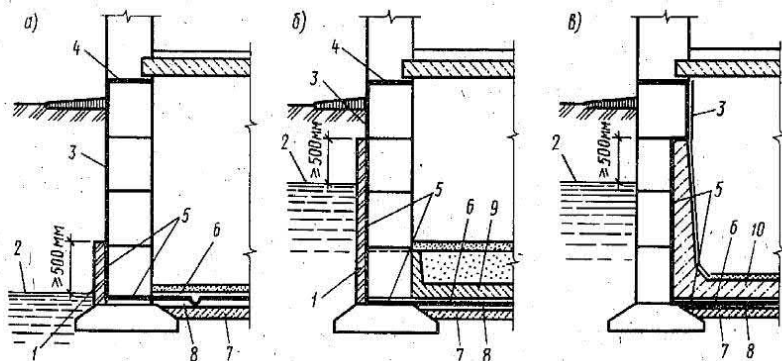


Рис. 14.15. Гидроизоляция подвальных помещений:

a — при небольших напорах подземных вод; *б, в* — при больших напорах подземных вод; 1 — защитная стенка; 2 — уровень подземных вод; 3 — битумная обмазка; 4 — цементный раствор или рулонный материал; 5 — рулонная изоляция; 6 — защитный цементный слой; 7 — бетонная подготовка; 8 — цементная стяжка; 9 — железобетонное ребристое перекрытие; 10 — железобетонная коробчатая конструкция

ление воды при уровне подземных вод до 0,5 м выше пола подвала компенсируется весом конструкции пола над изоляцией или пригрузочным слоем бетона, вес которого на единицу площади должен быть не менее гидростатического давления (рис. 14.15, *a*).

Если уровень подземных вод поднимается выше отметки пола подвала более, чем на 0,5 м, то давление воды воспринимается специальной конструкцией. Это могут быть заделанные в стены или в опоры здания железобетонные плиты, обратноребристые и безбалочные перекрытия, коробчатые конструкции и т. д. (рис. 14.15, *б, в*). При использовании коробчатых конструкций (кессонов) гидроизоляция наклеивается на внутреннюю поверхность стен заглубленных помещений (внутренняя гидроизоляция). Указанные железобетонные конструкции могут использоваться и как сплошные фундаментные плиты для передачи части давления от сооружения на грунт.

При любом виде гидроизоляции водонепроницаемый ковер ниже расчетного уровня подземных вод должен быть непрерывен по всей заглубленной поверхности и устраиваться на высоту, превышающую на 0,5 м максимальную отметку уровня подземных вод.

Способ защиты подземных конструкций от коррозии выбирается в основном в зависимости от степени агрессивности подземных вод.

В слабоагрессивных водах защитой может служить глиняный замок из хорошо перемятой и плотно утрамбованной глины, который устраивают по всей высоте защитной стенки и с боков фундаментов (рис. 14.16). В более агрессивных водах до устройства глиняного замка поверхность защитной стенки и фундаментов покрывают за два раза битумной или полимерной мастикой. Снизу

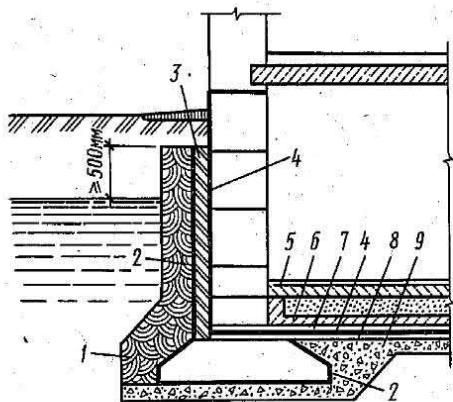


Рис. 14.16. Изоляция фундаментов от агрессивных подземных вод:

1 — глиняный замок из перемятой глины; 2 — обмазка битумом за три раза; 3 — защитная стенка; 4 — рулонная изоляция; 5 — чистый пол; 6 — железобетонное перекрытие; 7 — защитный слой; 8 — цементная стяжка; 9 — щебеночная или гравийная подготовка на битуме

фундамента, где арматура защищена лишь небольшим слоем бетона, изоляция должна быть более сложной. Для этого подготовку под фундамент выполняют из втрамбованного в грунт и пропитанного битумом слоя щебня, который сверху за 2...3 раза покрывают битумной мастикой или мастикой из полимерных смол.

При сильноагрессивных водах все подземные конструкции и с боков и снизу предохраняют оклеечной изоляцией из битумных рулонных материалов.

Наряду с устройством антикоррозионной изоляции защиты фундаментов от разрушения можно обеспечить за

счет применения более стойких к данному виду агрессивности цементов (например, сульфатостойких цементов при сульфатной агрессивности воды), а также плотных бетонов.

Глава 15

ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

15.1. Общие положения

К группе структурно-неустойчивых грунтов по предложению Н. А. Цыговича обычно относят мерзлые и вечномерзлые грунты, лессовые просадочные грунты, слабые водонасыщенные пылевато-глинистые, засоленные, заторфованные грунты. Как отмечалось в гл. 2, несмотря на различия в условиях образования грунтов этой группы разного вещественного состава и состояния, их объединяет общее свойство. В природном состоянии эти грунты обладают структурными связями, которые при определенных воздействиях резко снижают свою прочность или полностью разрушаются. Дополнительные воздействия могут иметь механическую природу (быстро возрастающие, динамические, вибрационные нагрузки) или обуславливаться физическими процессами (повышение температуры мерзлых грунтов, обводнение лессовых или засоленных грунтов и т. п.). При разрушении природной структуры резко

снижается прочность грунтов, увеличивается сжимаемость и проявляется склонность к просадочным деформациям. В определенной мере к этой группе могут быть отнесены и насыпные грунты.

Структурно-неустойчивые грунты имеют широкое распространение на территории стран СНГ, группируясь по преимуществу в определенных географо-климатических зонах (регионах), поэтому их часто называют региональными, а условия строительства относят к региональным или особым грунтовым условиям.

Расчет и проектирование оснований и фундаментов в этих условиях базируются на тех же предпосылках и методах, которые были изложены в предыдущих главах учебника. Однако всегда следует иметь в виду, что при строительстве на структурно-неустойчивых грунтах кроме общепринятых для обычных условий решений требуется проведение комплекса специальных мероприятий, учитывающих их особые свойства и обеспечивающих нормальную эксплуатацию сооружений. Неучет этих свойств неизбежно приводит к чрезмерным осадкам и просадкам оснований, а в худшем случае — к потере устойчивости оснований и разрушению сооружений.

Мероприятия, осуществляемые при строительстве в особых грунтовых условиях, можно разделить на четыре группы. К первой относятся меры, предпринимаемые для исключения неблагоприятных воздействий на грунты оснований. Вторая группа объединяет рассмотренные в гл. 12 разнообразные способы искусственного улучшения строительных свойств оснований, с помощью которых нейтрализуются последствия воздействия неблагоприятных факторов. Третья включает конструктивные мероприятия, понижающие чувствительность зданий и сооружений к неравномерным деформациям оснований. Мероприятия четвертой группы заключаются в применении специальных типов фундаментов. Выбор конкретных мероприятий или их сочетаний требует специальных знаний природы и свойств структурно-неустойчивых грунтов, методов расчета оснований и особых приемов строительства.

Объемы строительства на структурно-неустойчивых грунтах в нашей стране неуклонно возрастают. Это нашло отражение в нормативных документах. В СНиП 2.02.01 — 83 «Основания зданий и сооружений» впервые введены специальные разделы, регламентирующие правила проектирования оснований и фундаментов на основных видах региональных грунтов. Введен в действие СНиП 2.02.04 — 88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах». Специальные вопросы строительства отражены в многочисленных инструктивных материалах, в Справочнике проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения».

С учетом многообразия видов и особенностей региональных грунтов и способов строительства на них в настоящей главе рассматриваются лишь основные положения расчета и проектирования фундаментов. Более полные сведения приведены в указанных выше источниках, а также фундаментальных работах: Н. А. Цыговича,

С. С. Вялова, Б. И. Далматова, В. В. Докучаева и многих других — по строительству на вечной мерзлоте; Ю. М. Абелева, В. П. Ананьева, В. И. Крутова, А. А. Мустафаева и многих других — на лессовых грунтах; М. Ю. Абелева, Ф. П. Винокурова, Б. И. Далматова, П. А. Коновалова, С. Я. Кушнира, В. И. Крутова, Н. Н. Морарескула, Е. А. Сорочана и многих других отечественных ученых и инженеров — на остальных видах региональных грунтов, частично указанных в списке литературы к настоящему учебнику.

15.2. Фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов

Особые природные и экономические условия районов распространения вечномерзлых грунтов определяют специальные требования к проектированию, строительству и эксплуатации сооружений. К числу основных особенностей этих районов следует отнести суровый климат, вечномерзлое состояние грунтов и экономические показатели, обусловленные отдаленностью и малой освоенностью территорий. В большой мере это относится к устройству оснований и фундаментов.

Проектирование оснований и фундаментов в районах распространения вечной мерзлоты выполняется согласно общим принципам проектирования по предельным состояниям. Для проведения соответствующих расчетов необходимо изучить механические свойства мерзлых грунтов. Характерной особенностью является то, что даже при мерзлом состоянии грунтов эти свойства существенно зависят не только от вещественного состава и влажности грунтов, но и от их температуры. Если же происходит оттаивание мерзлых грунтов, то у некоторых из них проявляется склонность к просадочным деформациям или разжижению. При промораживании грунтов может наблюдаться морозное пучение, поэтому прогноз температурного режима оснований при проектировании фундаментов в условиях вечной мерзлоты имеет первостепенное значение, а его регулирование часто является действенной мерой по обеспечению прочности и надежности сооружений.

Механические свойства мерзлых грунтов. В зависимости от вещественного состава и температурно-влажностных условий мерзлые грунты делятся на твердомерзлые, пластичномерзлые и сышучемерзлые.

К твердомерзлым относятся крупнообломочные грунты при температуре $T < 0^\circ \text{C}$ и суммарной влажности $w_{\text{tot}} > 0,03$, пески при $T < -0,1 \dots -0,3^\circ \text{C}$ и $w_{\text{tot}} > 0,03$, пылевато-глинистые грунты при $T < -0,6 \dots -1,5^\circ \text{C}$. Твердомерзлые грунты прочно сцементированы льдом, практически несжимаемы ($E > 100 \text{ МПа}$), при быстром нагружении характеризуются хрупким разрушением.

К пластичномерзлым относятся песчаные и пылевато-глинис-

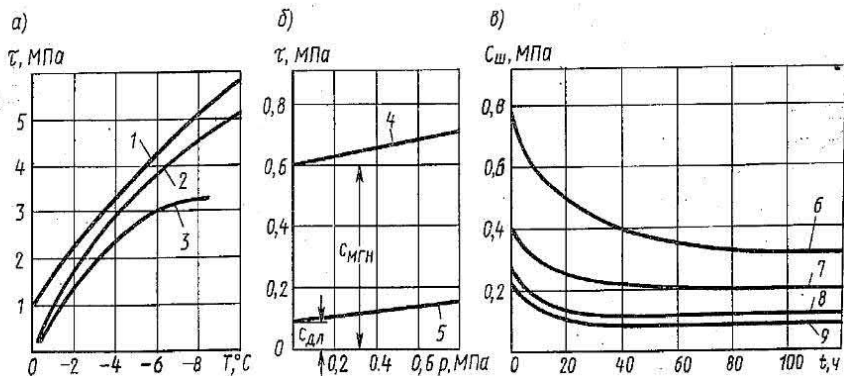


Рис. 15.1. Зависимости сопротивления сдвигу мерзлого грунта от температуры (а) и от нормального давления (б); изменение сцепления мерзлых грунтов во времени (в):

1 — лед; 2 — сугесь; 3 — глина; 4, 5 — соответственно мгновенное и предельное длительное сопротивление суглинка пылеватого; 6 — песок; 7 — глина ленточная; 8 — сугесь пылеватая; 9 — суглинок пылеватый

тые грунты при температуре в пределах от начала замерзания T_{bf} до указанных выше значений. Они также сцементированы льдом, но обладают сжимаемостью и вязкими свойствами.

К сыпучемерзлым относятся крупнообломочные и песчаные грунты при $T < 0^\circ \text{C}$ и $w_{tot} \leq 0,03$. Несмотря на мерзлое состояние, эти грунты не сцементированы льдом ввиду его малого содержания в порах. Их свойства практически не изменяются под влиянием температуры, близки к свойствам тех же грунтов в немерзлом состоянии и поэтому не нуждаются в дополнительном рассмотрении.

Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу зависит главным образом от температуры грунта, внешнего давления и времени действия нагрузки. Естественно, оно различно для грунтов разного состава и состояния.

Как показывают опыты, сопротивление сдвигу увеличивается с понижением температуры грунта (рис. 15.1, а) или увеличением нормального давления (рис. 15.1, б). При этом в общем сопротивлении сдвигу сцепление составляет значительную часть; для мерзлых глин оно колеблется в пределах 80...94%. Сопротивление сдвигу снижается при длительном действии нагрузки, причем в основном за счет уменьшения во времени сцепления грунта, и связывается с нормальным давлением соотношением Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_t + c_t, \quad (15.1)$$

где φ_t и c_t — параметры прочности, зависящие от времени ($\varphi_{MГН} \approx \varphi_t \approx \varphi_{ДЛ}$).

При оценке сопротивления сдвигу мерзлых грунтов наряду с традиционными сдвиговыми и трехосными испытаниями применяют метод шарового штампа (см. § 4.5), позволяющий определять эквивалентное сцепление $c_{ш}$. Характер изменения эквивалентного сцепления во времени для различных типов мерзлых грунтов представлен на рис. 15.1, в.

Поскольку инженерные сооружения находятся в эксплуатации продолжительное время, в расчетах оснований должны использоваться характеристики длительной прочности мерзлых грунтов. Следует помнить, что при оттаивании твердо- и пластичномерзлых грунтов происходит резкое снижение сопротивления их сдвигу.

Сжимаемость мерзлых грунтов проявляется в зависимости от времени действия и нагрузки. Грунты разного состава, температуры и влажности имеют различную сжимаемость.

Для мерзлых грунтов с низкой температурой характерна незначительная сжимаемость. При температуре, близкой к нулю, мерзлые грунты могут даже при малых нагрузках значительно уплотняться. Величина сжатия достигает 1,5...4,0 см на 1 м сжимаемой толщи. Осадки таких грунтов рассчитываются общепринятыми в механике грунтов методами с использованием соответствующих значений деформационных характеристик.

Сжимаемость оттаивающих грунтов может значительно превышать их сжимаемость в мерзлом состоянии. Это характерно для некоторых типов пластичномерзлых и особенно твердомерзлых грунтов.

Изучение сжимаемости при оттаивании обычно производится в одометрах, оборудованных нагревательной аппаратурой. Образец мерзлого грунта с начальной высотой h_0 помещается в камеру одометра и обжимается вертикальной нагрузкой p_1 . При этом происходит незначительное сжатие образца и его высота уменьшается до величины h_f (участок ab графика на рис. 15.2, а). Затем образец нагревают и происходит его оттаивание при постоянном давлении p_1 . В процессе оттаивания разрушаются цементационные

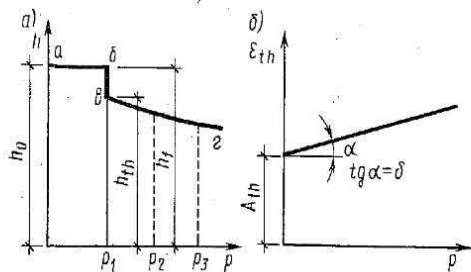


Рис. 15.2. Зависимости деформаций образца оттаивающего грунта (а) и коэффициента просадочности (б) от нормального давления

связи, так как вода переходит из замерзшего в жидкое состояние, и грунт может значительно уплотниться (вертикальный участок графика на рис. 15.2, а). Деформация имеет просадочный характер. После стабилизации просадочной деформации оттаявший образец нагружается ступенчато-возрастающей нагрузкой p_2, p_3, \dots, p_n . Получаемые при этом деформации характеризуют сжимаемость

оттаявшего грунта (участок *вг* на рис. 15.2, *а*). Серия испытаний проводится при различных значениях начального обжатия p_1 . Из каждого опыта определяется коэффициент просадочности

$$\varepsilon_{th} = (h_f - h_{th}) / h_f, \quad (15.2)$$

после чего строится график зависимости этого коэффициента от внешней нагрузки (рис. 15.2, *б*). Зависимость $\varepsilon_{th} = f(p)$ имеет практически линейный характер и описывается уравнением

$$\varepsilon_{th} = A_{th} + \delta p, \quad (15.3)$$

где A_{th} и δ — соответственно коэффициенты оттаивания и сжимаемости.

Таким образом, осадка оттаявшего грунта складывается из двух частей: осадки оттаивания, не зависящей от нагрузки и характеризующейся коэффициентом A_{th} , и осадки уплотнения, пропорциональной нагрузке и характеризующейся коэффициентом δ .

Эти коэффициенты и являются основными расчетными характеристиками при вычислении осадок оттаивающих оснований.

Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений. СНиП 2.02.04 — 88 установлены два принципа строительства на вечномерзлых грунтах:

принцип I — вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения;

принцип II — в качестве оснований зданий и сооружений используются предварительно оттаянные грунты или грунты, оттаивающие в период эксплуатации сооружений.

Принцип I применяется в тех случаях, когда расчетные деформации основания в предположении его оттаивания превышают предельные и их не удастся привести в соответствие с требованиями Норм конструктивными мерами или улучшением строительных свойств основания. Этот принцип рекомендуется, когда грунты находятся в твердомерзлом состоянии и такое состояние может быть сохранено при экономически разумных затратах. Для пластичномерзлых грунтов, как правило, проектом предусматривают дополнительное охлаждение основания.

Принцип II рекомендуется применять при неглубоком залегании скальных грунтов, а также при других типах грунтов, которые в пределах расчетной глубины оттаивания малосжимаемы (плотные крупнообломочные грунты и пески, пылевато-глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции). В южной зоне распространения вечномерзлых грунтов, где они встречаются в виде островков или слоев небольшой мощности и отличаются высокой температурой, применение принципа II часто оказывается неизбежным.

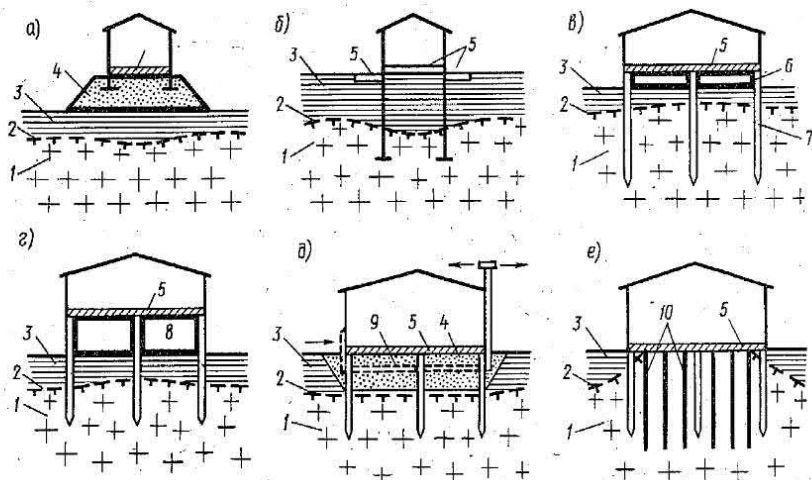


Рис. 15.3. Мероприятия для сохранения вечномерзлого состояния грунтов:

1 — вечномерзлый грунт; 2 — верхняя граница слоя вечномерзлого грунта; 3 — деятельный слой; 4 — насыпной непучинистый грунт; 5 — теплоизоляция; 6 — вентилируемое подполье; 7 — сваи; 8 — неотапливаемый 1-й этаж; 9 — вентиляционные каналы; 10 — замораживающие колонки

В пределах застраиваемой территории должен предусматриваться, как правило, один принцип использования вечномерзлых грунтов. Применение двух принципов допускается лишь в качестве исключения при разнородных мерзлотно-грунтовых условиях, если это обосновано теплотехническими расчетами и обеспечиваются специальные мероприятия, исключающие взаимное тепловое влияние зданий и сооружений.

Мероприятия по сохранению вечномерзлого состояния грунтов при строительстве по принципу I. Для сохранения вечномерзлого состояния оснований используются различные методы. Выбор одного метода или их сочетания производится на основании теплотехнических расчетов с учетом конструктивных и технологических особенностей сооружения.

Возведение зданий на подсыпках (рис. 15. 3, а) целесообразно, например, если вблизи поверхности грунта размещаются линзы подземного льда. Подсыпка применяется при вертикальной планировке территорий или устраивается под отдельными зданиями или сооружениями. Этот метод может использоваться одновременно с другими мероприятиями, обеспечивающими сохранение мерзлого состояния оснований (теплоизоляция, вентилируемые подполья, воздушные и другие системы охлаждения и т. п.), которые рассматриваются ниже. В качестве материала подсыпок используются пески средней крупности и крупные, крупнообломочные грунты, шлаки. Теплоизоляция применяется в сочетании с другими методами, а также при устройстве фундаментов на естественном вечномерзлом

основании (рис. 15.3, б) для сооружений, возводимых в суровых климатических условиях и занимающих небольшую площадь.

Устройство вентилируемых подполий (рис. 15.3, в) является основным и наиболее распространенным способом регулирования теплового влияния зданий на температурный режим оснований. Открытые подполья имеют в течение всего года сообщение с наружной средой. Недостатком этого метода является то, что подполья в зимний период заносятся снегом, а летом в них непрерывно поступает теплый воздух, растепляющий основание. Кроме того, при открытом доступе холодного воздуха в зимний период возникает неблагоприятный температурный режим во внутренних помещениях первого этажа. Более эффективны подполья с регулируемым проветриванием, средством вентиляции которых служат отверстия (продухи), устраиваемые в цоколе здания. Обычно в зимнее время продухи открыты, что способствует поступлению холодного воздуха к поверхности грунта и промерзанию основания. В летние месяцы продухи целесообразно закрывать. Низ продухов располагают на 0,25 м выше поверхности грунта во избежание их снегозаносов. Форма сечения продухов квадратная или прямоугольная с размером сторон 0,2...0,5 м. Минимальная высота подполий колеблется в пределах от 0,5 до 1,2 м.

Иногда роль вентилируемого подполья выполняют неотапливаемые помещения I этажа (рис. 15.3, г).

Подсыпки с трубами воздушного охлаждения (рис. 15.3, д) применяют главным образом для тепловыделяющих зданий значительных в плане размеров, где другими способами при наличии сильнольдистых грунтов в основании трудно обеспечить заданный температурный режим. Трубы прокладываются в пределах насыпного слоя и выводятся наружу в подполье или вблизи стен здания. Охлаждение основания достигается движением по трубам холодного наружного воздуха в зимний период.

Для предпостроечного промораживания оснований, а также для последующего поддержания в основании заданного температурного режима применяют специальные промораживающие колонки (рис. 15.3, е).

При использовании принципа II строительства на вечномёрзлых грунтах существуют два основных подхода.

Предпостроечное оттаивание наиболее эффективно при возведении сооружений на крупнообломочных грунтах. В пылеватоглинистых грунтах этот метод дает положительные результаты лишь в том случае, когда они переслаиваются хорошо фильтрующими песчаными или крупнообломочными прослойками, которые способствуют быстрому удалению образующейся при таянии льда воды, или же когда одновременно с оттаиванием применяется искусственное ускорение их консолидации или закрепление. Для повышения температуры грунтов наиболее часто используется игловое гидро- или пароттаивание гравийно-галечниковых и песчаных гру-

нтов с их виброуплотнением или электрической прогрев и уплотнение глинистых грунтов с применением электроосмоса и иглофильтрового водопонижения.

В отдельных случаях эффективной оказывается замена льдистых грунтов талым песчаным или крупнообломочным грунтом. Контуры зоны оттаивания или замены грунтов в плане должны выходить за контуры сооружения не менее чем на половину глубины предварительного оттаивания или замены грунтов. Оттаивание может производиться как в пределах всей площади застройки, так и под отдельными фундаментами, если это обосновано расчетом по деформациям.

Второй подход, при котором допускается оттаивание грунтов в процессе эксплуатации сооружений, должен применяться с большой осторожностью и подкрепляться тщательным прогнозом температурного режима и деформаций оттаивающих оснований. При этом всегда следует учитывать возможность возникновения дополнительных осадок или просадок. Если оттаивание грунтов происходит неравномерно в плане и по глубине, не исключена также и неравномерность осадок отдельных фундаментов, что может привести к аварийному состоянию сооружений. В этой связи применение такого метода особенно целесообразно при строительстве на грунтах, свойства которых не претерпевают значительных ухудшений при оттаивании, например на сыпучемерзлых грунтах или скальных основаниях.

Оттаивание основания отапливаемых зданий неравномерно: под краем зданий, особенно под их углами, оно запаздывает по сравнению с оттаиванием под серединой зданий. Эта неравномерность должна оцениваться расчетом. Во всех случаях необходимо принимать меры по ограничению поступления в основание дополнительного тепла: предупреждать утечки производственных и хозяйственных вод, организовывать сток поверхностных вод, сводить к минимуму влияние местных источников тепловыделений.

При использовании принципа II дополнительно к указанным предусматриваются мероприятия по уменьшению чувствительности зданий и сооружений к неравномерным осадкам. Применяя жесткую схему сооружения, стремятся проектировать здания простой геометрической конфигурации в плане, устанавливая их преимущественно на фундаменты в виде лент или плит. Здания разрезаются деформационными швами на отдельные жесткие отсеки длиной до полуторной ширины здания. В несущих конструкциях устраиваются железобетонные или армокирпичные пояса, усиливается цокольная часть зданий. Гибкая схема предусматривает устройство податливых соединений, усилия в которых при неравномерных деформациях незначительны. В случаях ожидаемых больших осадок применяются устройства, позволяющие выравнивать отметки оборудования. Такую схему чаще всего используют для сооружений промышленного назначения. Фундаменты в этом случае проектируют столбчатые.

Надежным способом фундирования сооружений, возводимых по принципу II, является прорезка слоя оттаивающих грунтов столбчатыми или свайными фундаментами с их опиранием на вечномерзлые грунты. Глубина заложения фундаментов при таком способе их устройства должна обосновываться теплотехническим расчетом мощности зоны оттаивания.

Назначение глубины заложения фундаментов. Глубина заложения фундаментов назначается с учетом требований СНиП 2.02.01 — 83 (см. § 10.2) и принятого принципа использования вечномерзлых грунтов. При наличии пучинистых грунтов принимается во внимание воздействие на фундамент сил морозного пучения. При возведении зданий с сохранением вечномерзлого состояния грунтов (принцип I) минимальная глубина заложения фундаментов d_{min} назначается с учетом расчетной глубины сезонного оттаивания грунтов d_{th} .

Фундаменты всех типов, кроме свайных, заглубляются в вечномерзлый грунт не менее чем на 1 м, сваи — не менее чем на 2 м. Глубина заложения фундаментов зданий и сооружений, возводимых на подсыпках, не нормируется. Расчетная глубина сезонного оттаивания d_{th} для зданий и сооружений с холодным подпольем вычисляется по формуле

$$d_{\text{th}} = k_n' d_{\text{th}, n}, \quad (15.4)$$

где k_n' — коэффициент теплового влияния зданий, принимаемый у наружных стен с асфальтовыми отмостками равным 1,2, у наружных стен с отмостками без асфальтовых покрытий — 1,0, у внутренних опор — 0,8; $d_{\text{th}, n}$ — нормативная глубина сезонного оттаивания, определяемая по данным натуральных наблюдений или специальным теплотехническим расчетом.

При строительстве по принципу II глубина заложения фундаментов устанавливается с учетом глубины сезонного промерзания грунтов.

Основные положения расчета фундаментов, возводимых с сохранением вечномерзлого состояния грунта. При наличии в основании твердомерзлых грунтов, имеющих ничтожную сжимаемость, основание рассчитывается только по несущей способности (первая группа предельных состояний). При расчете должно быть удовлетворено условие (6.24). Основания, сложенные пластичномерзлыми и сильновольдистыми грунтами, рассчитываются по несущей способности и деформациям.

Столбчатые и свайные фундаменты, заглубленные в вечномерзлый грунт, передают нагрузку на основание не только по подошве, но и по боковой поверхности за счет смерзания грунта с материалом фундамента (рис. 15.4). Для центрально нагруженных фундаментов эта особенность учитывается двучленной формулой расчета несущей способности основания:

$$F_u = \gamma_i \gamma_c \left(RA + \sum_{i=1}^n R_{af, i} A_{af, i} \right), \quad (15.5)$$

где γ_i — температурный коэффициент, принимаемый, как правило, равным 1,1 для твердомерзлых и 1,0 для пластичномерзлых грунтов; γ_c — коэффициент условий работы, изменяющийся в зависимости от вида фундаментов и способа их устройства от 0,9 до 1,1; A — площадь подошвы фундамента или площадь опирания свай; n — число выделенных слоев вечномерзлого грунта; R — расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи или под подошвой столбчатого фундамента, определяемое с учетом глубины заложения фундамента и расчетной температуры грунта по рекомендациям СНиП 2.02.04 — 88; $R_{af, i}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания фундамента или сваи в пределах i -го слоя грунта (рис. 15.4), принимаемое согласно указаниям СНиП 2.02.04 — 88; $A_{af, i}$ — площадь поверхности смерзания i -го слоя грунта с боковой поверхностью сваи или с нижней ступенью фундамента.

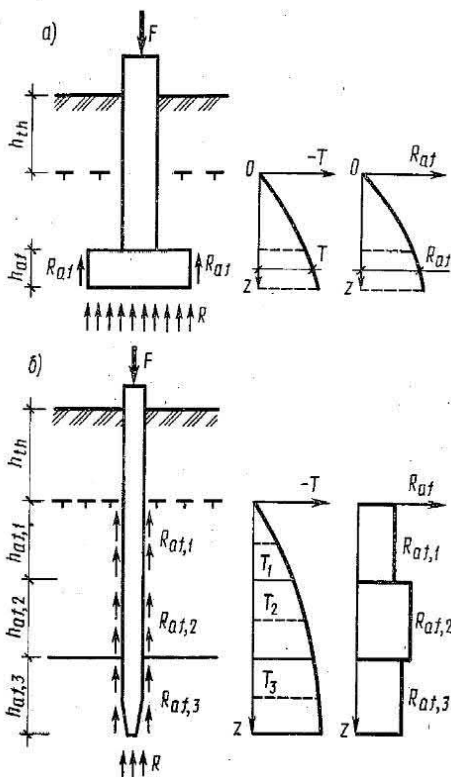


Рис. 15.4. Схемы к расчету несущей способности столбчатого фундамента (а) и свай (б)

Значения температур грунта устанавливают теплотехническим расчетом или используют упрощенную методику, рекомендуемую Нормами.

Несущая способность свай может уточняться по результатам полевых испытаний статической нагрузкой. При внецентренном загрузении столбчатых фундаментов несущую способность допускается определять по формуле (6.25), но при этом следует учитывать, что при действии на фундамент моментных нагрузок возникает сопротивление смерзания грунта по боковым граням нижней ступени фундамента. Дополнительный реактивный момент учитывается при вычислении расчетного эксцентриситета в соответствии с рекомендациями Норм.

При расчете осадок фундаментов на пластичномерзлых

и сыпучемерзлых грунтах используют методы, применяемые для немерзлых грунтов (см. гл. 7). Характеристики сжимаемости определяются при максимальной расчетной температуре грунта. При проектировании отапливаемых зданий предусматривают мероприятия по искусственному понижению температуры пластичномерзлых грунтов либо проектируют основания и фундаменты по принципу II.

Основные положения расчета фундаментов, возводимых без сохранения вечномерзлого состояния грунтов. Поскольку оттаявшие грунты обладают большей сжимаемостью, чем мерзлые грунты, основным расчетом при проектировании сооружений, возводимых по принципу II, является расчет по деформациям (вторая группа предельных состояний).

Использование предварительного оттаивания вечномерзлых грунтов и при необходимости их уплотнение позволяют создать искусственное немерзлое основание с заданными строительными свойствами. Проектирование таких оснований и возводимых на них фундаментов ведут согласно правилам и методикам, применяемым для немерзлых оснований. Естественно, что при этом должно быть исключено развитие чаши протаивания в процессе эксплуатации сооружения.

Наиболее сложным является случай, когда оттаивание оснований происходит после возведения зданий и сооружений. В этих условиях расчет по деформациям должен производиться в пределах глубины оттаивания грунтов за заданный срок эксплуатации сооружения с учетом развития зоны оттаивания во времени, что устанавливается специальным расчетом. Некоторые рекомендации по прогнозу процессов оттаивания оснований для простых по форме сооружений приведены в СНиП 2.02.04 — 88. Следует особо обратить внимание на то, что оттаивание может развиваться неравномерно по площади сооружения вследствие сложного взаимодействия природных климатических факторов и температурных условий внутри зданий и сооружений. Результатом этого часто становятся неравномерные осадки и крены фундаментов. В качестве примера на рис. 15.5 показана характерная схема развития зоны оттаивания основания под наружной стеной отапливаемого здания. Очевидно, что с течением времени грань b фундамента даст большую осадку, чем грань a , вследствие чего возникнет крен фундамента.

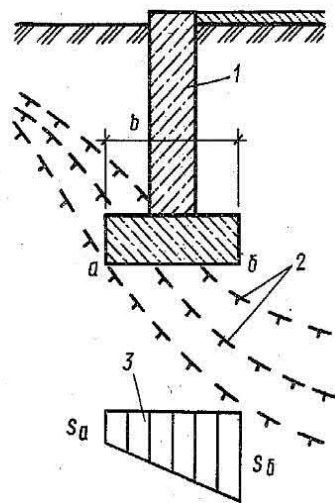


Рис. 15.5. Изменение во времени зоны оттаивания под фундаментом наружной стены:

1 — фундамент; 2 — граница оттаивания; 3 — эпюра осадок фундамента

Общая осадка s фундамента на оттаивающем основании складывается из осадки s_p , обусловленной дополнительным давлением на грунт от фундамента, и осадки s_{th} , вызываемой действием собственного веса оттаивающего грунта, т. е.

$$s = s_p + s_{th}. \quad (15.6)$$

Составляющая осадки s_p обычно определяется по схеме основания в виде линейно деформируемого слоя, мощность которого зависит от расчетной глубины оттаивания, с использованием коэффициента сжимаемости δ оттаивающего грунта. Для вычисления составляющей осадки s_{th} применяется следующая формула, вытекающая из соотношения (15.3):

$$s_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{th, i} + \delta_i \sigma_{zg, i}) h_i, \quad (15.7)$$

где $A_{th, i}$ и δ_i — соответственно коэффициенты оттаивания и сжимаемости i -го слоя; $\sigma_{zg, i}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта в середине i -го слоя; h_i — толщина i -го слоя оттаивающего грунта, т. е. производится суммирование осадок n элементарных слоев в пределах расчетной глубины оттаивания.

Крен фундаментов на оттаивающем основании определяется по формуле (рис. 15.5)

$$i = (s_b - s_a) / b, \quad (15.8)$$

где s_b и s_a — осадки краев фундамента; b — ширина фундамента.

При прорезке слоя оттаивающих грунтов сваями и их опирании на скальные или вечномерзлые грунты несущую способность свай определяют как для свай-стоек. Особенностью расчета является то, что по части поверхности свай, расположенной в пределах оттаивающей толщи, за счет ее просадки могут возникнуть силы отрицательного трения. С учетом этого расчет свай-стоек по несущей способности производится исходя из условия

$$F \leq F_u / \gamma_k - \gamma_p F_{neg}, \quad (15.9)$$

где F — расчетная нагрузка на сваю; F_u — несущая способность свай; γ_k — коэффициент условий работы, принимаемый согласно СНиП 2.02.03 — 85; γ_p — то же, в пределах зоны оттаивания ($\gamma_p = 1$ для бурозабивных и буроопускных свай с цементнопесчаным заполнителем пазух и $\gamma_p = 0,7$ для буроопускных свай с пылевато-глинистым заполнителем пазух); F_{neg} — отрицательная сила трения:

$$F_{neg} = u_p \sum_{i=1}^n f_{n, i} h_i, \quad (15.10)$$

где u_p — периметр сваи; $f_{n, i}$ — отрицательное трение i -го слоя оттаивающего грунта, принимаемое по табл. 11.2; h_i — толщина i -го слоя оттаивающего грунта.

Расчет фундаментов на воздействие сил морозного пучения. В пределах глубины сезонного оттаивания основания d_{th} грунт попеременно будет находиться в талом и мерзлом состоянии. Морозное пучение связано с увеличением объема влажного грунта при промерзании. В зимний период грунт, окружающий фундамент или сваю, смерзается с боковой поверхностью и в результате пучения стремится увлечь фундамент вверх. Если усилия, противодействующие силам морозного пучения, недостаточны, фундамент вместе с сооружением может подняться на некоторую высоту. В летний период произойдет оттаивание грунта деятельного слоя, сопровождающееся осадкой фундамента. В результате циклического сезонного промерзания и оттаивания через несколько лет такой фундамент может быть «выпучен» из грунта на десятки сантиметров. Недоучет этого фактора явился причиной аварий многих, особенно малонагруженных, сооружений в районах вечной мерзлоты.

Чтобы предотвратить подобные последствия, выполняются специальные расчеты фундаментов на действие сил морозного пучения. Основная расчетная зависимость имеет вид

$$\tau_{th} A_{th} - F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_r, \quad (15.11)$$

где τ_{th} — расчетная удельная касательная сила пучения; A_{th} — площадь боковой поверхности смерзания фундамента в промерзающей — оттаивающей толще мощностью h_{th} ; F — расчетная нагрузка на фундамент, принимаемая с коэффициентом 0,9; $\gamma_c = 1,0$ и $\gamma_n = 1,1$ — соответственно коэффициенты условий работы и надежности; F_r — расчетная сила, удерживающая фундамент от выпучивания.

Особенности определения величин, входящих в формулу (15.11), рассмотрим на расчетных схемах, приведенных на рис. 15.6.

Значения τ_{th} СНиП 2.02.04 — 88 рекомендует определять опытным путем, а для соору-

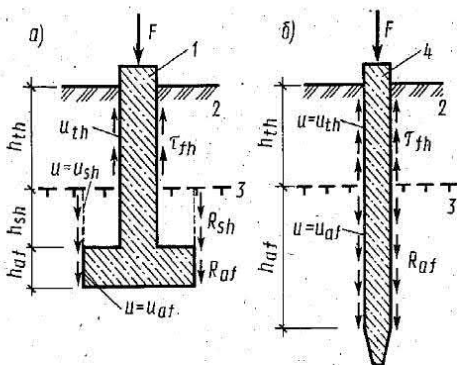


Рис. 15.6. Схемы к расчету фундаментов на действие сил морозного пучения:

1 — фундамент; 2 — деятельный слой; 3 — вечномерзлый грунт; 4 — свая

жений II и III классов — по таблице, приведенной в Нормах. Силы пучения можно понизить до 30%, если нанести на поверхность бетона полимерную пленку или покрыть ее консистентной смазкой. Площадь боковой поверхности смерзания A_{th} может быть принята равной $A_{th} = h_{th} u_{th}$, где u_{th} — периметр сечения смерзания.

Сила F_r , удерживающая фундамент от вышучивания, находится в зависимости от принципа использования основания. При проектировании по принципу I сила F_r складывается из двух компонент: силы смерзания материала фундамента с грунтом на высоте фундаментной подушки h_{af} и силы по периметру вышележащей грунтовой призмы высотой h_{sh} (рис. 15.6, а). Тогда

$$F_r = u(R_{af}h_{af} + R_{sh}h_{sh}), \quad (15.12)$$

где u — периметр сечения сдвига; R_{af} и R_{sh} принимаются согласно рекомендациям СНиП 2.02.04 — 88.

При расчете свайных фундаментов на действие сил морозного пучения второй член в формуле (15.12) отсутствует (рис. 15.6, б).

При расчете фундаментов, возводимых по принципу II, сила F_r определяется соотношением

$$F_r = uf h, \quad (15.13)$$

где f — расчетное сопротивление талого грунта сдвигу по поверхности фундамента, принимаемое по табл. 11.2; h — мощность слоя талого грунта, соприкасающегося с нижней ступенью фундамента или свай.

Для неоднородных по глубине напластований в формулах (15.12)...(15.13) выполняется послойное суммирование.

Устойчивость на действие сил пучения проверяют как для построенного сооружения при полной нагрузке на фундаменты, так и для незавершенного строительства, если предполагается, что фундаменты не будут полностью нагружены к моменту начала промерзания грунта. Может оказаться, что в последнем случае устойчивость фундаментов будет недостаточной и потребуются защита грунта от промерзания.

Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу I. Применение фундаментов мелкого заложения в этом случае не всегда оправдано по технологическим и экономическим соображениям. Наиболее часто такой тип фундаментов применяется при использовании в качестве оснований грунтовых подсыпок и по своим конструктивным решениям не отличается от фундаментов, возводимых на немерзлых грунтах. Прорезка оттаивающего слоя с заглублением фундамента в вечномерзлые грунты практикуется редко из-за ее трудоемкости. Кроме того, возникают сложно-

сти в связи с необходимостью сохранения грунта в мерзлом состоянии при отрывке котлована.

Наибольшее распространение при строительстве с сохранением вечной мерзлоты получили свайные фундаменты. Глубина заделки свай в вечномерзлые грунты должна составлять не менее 2 м, а для опор мостов превышать 4 м. Поскольку вечномерзлые грунты обладают высокой прочностью, использование обычных забивных свай возможно только в пластично-мерзлых грунтах. Применение свай в условиях твердомерзлых грунтов и особенно мерзлых скальных оснований требует специальных способов их устройства.

Буроопускные сваи (рис. 15.7, а) применяют в любых грунтовых условиях при температуре грунта ниже $-0,5^{\circ}\text{C}$. Сначала в основании пробуривают скважины диаметром, на 5...10 см превышающим поперечный размер свай. Затем скважины заполняют грунтовым раствором, после чего погружают в них сваи. После замерзания грунтового раствора свая оказывается надежно зацементированной в вечномерзлом грунте.

Бурозабивные сваи (рис. 15.7, б) устраивают забивкой свай в предварительно пробуренные лидерные скважины, имеющие диаметр, несколько меньший размера свай. Такие сваи эффективны в пластичномерзлых грунтах, не содержащих крупнообломочных включений.

Опускные сваи (рис. 15.7, в) изготовляют методом вмораживания и применяют в твердомерзлых грунтах с содержанием крупнообломочных включений не более 15% при температуре грунта ниже $-1,5^{\circ}\text{C}$. Суть метода заключается в том, что сначала производится локальное оттаивание грунта паровой иглой, а затем в оттаявший грунт погружается забивная свая. После промерзания грунта вокруг свай она оказывается вмороженной в грунт.

Сопряжение несущих конструкций со сваями обычно осуществляется с помощью высоких ростверков или специальных свайных оголовков. Иногда совмещают сваю со стойкой каркаса в одну конструкцию — сваю-колонну.

Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу II, практически не отличаются от применяемых на немерзлых основаниях.

Мероприятия по борьбе с морозным пучением. Уменьшение влия-

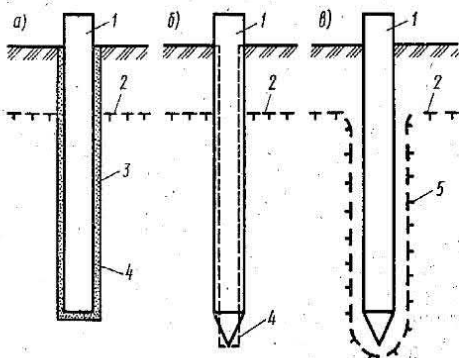


Рис. 15.7. Способы погружения свай в вечномерзлый грунт:

1 — свая; 2 — верхняя граница вечномерзлого грунта; 3 — грунтовый раствор; 4 — стенка скважины; 5 — граница оттаивания

ния сил морозного пучения может быть достигнуто различными способами. Применяемый иногда комплекс мер по регулированию температурно-влажностного режима включает осушение грунтов с помощью дренажа, отвод поверхностных вод и понижение уровня подземных вод, а также утепление грунтов около фундаментов. Для уменьшения касательных сил пучения фундаменты в пределах деятельного слоя покрывают незамерзающими обмазками на основе битума или эпоксидной смолы. Можно применять противопучинистые засыпки из сухого гравия, гальки, шлака или засоленной глины, имеющей пониженную температуру замерзания. Конструктивным мероприятием является заанкеривание фундаментов в вечномерзлый грунт, что достигается увеличением глубины заложения. При этом должна быть проверена прочность фундамента на разрыв от действия сил пучения.

В заключение отметим, что разработанные отечественными специалистами методы устойчивого строительства на вечномерзлых грунтах позволяют успешно возводить современные здания и сооружения различного назначения в районах с суровыми климатическими условиями. В то же время пренебрежение особыми свойствами мерзлых грунтов и методами строительства на них является основной причиной недопустимых деформаций и аварий зданий и сооружений в северной климатической зоне.

15.3. Фундаменты на лессовых просадочных грунтах

Трудность строительства сооружений на лессовых просадочных грунтах состоит в том, что после окончания строительства, когда осадка фундаментов стабилизируется, или после ряда лет эксплуатации сооружений при обводнении грунтов в основании происходят большие и часто неравномерные деформации, называемые просадками. В отдельных случаях просадки достигают 0,5...1,0 м и более. При этом здания и сооружения испытывают чрезмерные деформации, в результате чего разрушаются конструкции и сооружения становятся непригодными для дальнейшей эксплуатации.

Просадки лессовых грунтов возникают при одновременном воздействии двух факторов: *нагрузок* от сооружений и *собственного веса* грунтовой просадочной толщи и *замачивания* при подъеме горизонта подземных вод или за счет внешних источников (атмосферные осадки, промышленные сбросы, утечки и т. п.).

В условиях естественного залегания лессовые грунты обычно имеют влажность 0,08...0,16 при степени влажности $S_r < 0,5$ и проявляют просадочные свойства только при достижении влажностью некоторого предела w_{sl} , называемого начальной просадочной влажностью. Просадочность грунтов часто оценивается показателем просадочности Π :

$$\Pi = (e_L - e) / (1 + e), \quad (15.14)$$

где e — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности; e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести w_L и определяемый по формуле

$$e_L = w_L \frac{\rho_s}{\rho_w}, \quad (15.15)$$

где ρ_s и ρ_w — соответственно плотности твердых частиц и воды.

К просадочным относятся лессы и лессовидные грунты, для которых при числе пластичности $0,01 \leq I_p < 0,1$; $0,1 \leq I_p < 0,14$ и $0,14 \leq I_p < 0,22$ показатель просадочности Π соответственно меньше 0,1; 0,17 и 0,24. Следует отметить, что показатель просадочности является номенклатурным признаком и лишь определяет склонность грунта к просадкам, не позволяя достоверно дать величину возможной просадочности грунта.

Явление просадки можно наглядно проследить на примере деформаций лессового основания под фундаментом (рис. 15.8). Участок ab кривой, практически прямолинейный, представляет зависимость осадки от давления под подошвой фундамента. Наклон графика характеризует сжимаемость лессового грунта при естественной влажности. Участок bc соответствует *полной просадке* грунта под нагрузкой после замачивания. Важно отметить, что если увеличение осадки связано с *ростом нагрузки*, то просадка развивается при *постоянной нагрузке*. Из приведенного примера следует, что полная деформация просадочного основания s' равна сумме осадки s при естественной влажности грунта и просадки s_{sl} грунта при его замачивании, т. е.

$$s' = s + s_{sl}. \quad (15.16)$$

Величину осадки s находят теми же методами, что и для непросадочных грунтов. Определение же просадки s_{sl} представляет задачу, для решения которой применяются специальные способы, ис-

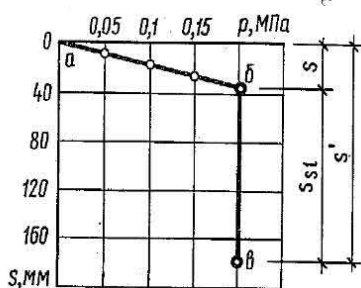


Рис. 15.8. Осадка фундамента на лессовом грунте

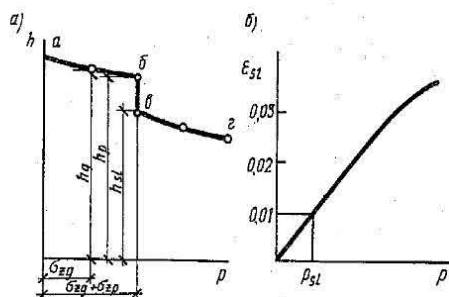


Рис. 15.9. Зависимость деформаций (а) и относительной просадочности (б) лессового грунта от нормального давления

пользующие экспериментальные данные о просадочных свойствах грунтов.

Характеристики просадочных свойств. К числу основных характеристик относятся относительная просадочность ε_{sl} , начальное просадочное давление p_{sl} , начальная просадочная влажность w_{sl} .

Относительная просадочность определяется по результатам испытаний грунтов в компрессионных приборах. Одним из методов испытаний является уплотнение грунта в компрессионном приборе при различных величинах уплотняющих давлений p с последующим замачиванием образцов и измерением величины просадки. На рис. 15.9, *a* приведена характерная кривая изменения высоты исследуемого образца грунта в процессе одного испытания. На участке *ab* происходит осадка образца за счет роста давления p от 0 до заданной величины, при которой производится замачивание грунта. Вертикальный участок *bc* соответствует просадке замоченного образца при постоянном давлении, участок *cg* — осадке водонасыщенного грунта при дальнейшем росте давления после стабилизации просадки. Графики на рис. 15.8 и 15.9, *a* качественно согласуются друг с другом.

Относительная просадочность представляет собой относительное сжатие грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности и определяется из результатов испытаний по формуле

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl}) / h_g, \quad (15.17)$$

где h_g — высота образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным давлению от собственного веса грунта σ_{zg} и нагрузки от фундамента σ_{zp} или только от веса грунта σ_{zg} в зависимости от того, какие силовые факторы являются причиной просадки; h_{sl} — высота образца после замачивания при том же давлении; h_g — высота образца природной влажности, обжатого давлением σ_{zg} (рис. 15.9, *a*).

Грунт считается просадочным при условии $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$. Относительная просадочность зависит от давления, степени плотности грунта природной влажности и его состава, степени повышения влажности.

Начальное просадочное давление p_{sl} — это давление, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{sl} = 0,01$, т. е. при котором грунт считается просадочным. Если провести компрессионные испытания лессового грунта с замачиванием образцов при различных нагрузках, можно получить график зависимости ε_{sl} от давления p (рис. 15.9, *b*). Тогда оказывается легко установить для исследованного грунта значение начального просадочного давления p_{sl} .

Как будет показано ниже, эта характеристика является также очень важной при расчете просадок.

За начальную просадочную влажность w_{s1} по аналогии принимается влажность, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность равна 0,01. Лабораторные и полевые способы определения основных характеристик просадочности подробно рассмотрены в книге В. И. Крутова*, а также содержатся в ГОСТ 23161 — 78**.

При расчете оснований и фундаментов на просадочных грунтах по II предельному состоянию требуется выполнение условия

$$s' \leq s_u,$$

где s' — полная деформация основания, определяемая по формуле (15.16); s_u — предельно допустимая деформация для проектируемого сооружения.

Давления под подошвой фундаментов p при этом не должны превышать расчетного сопротивления грунтов R , вычисляемого по формуле (9.5) с использованием полученных экспериментально характеристик прочности лессовых грунтов ϕ и c . В зависимости от предполагаемого состояния грунтов по влажности эти характеристики определяются для грунтов природной влажности или в водонасыщенных образцах после их просадки. Следует иметь в виду, что замачивание лессовых просадочных грунтов приводит к значительному снижению прочностных характеристик, а следовательно, к существенному уменьшению их расчетного сопротивления и несущей способности. За счет разрушения структурных связей особенно резко (в 2...10 раз) снижается сцепление при относительно небольшом (в 1,05...1,2 раза) уменьшении угла внутреннего трения. Если предполагается уплотнение или закрепление грунтов, расчетное сопротивление R определяется с использованием характеристик ϕ и c , полученных при испытании уплотненных или закрепленных грунтов.

Расчет просадочных деформаций выполняется в тех случаях, когда не предусматриваются мероприятия по устранению просадочных свойств грунтов или когда эти свойства устраняются лишь частично, а предпринимаемые водозащитные мероприятия недостаточны для исключения вероятности замачивания грунтов просадочной толщи.

Важно установить возможные источники замачивания и области основания, в пределах которых грунты могут перейти в водонасыщенное состояние. На основании такого прогноза назначаются расчетные зоны, для которых оцениваются возможность просадочных явлений и величина просадки. Принципиально рассматриваются

*Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев, 1982.

**ГОСТ 23161 — 78. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности. М., 1978.

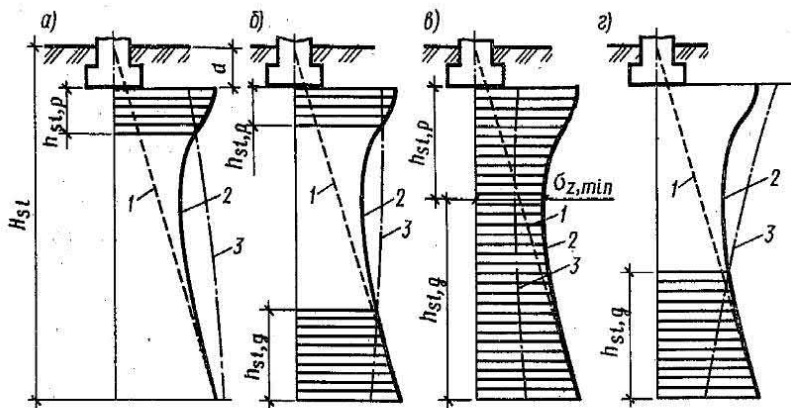


Рис. 15.10. Схемы к расчету просадок основания:

a — I тип грунтовых условий; *б, в, г* — II тип грунтовых условий; 1 — эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} ; 2 — эпюра суммарных вертикальных напряжений от внешней нагрузки и собственного веса грунта $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 — изменение с глубиной начального просадочного давления p_{sl} ; H_{sl} — толщина слоя просадочных грунтов

следующие схемы: замачивание значительных площадей при инфильтрации влаги с поверхности (например, атмосферные осадки и т. п.) или при подъеме уровня подземных вод; локальное замачивание грунтов непосредственно под фундаментом или на некоторой глубине от различных источников (утечки из лотков, трубопроводов, коллекторов, накопительных прудов и т. п.).

После того как установлены источник и зона возможного замачивания, определяются размеры деформируемой зоны h_{sl} , в пределах которой ожидаются просадочные деформации. Для этой цели строится суммарная эпюра изменения по глубине природных σ_{zg} и дополнительных σ_{zp} напряжений, а также эпюра начальных просадочных давлений p_{sl} (рис. 15.10). Просадка учитывается в тех слоях, где выполняется условие

$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl}.$$

На рис. 15.10 приведены характерные случаи расположения деформируемых зон.

Просадка при замачивании больших площадей определяется методом элементарного суммирования по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl, i} h_i k_{sl, i}, \quad (15.18)$$

где $\varepsilon_{sl, i}$ — относительная просадочность грунта i -го слоя, соответствующая давлению $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$, которая может быть определена по

опытной кривой типа, показанного на рис. 15.9, б; n — число слоев деформируемой зоны при $\varepsilon_{sl, i} \geq 0,01$; h_i — толщина i -го слоя ($h_i \leq 2$ м); $k_{sl, i}$ — коэффициент, учитывающий некоторую условность методик лабораторных испытаний грунтов и особенность просадки грунтов от нагрузки.

Для широких фундаментов ($b \geq 12$ м) и при определении просадки от собственного веса грунта принимается $k_{sl} = 1$, для фундаментов шириной менее 3 м вычисляется по формуле

$$k_{sl, i} = 0,5 + 1,5 (p - p_{sl, i}) / p_0, \quad (15.19)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента; $p_{sl, i}$ — начальное просадочное давление грунта i -го слоя; p_0 — давление, равное 100 кПа.

При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ коэффициент $k_{sl, i}$ определяется по линейной интерполяции.

В СНиП 2.02.01 — 83 содержатся также указания по расчету просадок и кренов фундаментов при локальном замачивании оснований.

Вернемся к схемам на рис. 15.10. На этих схемах выделены два участка деформируемой зоны: $h_{sl, p}$, на котором просадка происходит от нагрузок, передаваемых фундаментом; $h_{sl, g}$, на котором просадка обусловлена напряжениями от собственного веса грунта. Расчетные значения просадок на этих участках позволяют определить тип грунтовых условий строительной площадки по просадочности:

I тип — просадка грунта происходит в основном в пределах участка $h_{sl, p}$ от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса (участок $h_{sl, g}$) не превышает 5 см (рис. 15.10, а);

II тип — наряду с просадкой грунта от нагрузки, передаваемой фундаментом, в нижней части просадочной толщ (участок $h_{sl, g}$) просадка превышает 5 см (рис. 14.10, б, в, г).

Указанное подразделение грунтовых условий по типам просадочности играет большую роль при назначении инженерных мероприятий и рациональных конструкций фундаментов на территориях, сложенных просадочными грунтами.

Тип просадочности лессового основания можно определить также опытным замачиванием котлована, отрытого в испытуемых грунтах. Если при этом под действием собственного веса просадка грунта при замачивании будет не более 5 см, то грунты относятся к I типу, если толща грунтов проседает более чем на 5 см — ко II типу просадочности.

Принципы строительства на просадочных грунтах. При проек-

тировании оснований и фундаментов зданий на просадочных грунтах прежде всего учитывают возможность их замачивания и возникновения просадочных деформаций. В тех случаях, когда исключается замачивание, основания и фундаменты проектируются как на обычных непросадочных грунтах.

При возможности замачивания грунтов надежность и нормальная эксплуатация зданий и сооружений достигаются применением одного из следующих принципов:

- осуществление комплекса мероприятий, включающего подготовку основания, водозащитные и конструктивные меры;
- устранение просадочных свойств грунтов;
- прорезка просадочных грунтов глубокими фундаментами.

В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана; планировка застраиваемых территорий; устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка пазух котлованов и траншей; устройство вокруг зданий водонепроницаемых отмосток; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливневочную сеть.

При планировке следует использовать пути естественного стока атмосферных вод. Применение песчаных грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов для планировочных насыпей, обратных засыпок, грунтовых подушек не допускается. Для этих целей должны использоваться местные лессовидные суглинки и глины с тщательным уплотнением. Вокруг зданий для отвода атмосферных вод устраиваются отмостки специальных конструкций.

Конструктивные мероприятия применяют обычно при строительстве на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий и назначают по расчету конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки. Мероприятия объединяют в три группы, по составу и способам осуществления традиционные для строительства в особых грунтовых условиях.

Повышение прочности и общей пространственной жесткости сооружений, выполняемое для относительно жестких зданий и сооружений, обеспечивается разрезкой зданий и сооружений осадочными швами на отсеки с ориентировочным расстоянием между осадочными швами для жилых, гражданских и промышленных многоэтажных зданий, равным 20...40 м, а для промышленных одноэтажных зданий — 40...80 м. Предусматриваются также устройство железобетонных поясов и армированных швов, усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

Для податливых и гибких зданий и сооружений иногда оказывается эффективным применение мероприятий по дополнительному увеличению податливости. Это достигается введением гибкой связи между отдельными элементами, повышением площади опирания отдельных конструктивных элементов и т. п.

Третья группа объединяет методы, обеспечивающие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений при возможных, часто неравномерных, просадках. Для этого применяют конструктивные решения, позволяющие в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов, оборудования путем рихтовки подкрановых путей и направляющих лифтов, поднятия опор домкратами. Предусматриваются также увеличенные габариты между отдельными конструкциями, например между мостовыми кранами и элементами покрытия.

Устранение просадочных свойств грунтов достигается их уплотнением или закреплением, устройством грунтовых подушек.

Эффективным способом является уплотнение тяжелыми трамбовками. На площадках с I типом грунтовых условий для небольших по ширине фундаментов (до 1,5...2 м) поверхностное уплотнение обычно оказывается достаточным для полной ликвидации просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. На площадках со II типом грунтовых условий уплотнение тяжелыми трамбовками позволяет полностью или частично устранить просадку грунта только от нагрузки фундаментов и применяется в комплексе с водозащитными и конструктивными мероприятиями. Для полного устранения просадочных свойств грунтов на всю их толщу при II типе грунтовых условий этот метод применяется в сочетании с глубинным уплотнением для уплотнения верхнего, так называемого буферного слоя. Удары тяжелых трамбовок создают колебания в грунтовом массиве, что следует учитывать при уплотнении грунтов вблизи существующих зданий и сооружений. Для приближенной оценки можно принять, что при энергии удара 300...400 кН·м сейсмичность распространяется на расстояния: 3,5...4 м при 8 баллах, 5...7 м при 7 баллах, 9...10 м при 6 баллах.

Устройство грунтовых подушек обеспечивает создание в основании фундаментов слоя непросадочного грунта. Когда необходимо получить уплотненный слой грунта значительной толщины, применяется двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения со дна котлована тяжелыми трамбовками и устройства по верху уплотненного слоя грунта грунтовой подушки. На площадках с I типом грунтовых условий этим методом полностью устраняется возможность просадки фундаментов.

При умеренных нагрузках от сооружений можно рекомендовать устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах, фундаментов в виде пирамидальных свай и забивных блоков. На площадках со II типом грунтовых условий применение указанных типов фундаментов допускается, если суммарная просадка грунта от собственного веса и нагрузок, передаваемых фундаментами, не превышает допустимой величины.

Использование катков имеет ограниченный характер, например

при уплотнении материала в теле грунтовых подушек. Применяется также поверхностное уплотнение подводными взрывами.

Уплотнение предварительным замачиванием дает возможность уплотнить грунты с глубины, на которой напряжения от собственного веса водонасыщенного грунта превышают начальное просадочное давление. Происходящее при этом понижение поверхности может распространиться на большие площади, поэтому данный метод наиболее целесообразно применять на вновь застраиваемых площадках. Широко используют также уплотнение оснований пробивкой скважин (грунтовые сваи) и глубинными взрывами.

Для закрепления просадочных грунтов применяют методы однорастворной силикатизации или термообжига. На площадках с I типом грунтовых условий закрепление производят в пределах деформируемой зоны для ликвидации просадочных свойств, повышения прочности и уменьшения сжимаемости грунта. На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий и особенно для жилых зданий обычно целесообразно создавать из закрепленного грунта отдельные опоры или массивы, передающие нагрузки от зданий на подстилающие слои непросадочного грунта с достаточной несущей способностью. Иногда в нижней части таких опор устраивают уширения из закрепленного грунта.

Прорезка просадочных грунтов обычно осуществляется с помощью свайных фундаментов.

Наиболее целесообразно применять забивные и особенно конические и пирамидальные сваи, а также набивные сваи в пробитых или полученных путем уплотнения грунта взрывами удлиненных зарядов скважинах. При необходимости используют набивные сваи с уширениями, создаваемыми путем втрамбовывания в дно скважины жесткого бетона. В грунтовых условиях II типа для обеспечения достаточной несущей способности свай, как правило, должны полностью прорезать просадочную толщу и опираться на подстилающие грунты повышенной плотности и несущей способности (плотные глинистые грунты, гравий, плотные пески). Неполная прорезка просадочных грунтов сваями допускается лишь на площадках с I типом грунтовых условий в тех случаях, если расчетные деформации не превышают допустимых величин.

Несущую способность свай в просадочных грунтах определяют, как правило, путем статических испытаний. Возможно также определение несущей способности по результатам статического зондирования. В обоих случаях перед началом испытаний грунт замачивают до полного водонасыщения. При определении несущей способности свай расчетным методом в просадочных грунтах I типа учитывают расчетное сопротивление по боковой поверхности свай, а в грунтовых условиях II типа оно в виде сил отрицательного трения входит в дополнительную нагрузку на сваю.

15.4. Фундаменты на набухающих грунтах

Многие виды пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции при замачивании водой и особенно растворами серной кислоты увеличиваются в объеме. Такие грунты называют набухающими. В процессе набухания происходит подъем поверхности грунта, что приводит к деформациям, обычно неравномерным, а иногда и к разрушению зданий и сооружений. Кроме того, при набухании грунты способны оказывать дополнительное боковое давление на ограждающие конструкции, причем при стесненных деформациях это давление может достигать больших значений (по опытным данным, более 0,2 МПа). При снижении влажности набухающие грунты дают усадку, уменьшая свой объем.

Поскольку набухающие грунты обладают особыми свойствами, для них кроме обычных физико-механических характеристик определяются специальные характеристики набухания и усадки. Наиболее часто в расчетах используют следующие показатели.

Относительное набухание ε_{sw} исследуется в компрессионных приборах по различным методикам. Часто используемый метод одной кривой заключается в том, что образец грунта природной влажности нагружается давлением p , после чего производят замачивание образца и измеряют абсолютную величину набухания (участок кривой ab на рис. 15.11, а). Относительное набухание определяют при различных уплотняющих давлениях p и вычисляют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = (h' - h) / h, \quad (15.20)$$

где h — высота образца грунта природного состояния, обжатого давлением p ; h' — то же, после набухания образца.

Характерная зависимость относительного набухания хвалыньских глин от давления приведена на рис. 15.11, б.

По относительному набуханию ε_{sw} , определяемому для необжатого образца, т. е. при $p=0$, грунты классифицируются следующим образом: ненабухающие при $\sigma_{sw} < 0,04$; слабонабухающие при $0,04 < \varepsilon_{sw} \leq 0,08$; средненабухающие при $0,08 < \varepsilon_{sw} \leq 0,12$; сильнонабухающие при $\varepsilon_{sw} > 0,12$.

Давление набухания p_{sw} соответствует давлению

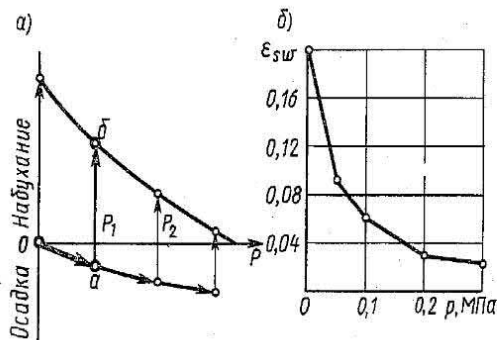


Рис. 15.11. Зависимости деформаций набухающего грунта (а) и относительного набухания (б) от нормального давления

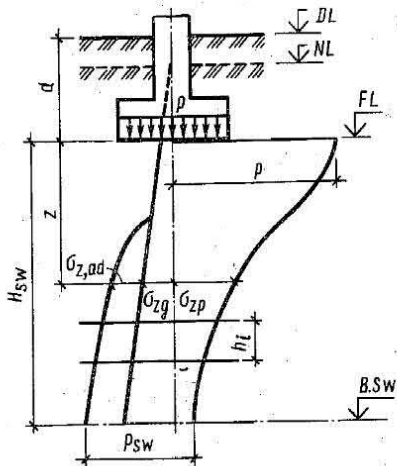


Рис. 15.12. Схема к расчету подъема основания при набухании

расчета необходимо построить эпюры природных напряжений σ_{zg} , дополнительных напряжений от фундамента σ_{zp} и дополнительных давлений $\sigma_{z, ad}$.

При местном замачивании основания процесс набухания в увлажненной зоне встречает противодействие от веса незамоченного грунта за ее пределами, что учитывается введением в расчет дополнительных давлений $\sigma_{z, ad}$, зависящих от размеров и формы зоны замачивания и вычисляемых по формуле

$$\sigma_{z, ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (15.21)$$

где k_g — коэффициент, принимаемый по СНиП 2.02.01 — 83.

При увеличении размеров увлажненной зоны этот коэффициент стремится к нулю, что часто с определенным инженерным запасом и принимается в расчетах.

Нижняя граница зоны набухания H_{sw} соответствует глубине, на которой суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z, tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z, ad}$ равно давлению набухания p_{sw} .

Формула для вычисления подъема основания имеет вид

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw, i} h_i k_{sw, i}, \quad (15.22)$$

где $\varepsilon_{sw, i}$ — относительное набухание грунта i -го слоя, соответствующее суммарному напряжению $\sigma_{z, tot}$ в слое; h_i — толщина i -го слоя; $k_{sw, i}$ — коэффициент, принимаемый равным 0,8 при $\sigma_{z, tot} = 50$

кПа и 0,6 при $\sigma_{z, tot} = 300$ кПа, а при промежуточных значениях $\sigma_{z, tot}$ — по интерполяции.

Если расчетные деформации набухания h_{sw} превышают предельные значения s_u , применяют различные мероприятия, снижающие или полностью исключают деформации, вызванные набуханием, или уменьшающие их неравномерность до заданных пределов.

Водозащитные мероприятия. Для предупреждения проникания воды или химических растворов в грунтовое основание устраивают отмостки вокруг зданий шириной 2...3 м, применяют водонепроницаемые экраны под всем сооружением из полимерных материалов либо из асфальта, заключают водопроводные и канализационные трубы в специальные железобетонные лотки и т. п. При этом следует иметь в виду, что маловлажные набухающие грунты иногда рассечены большим количеством усадочных трещин, по которым вода может легко проникать в грунтовое основание.

Улучшение свойств оснований. Предварительное замачивание применяют при небольших толщах набухающих грунтов. Этим мероприятием искусственно вызывается процесс набухания грунтовой толщи, и в дальнейшем строительство ведется как на водонасыщенных ненабухающих грунтах. Предварительное замачивание нельзя использовать, если во время эксплуатации может произойти высушивание грунта (например, в основании нагревательных печей и т. п.), что приведет к усадочным деформациям.

Замачивание осуществляется через скважины диаметром 89...276 мм, располагаемые в шахматном порядке через 2...5 м друг от друга. Глубину скважин принимают на 0,5 м меньше расчетной глубины замачивания. Скважины засыпаются песком, гравием или дробленым кислым шлаком. При замачивании ведется наблюдение за деформациями поверхности основания.

Грунтовые подушки применяют для замены всей или части толщи набухающих грунтов. При частичной замене толщину подушек назначают из условия, чтобы подъем фундамента в результате набухания оставшегося слоя набухающих грунтов находился в допустимых пределах. Материалом грунтовых подушек могут служить пылевато-глинистые ненабухающие грунты.

Компенсирющие подушки применяют для уменьшения неравномерности подъема

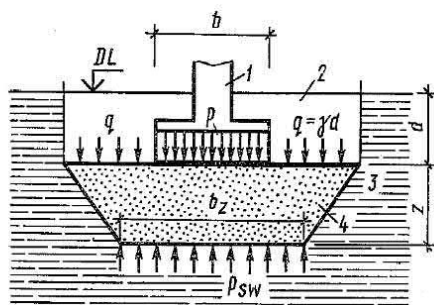


Рис. 15.13. Схема сил, действующих на компенсирующую подушку:

1 — фундамент; 2 — обратная засыпка; 3 — набухающий грунт; 4 — песчаная компенсирующая подушка

фундаментов при локальном замачивании. Их устраивают из лубых, кроме пылеватых, песков на кровле или в пределах толщи набухающих грунтов преимущественно под ленточные фундаменты шириной до 1,5 м, давление по подошве которых составляет менее 0,1 МПа.

Размеры подушки в соответствии со схемой на рис. 15.13 принимают по табл. 15.1.

Таблица 15.1. Размеры компенсирующей подушки

Ширина фундамента b , м	Размеры подушки, м	
	z	b_z
$0,5 < b \leq 0,7$	1,2	2,2
$0,7 < b \leq 1,0$	1,15	2,0
$1,0 < b \leq 1,2$	1,1	1,8

Принцип работы компенсирующей подушки состоит в следующем. В связи с тем что ширина песчаной подушки превышает ширину фундамента, при набухании грунтов происходит выпирание песка между фундаментом и стенкой траншеи. Поэтому при подъеме дна такой траншеи песок вокруг фундамента поднимается, а сам фундамент остается практически неподвижным.

Прорезка набухающих грунтов свайными фундаментами и глубокими опорами эффективна, если толщина набухающих грунтов не превышает 12 м. При набухании грунтов возникают силы набухания, направленные вверх и действующие по части боковой поверхности свай, расположенной в пределах толщи набухающих грунтов. Эти силы стремятся поднять сваи вверх. Для исключения подъема длина свай должна быть назначена таким образом, чтобы указанные силы были меньше, чем сумма нагрузок от сооружения и силы сопротивления по боковой поверхности в нижней части свай, заглубленной в ненабухающие грунты. Для увеличения сил сопротивления в заделанной части свай можно применять винтовые сваи или сваи с уширенной пятой.

К конструктивным мероприятиям относится увеличение жесткости зданий путем разбивки их на отдельные отсеки. Крупнопанельные здания, наиболее чувствительные к неравномерным подъемам, следует разделять осадочными швами на отсеки длиной не более 30 м. Увеличение прочности достигается введением армированных поясов толщиной не менее 15 см, устраиваемых в нескольких уровнях по высоте. При использовании набухающих грунтов в качестве естественных оснований необходимо проектировать фундаменты с наибольшим возможным давлением по подошве. Поэтому следует отдавать предпочтение ленточным и столбчатым фундаментам, устраивая фундаменты в виде плит и перекрестных лент только в тех сооружениях, где это обусловлено их конструктивной схемой. Конструкция подкрановых путей должна обеспечивать возмож-

ность рихтовки рельсов на величину не менее 50 мм в вертикальном и горизонтальном направлениях.

15.5. Фундаменты на слабых пылевато-глинистых водонасыщенных и заторфованных грунтах

В эту категорию грунтов включены водонасыщенные супеси, суглинки, глины, илы, ленточные глины, торфы и заторфованные грунты. Отличительными особенностями указанных грунтов являются высокая степень влажности ($S_r > 0,8$) и большая сжимаемость — модуль деформации, как правило, не превышает 5 МПа в интервале давлений, обычных для фундаментов гражданских и промышленных сооружений.

Вместе с тем в условиях природного залегания эти грунты обладают структурными связями и проявляют повышенную сжимаемость только при давлениях, превышающих прочность структурных связей σ_{str} . Вследствие того что илы, ленточные глины, заторфованные грунты чаще всего находятся в водонасыщенном состоянии и обладают очень малой водопроницаемостью, их осадки развиваются крайне медленно. При уплотнении одновременно протекают процессы фильтрационной консолидации. Для грунтов этой группы характерны нелинейные закономерности деформирования, а также отклонение закономерности фильтрации от закона Дарси вследствие существования начального градиента напора. Это осложняет прогноз конечных осадок оснований и их развития во времени.

Слабые водонасыщенные глинистые грунты и торфы имеют тиксотропные свойства. Тиксотропия проявляется в том, что при механических воздействиях (быстрое приложение нагрузки, превышающей σ_{str} ; перемятие; динамические воздействия и т. п.) структурные связи в грунтах разрушаются и резко снижаются характеристики прочности и деформируемости. Однако с течением времени водно-коллоидные связи, имеющие обратимый характер, восстанавливаются. Все водонасыщенные глинистые грунты являются сильнопучинистыми при промерзании, что следует учитывать при проектировании оснований и фундаментов.

Указанные грунты имеют низкую прочность. Так, у сапропелей (пресноводных илов) угол внутреннего трения φ близок к нулю, а сцепление c в зависимости от степени уплотненности и минерализации находится в пределах величин, близких к 0...20 кПа. У погрбенных торфов в зависимости от степени разложения эти характеристики обычно составляют: $\varphi = 10...22^\circ$; $c = 10...30$ кПа. На прочностные свойства пылевато-глинистых грунтов сильно влияет содержание органических веществ и консистенция. Их прочностные характеристики меняются в широком диапазоне: $\varphi = 15...21^\circ$, $c = 15...50$ кПа. Приблизительно в этих же пределах находятся показатели прочности ленточных глин: $\varphi = 12...19^\circ$, $c = 10...30$ кПа.

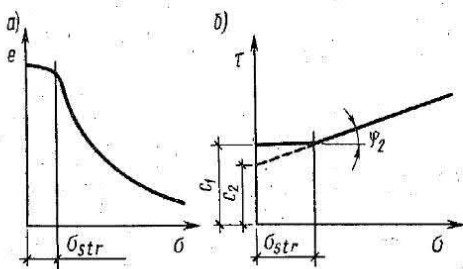


Рис. 15.14. Зависимости коэффициента пористости (а) и предельного сопротивления сдвигу (б) от нормального давления для илов

значения давлений. Компрессионные кривые существенно нелинейны и достаточно хорошо описываются полулогарифмическим уравнением.

Предельное сопротивление сдвигу этих грунтов при давлениях $\sigma < \sigma_{str}$ (рис. 15.14, б) практически полностью обусловлено сопротивлением структурных связей ($\varphi \approx 0$; $c \neq 0$). При давлениях, превышающих σ_{str} , сцепление резко снижается и несколько возрастает угол внутреннего трения.

Тиксотропия грунтов создает большие затруднения при изучении их физико-механических свойств. В процессе отбора забивными грунтоносами образцов слабых водонасыщенных грунтов часто разрушается природная структура грунтов. По этой причине всегда существует вероятность того, что лабораторные испытания будут проводиться с грунтами, имеющими более низкие механические показатели, чем в природных условиях. М. Ю. Абелев приводит примеры подобных ошибок при исследованиях илов в основании Каширской ТЭЦ и ленточных глин северо-западного региона. По вышеизложенной причине в первом случае угол внутреннего трения илов был занижен в три раза, а во втором получены модули деформации порядка 0,5...0,8 МПа вместо 3,5...4,5 МПа.

Медленная уплотняемость слабых водонасыщенных глинистых грунтов, в особенности илов, непосредственно влияет на их несущую способность. При быстром нагружении оснований, представленных такими грунтами, процесс уплотнения может отставать по времени от роста нагрузки. При этом в грунте возникают значительные величины порового давления, препятствующего мобилизации сил сопротивления сдвигу. В то же время касательные напряжения от внешних нагрузок передаются на скелет грунта незамедлительно, вследствие чего в основании могут образоваться обширные области предельного равновесия с выпиранием грунта из-под подошвы фундамента и потерей устойчивости.

Из-за низких строительных свойств этой группы грунтов их использование как естественных оснований чаще всего невозможно и требуется проведение мероприятий по повышению их прочности

Наличие структурных связей обуславливает характерный вид компрессионных кривых для грунтов ненарушенной структуры (рис. 15.14, а), получаемых при медленном нагружении образцов небольшими ступенями нагрузки. Практически недеформируемые при давлениях $\sigma < \sigma_{str}$, они сильно

уплотняются при больших

и снижению деформируемости. Характеристики грунтов в таких случаях должны устанавливаться с учетом мероприятий по улучшению строительных свойств.

При проектировании фундаментов на медленноуплотняющихся пылевато-глинистых, биогенных грунтах, илах при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ см²/год обязательно производится расчет основания по несущей способности. Сила предельного сопротивления основания должна определяться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов при незавершенной консолидации за счет избыточного давления в поровой воде. Сопротивление сдвигу определяется по зависимости (4.40). Избыточное поровое давление допускается определять методами теории фильтрационной консолидации. Иногда, упрощая задачу, принимают избыточное поровое давление равным тотальным нормальным напряжениям σ по площадкам скольжения ($u = \sigma$) или назначают расчетные показатели ϕ и c , соответствующими нестабилизированному состоянию грунтов, определяя их по схеме быстро неконсолидированного сдвига.

Расчет по II группе предельных состояний также имеет свои особенности. Наряду с общим требованием ограничения конечных деформаций s допускаемым пределом s_u часто необходимо прогнозирование развития деформаций во времени. Эти расчеты позволяют определить время стабилизации абсолютных осадок фундаментов, а также установить закономерности изменения во времени неравномерностей осадок. Большое значение имеет анализ развития осадок во времени при проектировании предпостроечного уплотнения оснований.

Давление под подошвой фундамента p в случае сильносжимаемых грунтов также ограничивается величиной расчетного сопротивления грунта R , т. е. требуется выполнение условия $p \leq R$. При определении величины R по формуле (9.5) для заторфованных грунтов принимают пониженные значения коэффициента условий работы γ_{cl} .

Наличие в основании сильносжимаемых грунтов при расчете осадок учитывается назначением нижней границы сжимаемой толщи (см. § 7.3). В ряде работ рекомендуется в качестве нижней границы сжимаемой толщи принимать поверхность кровли подстилающих средне- или малосжимаемых грунтов.

Если расчетные деформации оснований, сложенных биогенными грунтами, илами и т. п., больше предельных или недостаточна их несущая способность, должны предусматриваться специальные мероприятия. Выбор конкретных способов строительства на этой категории грунтов зависит от свойств, глубины залегания и мощности пластов слабых грунтов, а также от конструктивных особенностей проектируемых зданий и сооружений и предъявляемых к ним эксплуатационных требований.

Предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных глинистых и биогенных грунтов при выдержанной по простиранию толще этих грунтов выполняется фильтрующей пригрузкой. При небольшой по глубине толще уплотнение может быть проведено на всю мощность слоя. Если слабые водонасыщенные грунты залегают на большую глубину, может быть выполнено частичное уплотнение грунтов основания из расчета, чтобы суммарная осадка уплотненного и нижележащего неуплотненного слоев не превышала предельной величины осадки, допускаемой для данного сооружения. Для ускорения процесса уплотнения наряду с пригрузкой эффективно применение песчаных, бумажных или комбинированных дрен или известковых свай.

В отдельных случаях, например при небольшой толще биогенных грунтов или залегании их в виде прослоев или отдельных линз, производится удаление биогенного грунта, так называемая выторфовка, с заменой его минеральным грунтом.

Песчаные, а также гравийные, песчано-гравийные подушки устраивают для полной или частичной замены слабых водонасыщенных грунтов. Применение подушек позволяет уменьшить давления на подстилающие слабые грунты за счет увеличения площади передачи нагрузки. Кроме того, удается уменьшить, а при полной замене слабых грунтов — весьма существенно, расчетные деформации оснований.

Прорезка толщ слабых грунтов глубокими фундаментами. Если в основании сооружения залегают слой слабых водонасыщенных глинистых или биогенных грунтов толщиной менее 12 м, а ниже этого слоя находятся прочные малосжимаемые грунты, часто применяют фундаменты из забивных свай, полностью прорезающих слой слабых грунтов и заглубленных в подстилающие прочные грунты. При большей мощности слабых грунтов целесообразно использовать буронабивные бетонные или железобетонные сваи. В исключительных случаях, например при строительстве платформ для нефтедобычи на континентальном шельфе, применяют металлические трубчатые сваи. Для сооружений каркасного типа целесообразно проектировать свайные фундаменты не в виде кустов свай, а устраивать под каждой колонной одну буронабивную сваю с уширением. Свайные конструкции позволяют уменьшить осадки сооружений и повысить их устойчивость. Если ожидаемые деформации сооружений невелики, но требуется увеличить их устойчивость, возможно применение свай, не полностью прорезающих толщу слабых грунтов.

При определении несущей способности свайных фундаментов, прорезающих сильносжимаемые грунты, следует учитывать явление отрицательного (негативного) трения. М. Ю. Абелев приводит случаи аварии сооружений, расположенных на слое илов в Риге, Мурманске, Батуми, которые были запроектированы на сваях без учета отрицательного трения. Осадки сооружений, построенных на сваях длиной до 18 м, превышали 40 см.

Возможна прорезка слабых грунтов фундаментными конструкциями, возводимыми методом «стена в грунте».

При проектировании фундаментов мелкого заложения на искусственных или, реже, естественных основаниях, сложенных сильносжимаемыми слабыми грунтами, всегда следует предусматривать возможность развития медленно протекающих во времени, часто неравномерных, осадок. Для уменьшения абсолютных осадок, а следовательно, и их неравномерности надо стремиться ограничивать величину передаваемых на основание давлений, применяя фундаменты с большой опорной площадью: плиты, балки, перекрестные ленты из монолитного железобетона. Применение таких типов фундаментов эффективно для выравнивания осадок за счет общей жесткости фундаментных конструкций. При строительстве легких сооружений целесообразно рассматривать вариант устройства плавающих фундаментов, когда давление под подошвой фундаментов не превышает давления от веса вынутого из котлована грунта.

Рассматривая конструктивные мероприятия, следует помнить, что повышение пространственной жесткости здания уменьшает неравномерность осадок и перераспределяет усилия, возникающие в его элементах. Поэтому предпочтение следует отдавать бескаркасным конструкциям сооружений простой конфигурации, а для каркасных зданий применять плитные или балочные фундаменты.

Чувствительность конструкций к неравномерным осадкам может быть снижена разрезкой здания на отдельные жесткие отсеки, разделенные осадочными швами. Эффективны традиционные способы увеличения жесткости зданий или их отсеков: устройство армированных швов и поясов в нескольких уровнях в несущих стенах, стенах лестничных клеток и поперечных диафрагмах.

Следует также предусматривать мероприятия по исправлению последствий возможных неравномерных деформаций: рихтовку подкрановых путей, оборудования, направляющих лифтов и т. п. Специальные требования должны соблюдаться также при прокладке и вводе различных коммуникаций.

При устройстве котлованов в слабых грунтах должны быть обеспечены устойчивость стенок котлована в процессе производства работ по устройству фундаментов, предохранение грунтов от атмосферных осадков и промерзания, защита грунтов основания от повреждения механизмами и подтопления подземными водами.

В результате движения механизмов и транспорта при отрывке котлованов или в процессе устройства искусственных оснований может произойти разрушение природной структуры грунтов, что приведет к резкому ухудшению их механических свойств. Поэтому котлованы разрабатываются с недобором, который составляет при разработке грунта: обратной лопатой — 20 см; бульдозерами или прямой лопатой — 40 см; ковшем типа «драглайн» — 50 см. Выемка грунта до проектной отметки производится непосредственно

перед началом фундаментных работ средствами малой механизации или вручную.

Откосы котлованов назначаются в соответствии с расчетами устойчивости. При глубине котлованов до 2 м угол откоса может быть принят не более 30° . При необходимости крепления стенок котлованов применяют распорки, оградительные щиты и шпунтовые ограждения. В ответственных случаях устойчивость откосов обеспечивается замороженной стенкой. При высоком уровне подземных вод для обеспечения устойчивости откосов и создания условий для производства работ используют глубинное водопонижение. Особое внимание следует уделять водозащитным мероприятиям при устройстве котлованов в ленточных глинах, имеющих высокую водопроницаемость в горизонтальном направлении.

Слабые водонасыщенные грунты являются сильнопучинистыми при промерзании. При промерзании и последующем оттаивании значительно уменьшается их прочность и повышается сжимаемость. Поэтому в процессе производства работ грунты стенок и дна котлована должны быть защищены от промерзания в период производства земляных работ, монтажа фундаментов и подвального помещения до того времени, когда будут засыпаны пазухи котлована и подвал будет утеплен.

При эксплуатации зданий и сооружений на слабых водонасыщенных глинистых и биогенных грунтах необходимо исключить мероприятия, которые могут вызвать снижение горизонта подземных вод. При аэрации толщи этих грунтов происходит минерализация содержащихся в них органических веществ. Это может вызвать дополнительные медленно протекающие осадки или оседания и явиться причиной нарушения условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

15.6. Фундаменты на засоленных грунтах

Проблема строительства на засоленных грунтах стала особенно актуальной в последние годы в связи с тем, что в результате интенсивной мелиорации засушливых районов большие площади ранее маловлажных засоленных грунтов оказались обводненными. Маловлажные и сухие грунты при увлажнении резко изменяют свои прочностные, деформационные и фильтрационные свойства вследствие выноса солей. Развиваются также процессы вторичного засоления, повышается засоленность поверхностных слоев грунта. Сложность строительства на засоленных грунтах обусловлена и тем, что деформации зданий и сооружений происходят как в процессе их возведения, так и эксплуатации, часто проявляются в виде резкой просадки.

На рис. 15.15 показано влияние изменения влажности засоленных грунтов и выщелачивания солей на модуль деформации. Видно, что при естественной влажности ($w=0,08$) и природном содержании

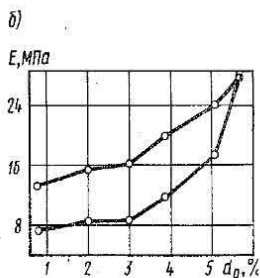
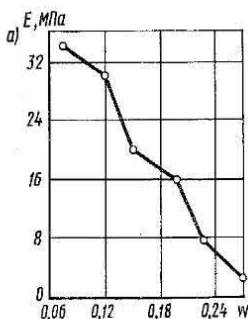


Рис. 15.15. Изменение модуля общей деформации глинистых засоленных грунтов при повышении влажности (а) и выщелачивании солей (б)

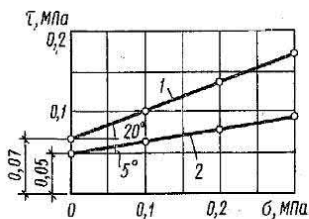


Рис. 15.16. Зависимость предельного сопротивления сдвигу глинистых засоленных грунтов от нормального давления:

1 — при естественной влажности; 2 — после удаления солей

солей ($d_0 = 5,7\%$) рассматриваемые грунты имеют высокий модуль деформации. Снижение модуля деформации при увеличении влажности или выщелачивании солей достигает 4...10 раз и более. Аналогичные закономерности проявляются в изменении прочности засоленных грунтов. При проведении сдвиговых испытаний грунтов естественной влажности и после удаления солей (рис. 15.16) отмечается снижение сцепления и значительное уменьшение угла внутреннего трения.

Ухудшение механических свойств засоленных грунтов при их увлажнении и выщелачивании приводит к снижению несущей способности и росту деформативности оснований.

Известно много случаев аварий и деформаций сооружений, построенных на засоленных грунтах, которые происходили либо в результате потери устойчивости фундаментов при обводнении оснований, либо в результате коррозионного разрушения материала фундаментов и подвальных частей сооружений. Большое количество кирпичных 4- и 5-этажных жилых зданий было разобрано в Сызрани, где сильнозасоленные грунты залегают на глубине 10...12 м. После строительства канала Иртыш — Караганда в поселках Мирный и Казахстан, которые находились в нескольких километрах от трассы канала, более 50 зданий деформировалось, а некоторые из них пришлось разобрать.

Согласно СН 225 — 79, территории, сложенные засоленными грунтами, отнесены к категории сложных, и инженерные изыскания под строительство на этих территориях выполняются по специальным программам. При этом должны быть установлены условия залегания грунтов, качественный и количественный состав солей, дан прогноз фильтрационных процессов. При исследовании механических свойств дополнительно определяют относительное суффозионное сжатие ε_{sf} и начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} .

Относительное суффозионное сжатие часто находят по результатам компрессионно-фильтрационных испытаний при давлениях p_1 , значения которых увязываются с напряженным состоянием оснований:

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h' - h''}{h_0}, \quad (15.23)$$

где h' — высота образца после полного водонасыщения при давлении, равном сумме природного и дополнительного, т. е. $p_1 = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; h'' — высота образца после выщелачивания солей при давлении p_1 ; h_0 — высота образца природной влажности при давлении, равном природному $p_0 = \sigma_{zg}$.

За начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} принимается давление, при котором $\varepsilon_{sf} = 0,01$.

Осадка естественных оснований определяется как для обычных незасоленных грунтов с использованием деформационных характеристик грунтов естественной влажности.

При возможности замачивания основания определяются суффозионные деформации (осадки, разности осадок, крены и т. п.). При этом вводится понятие зоны суффозионной осадки H_c , ограничиваемой глубиной, где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному давлению суффозионного сжатия, т. е. $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sf}$.

В пределах этой зоны производится разбивка основания на элементарные слои, как и в методе послойного суммирования, и суффозионная осадка определяется по формуле

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf, i} h_i, \quad (15.24)$$

где $\varepsilon_{sf, i}$ — относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении $p = \sigma_{zp, i} + \sigma_{zg, i}$; h_i — толщина i -го слоя; n — количество элементарных слоев.

Расчетное сопротивление R основания, сложенного засоленными грунтами, при возможности длительного замачивания и выщелачивания солей вычисляется по формуле (9.5) с использованием прочностных характеристик, полученных для водонасыщенных грунтов после выщелачивания солей.

При расчетных деформациях оснований, превышающих предельные, или недостаточной несущей способности основания предусматриваются специальные мероприятия.

Естественные основания на засоленных грунтах. При использовании засоленных грунтов в качестве естественных оснований необходимо принять меры по предотвращению замачивания основания,

размыва грунтов поверхностными водами, нарушения грунтов дна котлована строительными механизмами и транспортными средствами. Планирование территории делается таким образом, чтобы исключалось попадание поверхностных вод в котлован и впоследствии под фундаменты. Особое внимание следует уделять предотвращению утечек воды из сетей водопровода, канализации и т. п. Указанные водозащитные мероприятия оказываются обычно достаточными при строительстве на маловлажных засоленных глинистых грунтах твердой и полутвердой консистенции, в которых в основном содержится среднерастворимые соли, а содержание легкорастворимых не превышает 0,3%.

Устройство искусственных оснований. Выбор методов устройства искусственных оснований на засоленных грунтах зависит от степени их водонасыщения. В водонасыщенных засоленных грунтах, залегающих на глубине до 7 м, применяются песчаные подушки, вертикальные дрены, песчаные сваи.

В маловлажных засоленных грунтах используются следующие методы. При степени влажности грунтов менее 0,7 устраивают грунтовые подушки с минимальной толщиной 0,8 м. Материал подушки тщательно уплотняется и служит одновременно экраном, предотвращающим попадание воды под фундамент. В качестве материала подушек используют местные пылевато-глинистые незасоленные грунты, имеющие обычно после уплотнения следующие характеристики: $E = 20 \dots 25$ МПа; $\varphi = 20 \dots 31^\circ$; $c = 0,02 \dots 0,05$ МПа.

Для глубинного уплотнения устраивают грунтовые сваи, располагаемые, как правило, на расстоянии 1,8...3,2 м. Уплотнение грунтовыми сваями производится в пределах всей толщи засоленных грунтов с предварительным их замачиванием.

При значительной толщине засоленных маловлажных грунтов возможно их уплотнение предварительным замачиванием из котлована или через скважины. Поскольку засоленные грунты начинают уплотняться под действием собственного веса с определенной глубины, верхний слой обычно доуплотняют тяжелыми трамбовками, грунтовыми сваями или устраивают грунтовые подушки.

Прорезку засоленных грунтов столбчатыми фундаментами целесообразно производить при толщине слоя не более 4...5 м. Заглубление фундаментов в нижележащие грунты должно составлять не менее 0,2...0,3 м.

При толщине слоя более 4...5 м рекомендуется устройство фундаментов из забивных или набивных свай. Заглубление свай в несущий слой должно составлять от 50 см (скальные и полускальные грунты, плотные пески) до 3 м (пески, глины и т. п.) Так как среднерастворимые соли часто залегают в виде больших друз, прослоек, при погружении свай целесообразно применять тяжелые молоты либо использовать при погружении лидирующие скважины.

При устройстве фундаментов под тяжелые сооружения или в особо сложных условиях используют опускные колодцы.

В необходимых случаях возможно применение конструктивных мероприятий, направленных на увеличение жесткости сооружений или снижение их чувствительности к неравномерным деформациям.

Предупреждение солевой коррозии материалов фундаментов и ограждающих конструкций является обязательной мерой при строительстве на засоленных грунтах. В большинстве случаев эффективным и простым способом защиты подземных частей сооружений от солевой коррозии являются защитные покрытия на основе черных органических вяжущих и искусственных смол, полимерные пленочные, а также рулонные гидроизоляционные материалы. Возможные конструктивные решения были рассмотрены в § 14.4.

При строительстве зданий и сооружений на маловлажных засоленных грунтах разрабатывается специальный проект организации работ нулевого цикла, предусматривающий комплекс водозащитных мероприятий для исключения обводнения котлована и грунтов основания. Водозащитные мероприятия также должны осуществляться и в процессе эксплуатации зданий и сооружений.

15.7. Фундаменты на насыпных грунтах

Насыпные грунты образуются в результате деятельности человека и по своему составу, сложению и физико-механическим свойствам резко отличаются от естественных отложений.

Толщи насыпных грунтов обычно неоднородны по составу, обладают неравномерной сжимаемостью, отдельные области невыдержаны по толщине и простиранию. Особенностью насыпных грунтов является возможность их самоуплотнения от массы вышележащих толщ, от действия вибрации и перемещения подземных вод. При наличии органических включений возможно развитие дополнительных осадок за счет их разложения. В толщах насыпных грунтов могут встречаться большие пустоты, а иногда и твердые включения больших размеров (обломки свай, кирпичной кладки, элементов конструкций и т. п.).

По условиям образования, однородности состава и сложения насыпные грунты подразделяют на три подгруппы:

планомерно возведенные насыпи, обычно устраиваемые из однородных природных грунтов или из отходов промышленных производств для планировки территорий, устройства оснований под фундаменты, обратных засышек котлованов и т. п. К ним также относятся многие земляные сооружения: дамбы, плотины, насыпи железных и автомобильных дорог и т. д. Такие насыпи возводятся по специальному проекту отсышкой или гидронамывом с уплотнением укладываемого грунта до заданной плотности и, как правило, имеют однородный состав, сравнительно высокую прочность и практически равномерную сжимаемость;

отвалы грунтов и отходов промышленных производств устраиваются в виде отсышки отдельных видов грунтов при

вскрытии строительных котлованов, планировании территорий, подземной проходке или отсыпке отходов промышленных предприятий: шлаков, золы, формовочной земли и т. п. Уплотнение грунтов в таких отвалах не производится, поэтому плотность и сжимаемость насыпей при относительной однородности состава могут изменяться по глубине и простирацию;

свалки являются результатом произвольного сбрасывания различных грунтов и отходов производства, часто перемешанных с бытовыми отходами. Для свалок характерно высокое содержание органических веществ, достигающее 30% и более. Состав, сложение и сжимаемость материала свалок могут резко изменяться даже на небольшом расстоянии.

Толщи насыпных грунтов способны самоуплотняться от собственного веса. Время, по истечении которого насыпи относятся к слежавшимся, ориентировочно может быть принято по табл. 15.2.

Таблица 15.2. Ориентировочные периоды времени, необходимые для самоуплотнения насыпных грунтов

Виды грунтов	Период времени, год
Планомерно возведенные насыпи (при их недостаточном уплотнении) из грунтов:	
песчаных	0,5...2
глинистых	2...5
Отвалы грунтов и отходов производств из грунтов:	
песчаных	2...5
глинистых	10...15
шлаков, формовочной земли	2...5
золы, колошниковой пыли	5...10
Свалки грунтов и отходов производств:	
из песчаных грунтов, шлаков	5...10
глинистых грунтов	10...30

Полная и достоверная оценка физико-механических характеристик и особенностей насыпных грунтов как оснований сооружений может быть получена только на основе детальных инженерно-геологических исследований, выполняемых по специальным программам. В дополнение к общим требованиям на изыскания устанавливаются способ и давность отсыпки, состав, однородность сложения, физико-механические характеристики, изменчивость сжимаемости и т. п.

Ориентировочная оценка строительных свойств слежавшихся насыпных грунтов производится по условному расчетному сопротивлению R_0 , которое зависит от способа образования насыпи, вещественного состава, степени влажности материала и может определяться согласно рекомендациям СНиП 2.02.01 — 83.

Для уточнения размеров фундаментов используются значения расчетного сопротивления R , определяемого по формуле (9.5). При этом среднее давление под подошвой фундамента p не должно

превышать расчетного сопротивления грунта, т. е. $p \leq R$. Максимальные давления у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов не должны превышать: для планомерно возведенных насыпей, песчаных и других подушек — $1,2R$; для отвалов и свалок — $1,1R$.

Основание из насыпных грунтов рассчитывается по двум группам предельных состояний.

Для обеспечения устойчивости основания и возводимого фундамента должно выполняться условие [сравните с формулой (6.24)]

$$F + F_{fn} \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (15.25)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_{fn} — дополнительная нагрузка (при расчете свай в неслежавшихся грунтах) вследствие нависания оседающего грунта от собственного веса и других факторов; γ_c — коэффициент условий работы, равный: для слежавшихся насыпных грунтов — 0,9; для неслежавшихся — 0,8; F_u — сила предельного сопротивления основания или несущая способность свай по грунту, определяемые обычными способами; γ_n — коэффициент надежности, равный для фундаментов неглубокого заложения 1,2, для свайных — 1,4.

При расчете по второй группе предельных состояний полная осадка фундамента определяется по формуле

$$s_f = s + s_1 + s_2 + s_3 + s_4, \quad (15.26)$$

где s — осадка от передаваемой фундаментом нагрузки, определяемая методом послойного суммирования; s_1 и s_2 — соответственно осадка основания при самоуплотнении насыпных грунтов от действия собственного веса и от подъема (снижения) уровня подземных вод; s_3 — осадка при разложении органических веществ; s_4 — осадка за счет уплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи.

Осадки s_1 и s_2 рассчитывают по формуле

$$s_1, s_2 = \gamma_{c1}, \gamma_{c2} \beta \sigma_{zg} f h / E, \quad (15.27)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} — коэффициенты уплотняемости насыпного грунта, принимаемые по табл. 15.3; $\beta = 0,8$ — безразмерный коэффициент; σ_{zg}, f — среднее вертикальное напряжение в насыпном грунте от собственного веса; h — толщина залегающего ниже подошвы фундамента слоя насыпного грунта; E — средний модуль деформации насыпного грунта.

Осадку s_3 при содержании органических включений $I_{om} = 0,03 \dots 0,1$ вычисляют по формуле

$$s_3 = \eta k_0 I_{om} \gamma_d h / \gamma_s, \quad (15.28)$$

где $\eta = 0,75$ — коэффициент, учитывающий условия залегания органических включений; k_0 — коэффициент, учитывающий воз-

Таблица 15.3. Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Насыпные грунты	γ_{c1}	γ_{c2}
Пески, шлаки и др.: нележавшиеся слежавшиеся	0,4 } 0,0 }	0,15
Пылеватые пески, глинистые грунты, золы и т. п.: нележавшиеся слежавшиеся	0,6 } 0,0 }	0,2

возможность разложения органических включений и равный для водонасыщенных насыпных грунтов 0,2, а для остальных — 0,5.

Осадка подстилающих грунтов $s_{\text{д}}$ учитывается путем добавления к значениям $\sigma_{\text{зр}}$ ниже кровли подстилающих грунтов вертикального напряжения от веса вышележащих насыпных грунтов. Допускается не учитывать осадку $s_{\text{д}}$ при давности отсыпки насыпей более 2 лет, если насыпь подстилается песчаными и маловлажными глинистыми грунтами, и 5 лет — влажными и водонасыщенными глинистыми грунтами.

Наиболее часто применяют три вида устройства оснований на насыпных грунтах.

Использование насыпных грунтов как естественных оснований возможно для слежавшихся грунтов, уложенных в виде равномерно возводимых насыпей при достаточном уплотнении, а также в тех случаях, когда насыпные грунты представлены крупным песком, гравием, щебнем или гранулированными стойкими шлаками. Для зданий и сооружений с нагрузкой на фундаменты до 400 кН и до 80 кН/м в качестве естественных оснований могут быть использованы все виды слежавшихся равномерно возведенных насыпей, а также отвалов грунтов, если относительное содержание в них органических веществ не превышает 0,05.

Устройство искусственных оснований на насыпных грунтах связано с принятием мер по улучшению механических свойств грунтов. При этом должны быть обеспечены достаточная несущая способность оснований и величина деформаций, допустимая для строящихся сооружений.

Для улучшения свойств оснований, сложенных насыпными грунтами, используют уплотнение тяжелыми трамбовками на глубину до 2...7 м, поверхностное уплотнение вибрационными машинами и катками. При значительной толщине насыпных грунтов эффективны методы глубинного уплотнения песчаными и грунтовыми сваями, способ гидровиброуплотнения. Возможно устройство фундаментов методом вытрамбовывания котлованов. Гравийные и песчаные подушки устраивают на насыпных грунтах для замены верхних слоев сильносжимаемых грунтов либо грунтов с большим содержанием органики (более 0,1). Если ниже слоя насыпных грунтов залегают просадочные лессовые, набухающие или засоленные грунты, то при

устройстве грунтовых подушек принимают меры по устройству водонепроницаемых экранов из глинистых грунтов, асфальтового или бетонного непрерывного покрытия.

Прорезка насыщенных грунтов глубокими фундаментами применима, если методы устройства искусственного основания неприемлемы по технико-экономическим показателям. В качестве глубоких фундаментов наиболее часто применяют забивные или буронабивные сваи, которые полностью прорезают слой насыщенных грунтов и заглубляются в нижерасположенные прочные грунты.

Особенность взаимодействия свай с неслежавшимися насыщенными грунтами заключается в том, что при уплотнении насыпи по боковым поверхностям свай возникают силы нагружающего трения F_{fn} [см. формулу (15.26)], обусловленные весом нависающего на свае насыпного грунта. Дополнительную нагрузку на сваю в этом случае рекомендуется определять по формуле

$$F_{fn} = \gamma H_f A_f, \quad (15.29)$$

где γ — удельный вес насыпного грунта; H_f — толщина слоя насыпного грунта; A_f — площадь нависающего на сваю грунта, равная для одиночной сваи $A_f = \pi(0,15H_f)^2$, средней сваи в кусте $A_f = l^2$ (l — расстояние между сваями); то же, крайней $A_f = l(0,5l + 0,15H_f)$; то же, угловой $A_f = 0,25\pi(0,5l + 0,15H_f)^2$, свай в ленточном фундаменте $A_f = 0,3lH_f$.

В отдельных случаях фундаменты устраивают методом опускного колодца.

Вышеуказанными мерами не всегда удается обеспечить допустимость осадок сооружений по величине или по степени их неравномерности. Тогда используют конструктивные мероприятия, создающие условия для нормальной эксплуатации здания и сооружений. В их число обычно входят разрезка зданий и фундаментов осадочными швами, устройство железобетонных поясов и армированных швов, применение монолитных и сборно-монолитных фундаментов. Применяют также конструктивные решения, позволяющие в короткие сроки восстановить при неравномерных осадках нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и другого оборудования.

Глава 16

ФУНДАМЕНТЫ НА СКАЛЬНЫХ И ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ, ЗАКАРСТОВАННЫХ И ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

16.1. Проектирование фундаментов на скальных и элювиальных грунтах

Особенности строительства на скальных и элювиальных грунтах. Многие считают, что скальные грунты всегда являются идеальными

основаниями для любых сооружений. Это представление связано с тем, что монолитный скальный грунт или отдельные куски скальной породы обладают высокой прочностью и ничтожной сжимаемостью, соизмеримыми с характеристиками бетона или железобетона. Однако уже классификация, приведенная на рис. 1.9, свидетельствует о большой изменчивости строения, а следовательно, и свойств скальных грунтов.

Верхняя часть земной коры в результате процессов выветривания представляет постепенный переход от дисперсной зоны, сложенной пылевато-глинистыми грунтами с возрастающим по глубине содержанием щебня, к обломочной зоне, переходящей к низу в глыбовую и далее — в трещиноватую скальную породу (рис. 16.1). Таким образом, основанием фундамента в этих условиях может явиться как щебенистый пылевато-глинистый грунт (первая зона), так и обломочный или трещиноватый скальный грунт (вторая или третья зона).

К элювиальным грунтам относят продукты выветривания коренных скальных пород, остающиеся на месте. Переход от элювиальных грунтов к скальным породам осуществляется постепенно, их минеральный состав определяется составом коренных пород, а содержание крупных фракций значительно увеличивается с глубиной.

Р. Гудман выделяет следующие характерные типы контакта поверхности скальных и рыхлых горных пород (рис. 16.2). Случай на рис. 16.2, а является идеальным, когда кровля скальных пород относительно горизонтальна, а породы слабо трещиноваты. В этом случае опирание фундамента на скальное основание наиболее целесообразно. В случае, рассмотренном на рис. 16.2, б, имеет место развитая толща элювиальных грунтов. Поверхность скалы может быть выражена нечетко, при этом свойства грунтов будут заметно изменяться как по глубине, так и в горизонтальном направлении, что затрудняет выбор отметки подошвы фундамента (см. также рис. 2.4, в). Карстовые породы, представленные на рис. 16.2, в, обладают особыми свойствами. Строительство в этих условиях будет рас-

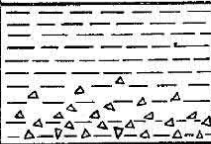
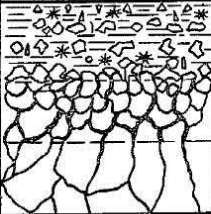
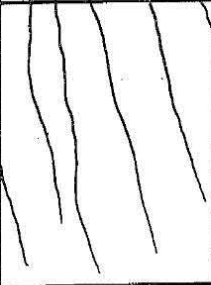
Название зоны	Принципиальный разрез
<u>I. Дисперсная</u> (полное химическое преобразование исходных пород)	
<u>II. Обломочная</u> (физическая дезинтеграция, частичное химическое разложение)	
<u>III. Трещиноватая</u> (раздробление массива и его разложение по крупным трещинам)	

Рис. 16.1. Упрощенная схема инженерно-геологического расчленения коры выветривания (по Г.С. Золотареву)

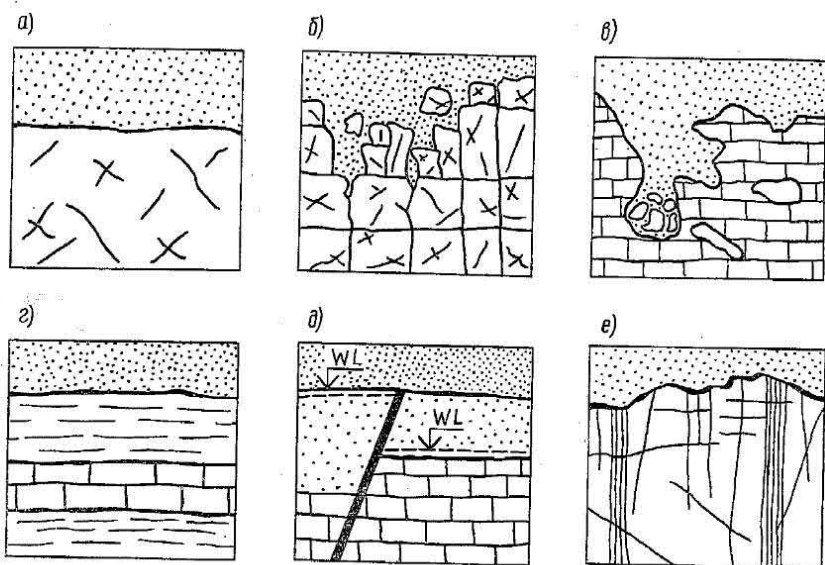


Рис. 16.2. Характерные типы контакта кровли скальных и подошвы рыхлых грунтов (по Р. Гудману):

a — рыхлые отложения на коренных породах; *б* — контакт элювия со скальным грунтом; *в* — карстовые грунты; *г* — переслаивание жестких и мягких скальных грунтов; *д* — зона тектонического разлома; *е* — неоднородная трещиноватость скальных грунтов

смотрено в § 16.2. Достаточно часто встречается напластование различных по жесткости пород (например, переслаивание жестких песчаников и мягких аргиллитов), представленное на рис. 16.2, *г*. Здесь уже основание обладает анизотропией свойств, причем передача нагрузки от фундамента на жесткие слои породы малой толщины может вызвать их изгиб при действии местной нагрузки. Разломы (крупные тектонические трещины) в основании (рис. 16.2, *д*) могут явиться причиной значительных неравномерных деформаций из-за различного залегания кровли породы и уровня подземных вод по обе стороны разлома, повышенной трещиноватости массива вблизи разлома и возможных подвижек по его оси. Наконец, неоднородная трещиноватость различных участков скального массива (рис. 16.2, *е*) также может явиться причиной неравномерных деформаций сооружения вследствие смыкания трещин или взаимного проскальзывания по ним отдельных блоков породы.

В зависимости от минерального состава скальные и элювиальные грунты могут быть подвержены внешним воздействиям: разрушению и распаду агрегатов сланцев, аргиллитов, алевролитов и других пород под влиянием атмосферных осадков, растворению и выносу гипса или каменной соли подземными водами, набуханию

или просадке элювиальных грунтов и некоторых скальных пород при увлажнении и т. д.

Отмеченные выше особенности оснований, сложенных скальными и элювиальными грунтами, вызывают необходимость проведения детальных инженерно-геологических и геотехнических изысканий для строительства, качество которых в значительной мере влияет на надежность и экономичность принимаемых инженерных решений. Особые сложности возникают при определении характеристик прочностных и деформационных свойств грунтов. Как правило, для ответственных сооружений в этих случаях используются полевые методы исследований, подробно рассмотренные в работе С. Б. Ухова (1975).

Следует отметить, что в процессе инженерно-геологических изысканий не всегда удается получить необходимую информацию о строении и свойствах массива (наличие и расположение трещин, зон дробления, прослоек нескальных грунтов и т. п.). Часто эти сведения приходится уточнять при вскрытии котлованов под фундаменты. Поэтому одна из задач при проектировании на скальных и элювиальных грунтах заключается в выборе таких типов и конструкций фундаментов, которые могли бы быть оперативно модифицированы и приспособлены к изменившимся условиям непосредственно во время строительства.

Степень выветрелости скальных грунтов рекомендуется устанавливать путем сопоставления плотности ρ выветрелой породы в условиях природного залегания с плотностью ρ_u невыветрелой (монолитной) породы. Чем ближе значения ρ и ρ_u , тем менее выветрена скальная порода. Допускается величину ρ_u принимать равной плотности частиц скального грунта ρ_r .

Количественная оценка степени выветрелости производится по коэффициенту выветрелости k_{ur} , который определяется по формуле

$$k_{ur} = 1 - I_{ur}, \quad (16.1)$$

где $I_{ur} = (\rho_r - \rho) / \rho$ — показатель выветрелости.

Классификация скальных и элювиальных грунтов по степени выветрелости в соответствии с их классификацией по прочности (см. § 2.2) приведена в табл. 16.1.

Таблица 16.1. Классификация грунтов по k_{ur} и R_c

Виды грунтов по степени выветрелости	Коэффициент выветрелости k_{ur}		Прочность на одноосное сжатие R_c , МПа
	магматические и метаморфические породы	осадочные цементированные породы	
Невыветрелые	1	1	50
Слабовыветрелые	$1 > k_{ur} \geq 0,9$	$1 > k_{ur} \geq 0,95$	$15 \leq R_c < 50$
Выветрелые	$0,9 > k_{ur} \geq 0,8$	$0,95 > k_{ur} \geq 0,85$	$5 \leq R_c < 15$
Сильновыветрелые (рухляк)	$< 0,8$	$< 0,85$	$1 \leq R_c < 5$

Фундаменты на скальных грунтах. Закладка фундаментов в массиве скальных грунтов целесообразна, если мощность слоя четвертичных отложений относительно невелика и позволяет осуществить возведение фундаментов в открытом котловане, использовать сваи или буровые опоры. В любом случае целесообразность такого решения должна быть подтверждена технико-экономическим расчетом.

Размеры подошвы фундаментов определяются расчетом по первой группе предельных состояний в соответствии с изложенным в начале § 6.3. Значение вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания N_u , сложенного скальными грунтами, определяется по формуле (6.28).

Несущую способность F_d забивных свай, свай-оболочек, набивных и буровых свай, опирающихся на скальный грунт, следует определять как для свай-стоек в соответствии с правилами, приведенными в § 11.3.

При наличии значительных горизонтальных нагрузок необходимо выполнять проверку устойчивости фундамента на сдвиг по подошве и опрокидывание. Фундаменты, устраиваемые под опоры линий электропередачи, под телебашни и другие сооружения, испытывающие воздействие ветровых нагрузок, должны проверяться расчетом на выдергивание.

Присутствие в основании сооружений наклонно падающих трещин, зон сдвигов, особенно при расположении сооружений на откосах, требует проведения расчетов устойчивости, использующих расчетную схему сдвига по заданной поверхности скольжения. В этом случае нагрузки, передаваемые на скальное основание, могут оказаться ограниченными меньшими пределами, чем определенные по формуле (6.24).

Расчеты скальных оснований по деформациям, как правило, не производятся. Исключение могут составлять только особо ответственные сооружения с жесткими требованиями к неравномерным осадкам при значительной неоднородности оснований. Для расчетов сооружений (например, плитных фундаментов) может возникнуть необходимость определения контактных напряжений. Указанные расчеты следует выполнять в соответствии со СНиП 2.02.02 — 85 «Основания гидротехнических сооружений».

При небольшой глубине залегания кровли скальных грунтов применяют монолитные фундаменты, сооружаемые в открытых котлованах. Особое внимание при этом следует уделять обеспечению сохранности поверхности скалы и ее защите от разрушения. Разработка котлована должна вестись мелкошпуровыми зарядами с оставлением защитного слоя и его ручной доборкой непосредственно перед укладкой бетона. Не следует допускать длительного увлажнения поверхности грунта атмосферными или подземными водами. Особенно это опасно в случае сильно размокающих полускальных грунтов. При продолжительных сроках строительства или

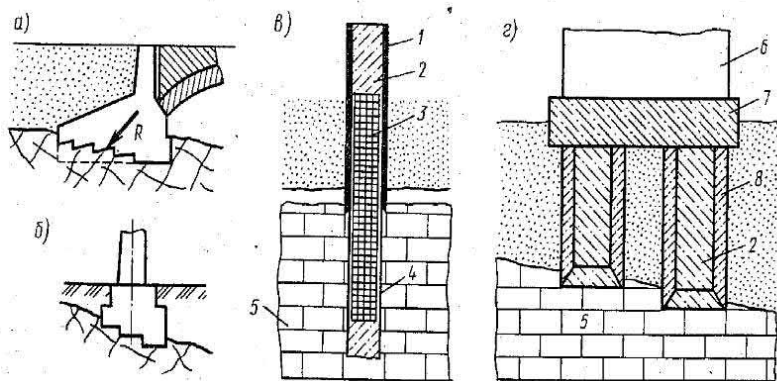


Рис. 16.3. Характерные схемы фундаментов на скальных грунтах:

а, б — фундаменты с уступчатой и ступенчатой подошвой; *в* — свая-оболочка; *г* — опускные колодцы; *1* — свая-оболочка; *2* — бетонное заполнение; *3* — арматурный каркас; *4* — буровая скважина в скальном грунте; *5* — скальный грунт; *6* — надфундаментная конструкция; *7* — плита; *8* — опускной колодец

перерывах в работе вскрытая поверхность скального грунта должна защищаться с помощью распыления асфальтового или бетонного покрытия.

Вскрытые котлованом в местах постановки фундаментов крупные трещины очищают от заполнителя, промывают водой под давлением и заделывают цементно-песчаным раствором на глубину, равную 4...5 ширинам их раскрытия. Более значительные ослабленные зоны, обычно приуроченные к местам пересечения или сгущения трещин, расчищают и заполняют тощим бетоном с уплотнением.

При возведении монолитных фундаментов для уменьшения объема разработки скального грунта поверхность основания под подошвой фундамента часто обрабатывают уступами (рис. 16.3, *а*). Такую же обработку применяют для повышения устойчивости фундамента на сдвиг при наличии значительных горизонтальных нагрузок от сооружения. В случае больших выдергивающих нагрузок устраивают выпуски анкеров из фундамента, заделываемых в нижележащий скальный массив. При наклонном залегании кровли скалы подошву фундамента выполняют в виде ступенек (рис. 16.3, *б*).

В случае глубокого залегания кровли скальных грунтов применяют свайные фундаменты, свай-оболочки или опускные колодцы. При использовании забивных свай для лучшего их внедрения в поверхностный слой скалы на острие сваи надевают специальные металлические наконечники.

Свай-оболочки (рис. 16.3, *в*) забуривают в скальный грунт по расчету, но не менее чем на 0,5 м. Диаметр скважины не должен превышать внутренний диаметр оболочки, а для оболочек диаметром 2 м и более обычно диаметр скважины снижается на 20...40%.

Скважины в скале армируют каркасом из стержней диаметром не менее 26 мм и спиралью диаметром 8...10 мм с шагом 10...12 см. Оболочки, опираемые на скальные грунты, могут нести значительные сжимающие нагрузки (10 МН и более). Для восприятия этих сил оболочки обычно полностью заполняются бетоном. В толстостенных оболочках иногда удается ограничиться устройством нижней бетонной пробки.

Значительные затруднения часто возникают при посадке на скальные грунты опускных колодцев. При наклонном залегании скалы не всегда удастся равномерно опереть колодец по всему периметру (рис. 16.3, 2), кроме того, верхние слои скальных грунтов могут быть разрушены процессами выветривания и подлежат удалению. Это бывает сопряжено со специальными сложными работами, а иногда и с переоборудованием колодца в кессон.

Выработки под тяжело нагруженные опоры могут вскрыть субвертикальные трещины, зоны дробления породы и разломы с раскрытием, соизмеримым с площадью опирания. В таких случаях обычно идут на дополнительное заглубление фундаментов до отметок, на которых ослабленные зоны выйдут за пределы площади опирания. Например, в процессе сооружения буровых опор под одно из зданий в Чикаго, проектная глубина заложения которых в доломиты составляла около 50 м, пришлось увеличить глубину заложения опор до 60 м, пока зона пересекающихся трещин не вышла из площади опирания.

Субгоризонтальные трещины вблизи поверхности чаще всего раскрыты вследствие разгрузки массива в процессе эрозии. Находясь вблизи подошвы фундамента, такие трещины могут служить причиной неравномерных осадок. В этом случае целесообразна закладка фундаментов или устройство буровых свай с опиранием ниже зоны развития субгоризонтальных трещин или их расчистка и последующая цементация.

Фундаменты на элювиальных грунтах. При проектировании оснований и фундаментов на элювиальных грунтах следует учитывать их значительную неоднородность по глубине и в плане, наличие грунтов с большим диапазоном изменения прочностных и деформационных свойств (скальных разной степени выветрелости и различных типов нескальных грунтов). Надо также иметь в виду склонность элювиальных грунтов к снижению прочности во время их пребывания в открытых котлованах, возможность перехода элювиальных супесей и пылеватых песков в пльвунное состояние при их водонасыщении. Иногда элювиальные пылеватые пески проявляют просадочные свойства. Глинистый элювий при замачивании отходами технологического производства способен набухать.

Рекомендуемые характеристики механических свойств элювиальных грунтов приведены в «Пособии по проектированию оснований зданий и сооружений» (к СНиП 2.02.01 — 83). Эти данные

в основном могут быть использованы при проектировании сооружений II и III классов или для предварительной оценки оснований. Проектирование оснований и фундаментов тяжелых и ответственных сооружений должно выполняться на основе экспериментального изучения механических свойств элювиальных грунтов с применением лабораторных и, если необходимо, полевых методов исследований* (см. § 4.5).

Большое разнообразие грунтовых условий даже в пределах площадки строительства часто предполагает неоднозначность проектных решений и необходимость вариантных проработок. Это относится к выбору типа и глубины заложения фундаментов, их размеров, назначению мероприятий по обеспечению устойчивости оснований и сооружений, откосов строительных котлованов, выбору конструктивных и других способов ограничения деформаций оснований и сооружений допускаемыми пределами.

Если в основании преобладают дисперсные грунты с незначительным (по разным оценкам, менее 30...40% по объему) содержанием скальных включений в виде глыб, обломков, щебенистого материала, то размеры опорных площадей фундаментов назначаются в соответствии со свойствами наиболее слабых разностей. В противном случае упрочняющее влияние твердых включений на интегральные характеристики грунта является очевидным и такая оценка должна быть произведена при выполнении геотехнических исследований (см., например, расчетно-экспериментальный метод в § 4.5).

Таблица 16.2. Определение глубины сжимаемой толщи элювиальных грунтов

Виды грунтов	Отношение σ_{zp}/σ_{zg} для определения условной величины сжимаемой толщи основания
Глинистые и песчаные (содержание частиц крупнее 2 мм до 25% по массе)	0,2
Глинистые и песчаные, дресвянистые, глинистые щебенистые (содержание частиц крупнее 2 мм от 25 до 50% по массе)	0,35
Дресвяные	0,5
Щебенисто-дресвяные	0,65
Щебенистые	0,8
Глыбовые	1,0

Примечание. σ_{zp} — напряжение на глубине z от уровня подошвы фундамента от дополнительного давления, σ_{zg} — то же, от природного давления.

*Федоров В. И. Прогноз прочности и сжимаемости оснований из обломочно-глинистых грунтов. М., 1988.

Расчеты по предельным состояниям выполняют обычными методами, рассмотренными в гл. 6 и 7. Важно отметить, что при определении осадок фундаментов на элювиальных грунтах мощность сжимаемой толщи устанавливается в зависимости от гранулометрического состава грунта. Данные для определения этой величины приведены в табл. 16.2.

При чрезмерных величинах рассчитанных деформаций или недостаточной несущей способности основания должны осуществляться следующие мероприятия: устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из песка, гравия, щебня и крупнообломочных грунтов; удаление из верхней зоны основания включений скальных грунтов, полная или частичная замена рыхлого заполнителя «карманов» и «гнезд» выветривания в скальных грунтах щебнем, гравием или песком с уплотнением.

Если здание или сооружение расположено большей частью на скальном, полускальном или глыбощебенистом грунте, целесообразно производить частичную выборку под оставшейся частью элювиальных песчаных или пылевато-глинистых грунтов с устройством уплотненной распределительной подушки из скального щебня, крупнообломочного неветрелого или слабоветрелого грунта.

При недостаточности этих мероприятий целесообразно применение свайных фундаментов, способов выравнивания осадок основания или конструктивных мероприятий по повышению устойчивости грунтового массива (устройство шпунтовых ограждений, подпорных стен и т. п.) и снижению восприимчивости сооружений к неравномерным деформациям (разрезка на отсеки, устройство армированных швов и поясов, использование плитных и коробчатых конструкций фундаментов, фундаментов в виде перекрестных лент и т. п.).

При проектировании свайных фундаментов следует иметь в виду, что использование в элювиальных грунтах забивных свай не всегда оказывается целесообразно. Погружение свай до проектных отметок часто может быть затруднено наличием в толще грунтов включений и блоков скальных пород. Особенно неблагоприятны ситуации, когда блоки, препятствующие погружению свай, подстилаются пластинами грунтов, имеющих повышенную сжимаемость. Поэтому во многих случаях приходится ориентироваться преимущественно на применение набивных и буровых свай.

Если основание представлено крупноглыбовыми элювиальными грунтами с незначительным содержанием слабых прослоек и «карманов», заполненных рыхлым сжимаемым материалом, определяющими при проектировании являются свойства скальных пород. Для обеспечения надежности проектного решения необходимо определить размеры ослабленных зон и сжимаемость заполняющих их материалов в пределах активной зоны основания, вычислить осадки и убедиться, что они не превышают предельных значений. При формальном выполнении условия (6.24) следует иметь в виду, что

внецентренно нагруженные отдельные блоки скальных пород, на которые опирается фундамент, могут переместиться неравномерно, что приведет к образованию крена фундамента (рис. 16.4). Когда такая ситуация обнаруживается при вскрытии котлована, размер фундамента следует увеличить, обеспечив передачу нагрузки на соседние блоки.

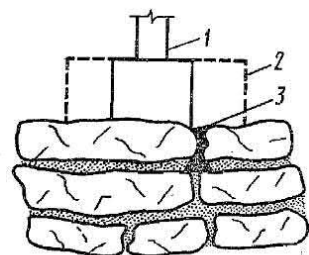


Рис. 16.4. Фундаменты на крупноблочных элювиальных грунтах:

При отсутствии данных опытного определения снижения прочности элювиальных грунтов во время пребывания в открытых котлованах следует принимать ориентировочные значения защитного слоя (недобора) грунта, м, не менее: для пылеватоглинистых аргиллито-алевролитовых грунтов — 0,3; для магматических пылеватоглинистых и песчаных, а также крупнообломочных аргиллито-алевролитовых грунтов — 0,2; для прочих видов элювиальных грунтов — 0,15. При разработке котлованов до проектной отметки защитный слой может быть выполнен отсышкой грунта нарушенной структуры с последующим уплотнением.

1 — неправильное решение; 2 — правильное решение; 3 — расчистка и заполнение щебнем, гравием с уплотнением или цементацией

Необходимо быть готовым к тому, что в процессе производства работ по отрывке котлованов и устройству фундаментов в элювиальных грунтах могут обнаружиться обстоятельства, не выявленные при проведении инженерно-геологических и геотехнических исследований. Подобные ситуации требуют, как правило, принятия оперативных решений, касающихся перепроектирования фундаментов и способа производства работ.

16.2. Особенности строительства на закарстованных территориях

Карстом называют совокупность явлений, связанных с деятельностью воды и выражающихся в растворении горных пород с образованием в них пустот, а также своеобразных форм рельефа. К карстовым районам относятся территории, в геологическом разрезе которых присутствуют растворимые горные породы и возможны поверхностные и подземные проявления карста.

Площадь распространения карстующихся пород составляет около 3 млн. км², или 13% всей территории стран СНГ. В европейской части районы с различной степенью развития карста занимают около 20% площади, охватывая Нечерноземную зону России, Башкирию, Татарстан. В карстовых районах расположены такие крупные города, как Москва, Нижний Новгород, Самара, Тула, Казань, Уфа и др.

При строительном освоении территорий наибольшее значение

имеют такие формы проявления карста, как образование в земной коре внутренних пустот, так называемых карстовых полостей, и вызванных этим деформаций земной поверхности и находящихся на ней сооружений. Поверхностные карстопроявления делятся на следующие виды. Провалы (при видимой глубине деформаций более 0,25 м) и карстовые просадки обычно возникают внезапно и представляют главную опасность для сооружений. С течением времени они преобразуются в карстовые воронки в основном за счет оползания массива грунта вокруг провалов, имеющих в плане близкую к кругу форму. Проседания (при радиусе кривизны поверхности менее 1 км) и оседания (более 1 км) протекают без нарушений сплошности массива. Эти виды деформаций развиваются длительное время, достигающее для деформаций оседания нескольких лет. Существуют также поверхностные и погребенные формы (воронки, впадины и т. д.) древнего происхождения, нередко заполненные рыхлыми отложениями.

Надежность возводимых на закарстованных территориях зданий и сооружений может быть обеспечена за счет тщательных специальных инженерных изысканий, прогнозирования развития карстовых процессов, проектирования и осуществления мероприятий по противокарстовой защите*.

Программа инженерных изысканий. На закарстованных территориях должно быть предусмотрено решение ряда специальных задач: выявление условий развития карста и возможного характера его проявления за время, соизмеримое со сроком службы сооружений; выявление роли возможного влияния техногенных факторов на активизацию карстовых процессов; оценка карстовой опасности; получение исходной инженерно-геологической информации для обоснования и проектирования противокарстовой защиты.

При недостаточности инженерно-геологического обоснования для решения этих вопросов проектирование оснований сооружений не допускается.

В районах развития карста при проведении инженерно-геологической рекогносцировки необходимо выявить, описать и типизировать все его проявления на земной поверхности, установить их приуроченность к определенным геологическим структурам, литологическим типам пород и геоморфологическим элементам. При отсутствии поверхностных проявлений карста основное внимание следует обращать на косвенные признаки его присутствия на глубине. При проведении инженерно-геологической съемки устанавливаются условия залегания карстующихся грунтов, их петрографический состав и трещиноватость, режим и химизм подземных вод, состав и состояние заполнителя карстовых пустот. В процессе ин-

*Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М., 1986.

женерно-геологической разведки производятся поиск и оконтуривание естественных и искусственных карстовых пустот. В практике изысканий в настоящее время наиболее массовым способом решения этой задачи являются бурение скважин и геофизические исследования.

Оценка характера и степени опасности карста. Степень разрушающего воздействия карстовых деформаций в основании сооружений зависит как от параметров поверхностных карстопоявлений, так и от типа и конструктивных особенностей сооружений. К основным параметрам поверхностных карстопоявлений относятся: прогнозируемый диаметр d провала или просадки (рис. 16.5, а), достигающий нескольких метров, а иногда и 10...20 м; глубина деформаций поверхности s , характерная при провалах и просадках (рис. 16.5, б), и местоположение ожидаемой деформации относительно сооружения в плане (рис. 16.5, в).

Для некоторых сооружений (мосты, дымовые трубы, железнодорожные пути, каркасные здания с опиранием колонн на отдельно стоящие фундаменты и т. п.) степень разрушающего воздействия определяется самим фактом образования карстовых деформаций (прежде всего провалов).

Применительно к закарстованным территориям, для которых характерными поверхностными деформациями являются провалы, ПНИИИСом предложена классификация, содержащая общие рекомендации по строительству (табл. 16.3). Параметрами этой классификации являются число прогнозируемых карстовых провалов λ на 1 км² площади территории в год и прогнозируемый (средневероятный) диаметр провала d . Методика определения этих показателей подробно рассматривается в работе В. В. Толмачева и др.

Приведенная классификация имеет двойной индекс (1А, 2А, ..., 5Г) и распространяется на следующие группы городских территорий:

I — селитебные (кроме территорий зеленых насаждений общего пользования), промышленные зоны, магистральные железные дороги, аэродромы, автовокзалы и т. п.;

II — зоны коммунально-складских сооружений и внешнего транспорта (кроме указанных выше);

III — территории санитарно-технических устройств, питомников и т. п.

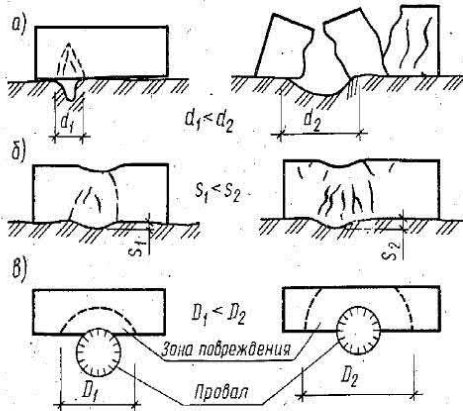





Рис. 16.5. Степень воздействия карстовых деформаций на сооружения (по В.В. Толмачеву и др.)

Таблица 16.3. Общие рекомендации по строительству в карстовых районах применительно к отдельным группам территорий

Группа территорий по функциональному назначению	Классификация территорий по среднему диаметру d карстовых провалов, м	Классификация территорий по показателю интенсивности карстовых провалов λ , число провалов/км ² ·год				
		1	2	3	4	5
		$\lambda > 1$	$\lambda = 0,1-1$	$\lambda = 0,05-0,1$	$\lambda = 0,01-0,05$	$\lambda < 0,01$
I	A ($d \geq 20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется
	Б ($d = 10...20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	В ($d = 3...10$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	Г ($d < 3$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
II	A ($d \geq 20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется
	Б ($d = 10...20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	В ($d = 3...10$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	Г ($d < 3$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
III	A ($d > 20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется
	Б ($d = 10...20$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	В ($d = 3...10$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений
	Г ($d < 3$)	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство не рекомендуется	строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты	строительство допускается без ограничений

-  строительство не рекомендуется;
-  строительство допускается при осуществлении противокарстовой защиты;
-  строительство допускается без ограничений

Цифровой индекс 1...5 характеризует территорию по ожидаемой интенсивности карстовых провалов λ $\left[\frac{\text{количество провалов}}{(\text{км}^2 \cdot \text{год})} \right]$; буквенный — диаметр ожидаемой воронки d , м.

Использование указанной классификации оказывается удобно при освоении и застройке карстоопасных территорий.

Противокарстовая защита. В табл. 16.3 выделен спектр категорий, предполагающих реализацию мероприятий по противокарстовой защите. Целью этих мероприятий являются:

предотвращение или сведение до минимума возможности катастрофических разрушений и обеспечение достаточной степени безопасности людей;

обеспечение рентабельности строительства с учетом возможного

ущерба от карстовых явлений и расходов на специальные исследования и противокарстовые мероприятия.

Противокарстовые мероприятия обычно предусматривают решение следующих групп задач:

1) изменение в нужном направлении естественного развития карстовых процессов;

2) уменьшение вредного влияния хозяйственной деятельности человека на карстовые процессы;

3) защита строительных объектов планировочными, конструктивными решениями или контролем за проявлением карстовых процессов.

К 1-й группе относятся мероприятия, предусматривающие уменьшение интенсивности растворения карстующихся пород (создание фильтрационных завес, осушение карстующегося массива, регулирование поверхностного стока), заполнение карстовых пустот грунтами и тампонажными растворами, закрепление покрывающей толщи пород (армирование грунта, использование корневидных буронабивных свай и т. д.). Наиболее широко в настоящее время применяется заполнение (тампонаж) карстовых полостей и разрушенных зон. В качестве тампонажного материала обычно используют глинисто-песчано-цементные растворы. Во ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова разработана рецептура вспенивающихся растворов, позволяющих значительно снизить расход цемента, обеспечить более плотную закладку материала в полостях и необходимую его прочность. Эффективность тампонажных работ зависит от того, насколько точно определены расположение и размеры пустот.

Мероприятия 2-й группы в основном связаны с предотвращением утечек воды и сброса технологических, особенно химически агрессивных вод, с ограничением откачки подземных вод, снижением уровня динамических воздействий от сооружения на основание и т. п.

К мероприятиям 3-й группы относится использование рациональных архитектурно-планировочных решений (в частности, с учетом рекомендаций, данных в табл. 16.3). Важное место здесь занимает конструктивная защита зданий и сооружений от опасных деформаций, вызываемых карстовыми провалами (повышение жесткости здания путем устройства монолитных фундаментов, армированных стоек и горизонтальной рамы на уровне перекрытия первого этажа и т. п.).

Устройство противокарстовых фундаментов. Характерной особенностью проектирования фундаментов на карстоопасных территориях является то, что они должны обеспечивать возможность восприятия дополнительных усилий (изгибающих моментов, поперечных сил) в условиях почти полной неопределенности мест появления возможных провалов, их числа и размеров. Поэтому строительство зданий и сооружений на отдельно стоящих столбчатых фундаментах на таких территориях не допускается.

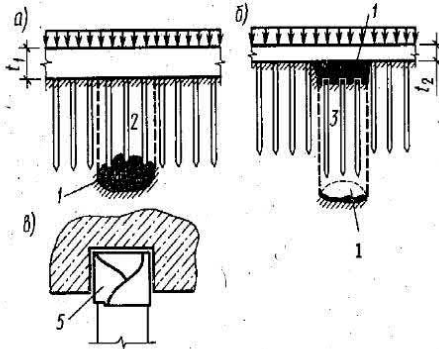


Рис. 16.6. Конструкции свайных фундаментов с жесткой заделкой (а) и свободным соединением свай и ростверка (б); деталь соединения ростверка со сваями (в):

1 — карстовая полость; 2 — сваи, зависшие над полостью; 3 — сваи, свободно выпавшие из ростверка; 5 — голова сваи, обернутая рубероидом

Наибольшее распространение в этих условиях получили монолитные ленточные, перекрестные и плитные фундаменты. Для уменьшения дополнительных силовых воздействий, которые могут возникнуть при образовании провалов, в фундаментных конструкциях устраивают консольные выпуски за пределы периметра стен. Размеры консолей ленточного фундамента назначают не менее 0,7, а плитных — не менее 0,4 расчетного диаметра провала.

Эффективным с точки зрения надежности, но требующим технико-экономического обоснования является

устройство фундаментов в виде свай-стоек или глубоких опор с прорезкой карстующихся пород.

При проектировании фундаментов из висячих свай, расположенных в покрывающей толще грунтов, количество свай и их поперечное сечение должны назначаться с учетом выхода из строя некоторого числа свай вследствие возможного образования под ними карстового провала. Аналогичная ситуация должна быть рассмотрена при опирании свай-стоек на карстующиеся породы, которые могут содержать ослабленные зоны или полости.

Заделка голов свай в ростверк должна обеспечивать возможность их свободного выпадения при образовании провала (рис. 16.6). В противном случае (при жесткой заделке) вес свай с налипшим на них грунтом будет создавать дополнительное усилие в ростверке, что потребует увеличения его высоты ($t_1 > t_2$ на рис. 16.6) и усиления армирования. Свободное опирание ростверка на сваи при отсутствии провала обеспечивает восприятие вертикальной нагрузки от сооружения. При этом необходимо проводить расчет ростверка как балки над просадочной воронкой.

Одним из вариантов, замедляющих рост карстовой воронки в случае ее возникновения, является устройство фундамента в виде свайного поля. Расстояние между сваями не должно быть более $1/3 \dots 1/5$ диаметра прогнозируемой воронки, а их длина — превышать возможную глубину провала на $0,5 \dots 0,7$ м. И в этом случае заделка голов свай в ростверк должна обеспечивать возможность свободного их выпадения при образовании провала. Ростверк также должен рассчитываться как балка, под которой образуется провал заданного диаметра.

Для зданий и сооружений башенного типа основной задачей является обеспечение их устойчивости и ограничение крена. Это достигается устройством резервного числа элементов опирания консольного типа или увеличением площади опорной поверхности фундамента (рис. 16.7).

Расчет фундаментных конструкций. Задача статического расчета надземной и фундаментной конструкции совместно с основанием, сложная и для обычных грунтовых условий, в случае карстовых проявлений еще более усложняется, поскольку требует учета локальных ослаблений основания в местах образования карстовых провалов. Расчеты часто допускается выполнять без учета влияния жесткости верхнего строения на перераспределение усилий, но и в этом случае система «основание с переменной в плане жесткостью — фундаментная конструкция в виде лент, перекрестных лент или фундаментной плиты» сложна для анализа. Положение усугубляется неопределенностью назначения мест образования возможных провалов. Лучше обстоит дело с прогнозированием расчетных размеров карстовых проявлений и вероятности их образования под фундаментом.

Ручные расчеты даже простейших балочных фундаментов с использованием справочно-табличных данных в этих случаях оказываются невозможными, и задача решается на ЭВМ (например, с помощью программ, разработанных во ВНИИОСП им. Н. М. Герсевича, ГПИ «Фундаментпроект»), моделирующих взаимодействие балочных, плитных фундаментов и основания. Основание обычно описывается моделью Винклера (метод местных деформаций) с переменным в плане коэффициентом жесткости. В зонах расчетного положения провалов коэффициенты жесткости принимаются равными нулю.

Расчетные положения провалов варьируются и назначаются таким образом, чтобы отразить в расчетах наименее благоприятные условия работы фундаментной конструкции. При проектировании перекрестных ленточных фундаментов провалы обычно располагают в узлах пересечения лент, в середине пролетов, под консолями, под наиболее нагруженными участками. В плитных фундаментах каркасных зданий наиболее опасно появление провалов по осям колонн, в пролетах на центральных и периферийных участках плиты, под диафрагмами жесткости. Как правило, расчет ведут на случай образования одного провала. Иногда рассматривается воз-

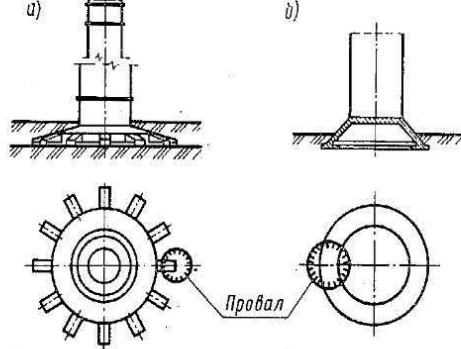


Рис. 16.7. Фундамент с устройством радиальных консолей (а) и расширенной кольцевой подошвой (б)

возможность одновременного образования двух провалов. Вероятный диаметр карстовых провалов, как отмечалось выше, может быть определен расчетными методами. В практике проектирования для инженерно-геологических условий Москвы и Нижнего Новгорода расчетный диаметр карстовых воронок принимался равным 6 м.

В настоящее время существуют программные комплексы для ЭВМ, реализующие полностью совместный расчет системы «сооружение — фундамент — основание». Такой возможностью, в частности, обладает комплекс «Лира», построенный на базе метода конечных элементов, а также программа ПОРТИК-S.

16.3. Проектирование фундаментов на подрабатываемых территориях

При разработке полезных ископаемых подземным способом в образующуюся полость могут смещаться перекрывающие ее породы. В результате на поверхности образуется чашеобразная впадина, называемая мульдой сдвига. Когда зона подработки оказывается в пределах застроенных территорий или участков строительства, происходит смещение фундаментов зданий и сооружений, что может привести к их повреждению и даже разрушению.

Ежегодно в стране в зоне влияния горных работ находится более 20 тыс. зданий и сооружений, претерпевающих деформации и разрушения. Только в Донецком и Карагандинском угольных бассейнах доля добычи угля под застроенными территориями составляет 30...35%.

Размеры в плане и глубина мульды зависят от ряда факторов: толщины разрабатываемого пласта m , его угла падения α , глубины разработки H_m , размеров выработки вдоль и вкrest простирания пласта D_1 и D_2 , толщины наносов, физико-механических свойств пород, способа управления кровлей.

Различают несколько видов деформаций земной поверхности при подработке территорий. Провалы образуются в случае выемки на небольших глубинах $H_m/m < 15$. Трещины на земной поверхности возникают при глубинах разработки до 40...50-кратной толщины вынимаемых пластов. При выемке крутопадающих пластов ($\alpha > 45^\circ$) на земной поверхности появляются деформации в виде уступов с трещинами. Иногда возникают деформации поверхности в виде плавных оседаний. Условия, при которых в мульде сдвига образуется плоское дно, называют полной подработкой земной поверхности. В качестве примера на рис. 16.8 приведена схема сдвига пород при разработке пластов крутого падения.

Мульда сдвига характеризуется рядом параметров, которые могут изменяться в различных точках по ее оси: оседания (вертикальная составляющая прогиба поверхности) η ; горизонтальные сдвигения ξ (при полной подработке соответственно η_0 и ξ_0); относительные горизонтальные деформации (отношение разности горизонтальных сдвижений двух точек мульды к расстоя-

нию между ними) ϵ_h ; наклоны (отношение разности оседаний двух точек мульды к расстоянию между ними) i ; радиус кривизны R и обратная ему величина — кривизна мульды сдвига k . Максимальное оседание в случае полного обрушения кровли пласта может достигать 50...90% толщины вынимаемой породы, а горизонтальное сдвигание составлять до 30% максимального оседания.

Например, при характерных для условий Донбасса соотношениях $\eta_0/m=0,8$ и $\xi_0/\eta_0=0,3$ выемка пласта толщиной $m=1$ м с полной подработкой приводит к максимальному оседанию $\eta_0=0,8$ м и максимальному горизонтальному сдвиганию $\xi_0=0,24$ м. При скорости продвижения забоя 30 м/мес общая продолжительность сдвига при глубине разработки $H_m=100$ м составляет примерно 0,5 года, при $H_m=700$ м — 2,5 года.

Основой для проектирования зданий и сооружений является *горно-геологическое обоснование*, содержащее: геологические и гидрогеологические данные о подрабатываемой толще, планы горных работ, данные об ожидаемых (нормативных) величинах деформаций земной поверхности, перечень намечаемых строительных и горных защитных мероприятий и т. п. Параметры деформаций земной поверхности (кривизна, наклоны, смещения и оседания) определяются в соответствии с требованиями СНиПа по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

Материалы инженерно-геологических изысканий должны дополнительно содержать оценку изменения геоморфологических, гидрологических и гидрогеологических условий участка застройки вследствие оседания земной поверхности (возможность образования провалов, оползней, изменения уровня подземных вод и т. д.), оценку возможных изменений физико-механических свойств грунтов, сведения о местах расположения устьев старых выработок*.

Площадки строительства по возможности необходимо располагать вне зон прогнозируемых провалов и оползневых участков. При выборе площадок предпочтение следует отдавать участкам с более слабыми грунтами в основании, если при этом они обладают достаточной несущей способностью.

В зависимости от максимальных величин ожидаемых (норматив-

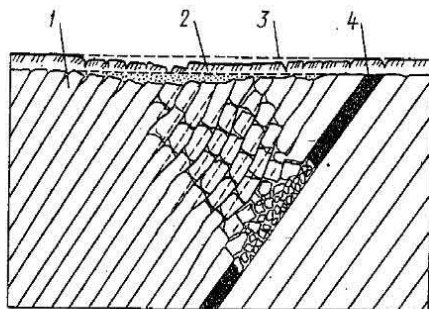


Рис. 16.8. Схема сдвига пород при разработке пластов крутого падения:

1 — слои породы; 2 — земная поверхность после деформирования; 3 — то же, до разработки пласта; 4 — угольный пласт

*Юшин А. И. Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками. М., 1980.

ных) деформаций земной поверхности подрабатываемые территории подразделяются на группы в соответствии с табл. 16.4.

Таблица 16.4. Классификация подрабатываемых территорий по максимальной величине ожидаемых деформаций земной поверхности

Группа территорий	Относительная горизонтальная деформация сжатия или растяжения $\varepsilon_h, 1 \cdot 10^{-3}$	Наклон $i, 1 \cdot 10^{-3}$	Радиус кривизны $R, \text{км}$
I	$12 \geq \varepsilon_h > 8$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \varepsilon_h > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \varepsilon_h > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \varepsilon_h > 0$	$5 \geq i \geq 0$	$12 \leq R < 20$

Подрабатываемые территории, на которых при выемке пластов полезного ископаемого образуются уступы земной поверхности, подразделяются на группы (табл. 16.5).

Таблица 16.5. Классификация подрабатываемых территорий по ожидаемой высоте уступа

Группа территорий	Ожидаемая высота уступа $h, \text{см}$	Группа территорий	Ожидаемая высота уступа $h, \text{см}$
I, к	$25 \geq h > 15$	III, к	$10 \geq h > 5$
II, к	$15 \geq h > 10$	IV, к	$5 \geq h > 0$

Подрабатываемыми территориями, пригодными для строительства, считаются участки земной поверхности, расположенные вне зон возможного образования провалов, затопления атмосферными осадками и подземными водами, выходов тектонических нарушений, возможного образования оползней. По величинам прогнозируемых деформаций от влияния горных работ эти участки относятся к III, III, к и IV, IV, к группам территорий. К ограниченно пригодным относятся участки, соответствующие по величине прогнозируемых деформаций I, I, к и II, II, к группам территорий.

Воздействие деформаций земной поверхности на несущие конструкции зданий. Несущие конструкции зданий, построенных на подрабатываемых территориях без осуществления защитных мероприятий, под воздействием смещений земной поверхности претерпевают деформации и повреждения в виде трещин, перекосов, расстройств сопряжений и т. д. Степень повреждения зданий зависит не только от величин деформаций земной поверхности, но и от габаритов здания — длины и высоты. Ожидаемая степень повреждения каменных зданий характеризуется показателем суммарной деформации, определяемым по формуле

$$\Delta l_{\Sigma} = \Delta l_{\varepsilon} + \Delta l_k = (\varepsilon_h + H/R)Z, \quad (16.2)$$

где Δl_{ε} и Δl_k — компоненты суммарных деформаций от воздействия

соответственно относительных горизонтальных деформаций и искривления земной поверхности; Z и H — длина и высота здания.

При значениях $\Delta l_{\Sigma} = 120 \dots 160$ мм условия нормальной эксплуатации зданий не нарушаются; при $\Delta l_{\Sigma} = 300 \dots 400$ мм происходит частичное, а иногда полное разрушение зданий.

Неравномерные оседания земной поверхности вызывают изгиб здания, наклоны — его крен, а горизонтальные деформации (растяжения или сжатия грунта), действуя на заглубленную в основание часть здания, — продольные усилия в их конструкциях, изгибающие моменты и поперечные силы. Воздействия деформаций земной поверхности на подрабатываемых территориях относятся к числу особых.

Расчетные значения деформаций земной поверхности определяются умножением нормативных значений на коэффициенты перегрузки $\gamma_f > 1$ и условий работы $\gamma_c \leq 1$, принимаемые по рекомендациям норм. Например, расчетные относительные горизонтальные деформации вычисляют по формуле

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_h \gamma_f \gamma_c, \quad (16.3)$$

где ε_h — ожидаемая (нормативная) относительная горизонтальная деформация земной поверхности; γ_f — коэффициент перегрузки, принимаемый при неизвестном взаимном расположении объекта и горных выработок равным 1,2; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый при длине здания или отсека более 30 м равным 0,7, при длине 15...30 м — 0,85, при длине менее 15 м — 1,0.

В бескаркасных зданиях алгебраическое сложение дополнительных усилий в фундаментах от искривления основания и горизонтальных деформаций приводит к уменьшению расчетных усилий. В каркасных зданиях со статически неопределимыми несущими рамами и отдельными фундаментами, когда между ними не предусматриваются связи-распорки, дополнительные усилия от искривления основания, вызванные смещением фундаментов по вертикали на величину Δh и углом поворота фундамента $\Delta \varphi$, а также от горизонтальных деформаций земной поверхности, вызванных перемещением фундаментов на величину Δl (рис. 16.9), однозначно суммируются. При этом из-за возникновения изгибающих моментов в уровне заделки колонн в фундаменты последние работают на внецентренную нагрузку.

Нормативные величины перемещений Δh^B , $\Delta \varphi^B$, Δl^B определяют по формулам

$$\Delta h^B = \frac{x_n^2 - x_{n-1}^2}{2R}; \quad \Delta \varphi^B = \pm \frac{x_n}{R}; \quad \Delta l^B = \pm x_n \varepsilon_h, \quad (16.4)$$

где x_n и x_{n-1} — расстояния до n -й и $(n-1)$ -й колонн от центральной оси отсека, блока пространственной устойчивости или центральной колонны; R и ε_h — прогнозируемые деформации земной поверхности на участке строительства.

Таблица 16.6. Коэффициент условий работы γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте L/H			
	более 4	4...2,5	2,5...1,5	менее 1,5
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,7	2,1	2,5
Пески мелкие	1,3	1,6	1,9	2,2
Пески пылеватые	1,1	1,3	1,7	2,0
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0,5$	1,0	1,0	1,1	1,2
То же, $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0	1,0

Примечание. В остальных случаях следует принимать $\gamma_{c2} = 1$.

Расчетные величины Δh , $\Delta \varphi$ и Δl определяются умножением нормативных значений перемещений на коэффициенты γ_f и γ_c .

Расчетные характеристики грунтов. Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов для определения усилий от деформаций земной поверхности принимаются равными нормативным ($\gamma_g = 1$).

Для зданий с жесткой конструктивной схемой при определении расчетных сопротивлений грунтов основания коэффициент условий работы γ_{c2} принимается по табл.

16.6.

Принципы проектирования и защитные конструктивные мероприятия. Здания и сооружения для строительства на подрабатываемых территориях могут проектироваться по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам.

При проектировании по жесткой схеме расчет конструкций выполняют по первой группе предельных состояний. В основе лежит обеспечение прочности и же-

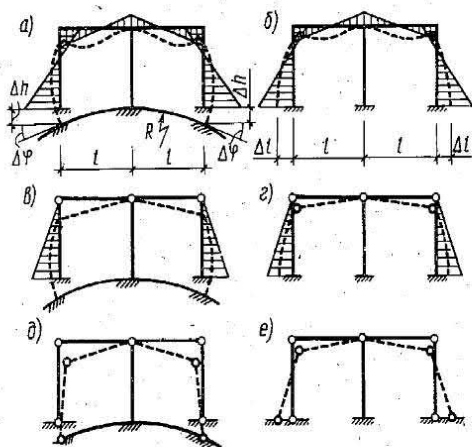


Рис. 16.9. Эпюры изгибающих моментов от воздействия искривления основания и горизонтальных деформаций растяжения на одноэтажное каркасное здание, имеющее различные степени статической неопределенности:

а, б — при каркасе с жесткими узлами; в, г — при каркасе с шарнирными сопряжениями колонн с ригелями; д, е — при статически определенном каркасе

сткости всех несущих элементов зданий, в том числе фундаментов, при воздействии дополнительных усилий, вызванных сдвигами земной поверхности. При этом в конструкциях подвально-фундаментной части здания должны применяться: при ленточных фундаментах — железобетонные пояса жесткости; в плитных фундаментах — соответствующее армирование; при столбчатых фундаментах — связи-распорки между ними.

При податливой схеме расчет конструкций ведется по второй группе предельных состояний с обеспечением требований расчета по первому предельному состоянию для конструкций, расположенных выше шва скольжения. Конструктивное решение должно обеспечивать податливость и гибкость подвально-фундаментной части, достаточные для возможности её смещения вслед за перемещениями основания без появления в конструкциях значительных усилий. Для этого в конструкциях этой части зданий применяют швы скольжения, наклоняющиеся фундаменты. Допускается использование ослабленных ограждающих конструкций, которые могут быть впоследствии заменены.

Швы скольжения, обеспечивая достаточно свободное смещение фундаментов относительно надфундаментной конструкции, позволяют снизить усилия в несущих элементах при сдвигах основания. Конструктивно они могут выполняться из двух слоев рубероида с прослойкой инертной пыли.

Основной конструктивной мерой защиты является разрезка зданий на замкнутые отсеки деформационными швами. На рис. 16.10 показаны конструктивные решения фундаментов в деформационных швах для каркасно-панельных зданий.

Для увеличения пространственной жесткости зданий или отдельных отсеков могут устраиваться железобетонные фундаментные (на уровне подушек или над швом скольжения) и цокольные (под перекрытием подвала) пояса. В отдельных случаях целесообразны отказ от системы отдельно стоящих фундаментов и замена ее фундаментами в виде сплошных железобетонных плит, перекрестных лент, балок-стенок (в основном на территориях I и I, к групп).

Для уменьшения влияния бокового давления грунта при сдвиге на фундаменты рекомендуется назначать минимально возможную по требованиям СНиП 2.02.01 — 83 глубину заложения фундаментов, выдерживая ее постоянной в пределах отсека. Засыпку пазух котлованов целесообразно выполнять из материалов, обладающих малым трением и сцеплением. Эффективным защитным мероприятием, осуществляемым перед началом подработки, является устройство временных компенсационных траншей по периметру здания, заполняемых малопрочным материалом или рыхлым грунтом и имеющих заглубление на 15...20 см ниже подошвы фундаментов.

При больших значениях прогнозируемых деформаций, превышающих допускаемые для здания, необходимо предусматривать воз-

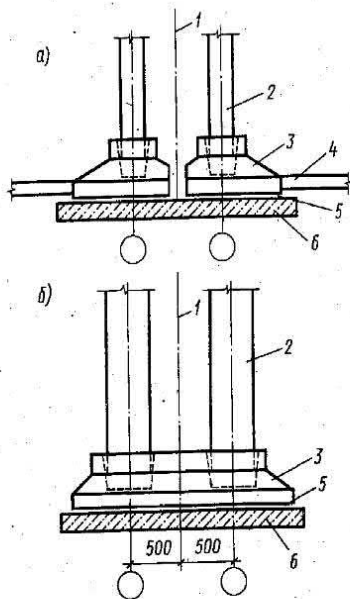


Рис. 16.10. Конструкции деформационных швов каркасно-панельного здания:

a — при наличии связей-распорок между фундаментами; *б* — при отсутствии связей-распорок; 1 — ось деформационного шва; 2 — колонна; 3 — фундамент; 4 — связь-распорка; 5 — шов скольжения; 6 — бетонная подготовка

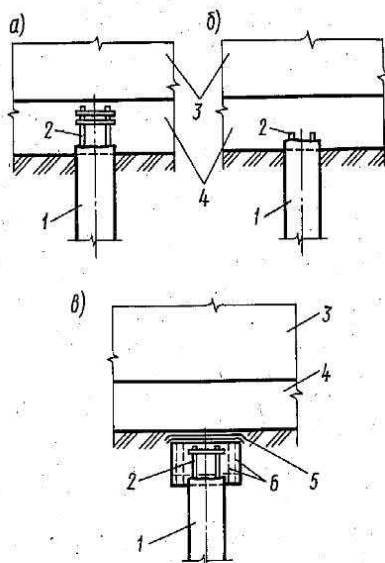


Рис. 16.11. Схемы сопряжения голов свай с ростверком:

a — жесткая заделка; *б* — шарнирное сопряжение; *в* — сопряжение через шов скольжения; 1 — свая; 2 — выпуски арматуры из свай; 3 — стена; 4 — ростверк; 5 — шов скольжения; 6 — армирование оголовка свай

возможность выравнивания здания в процессе эксплуатации. Для этой цели применяют гидродомкратные системы. Проемы для размещения домкратов располагают в углах здания, в местах пересечения капитальных стен, на прямолинейных участках стен. Над проемами и под ними устраиваются железобетонные пояса для восприятия нагрузок от фундаментов, а по подошве фундаментов — пояс для восприятия усилий от горизонтальных деформаций.

Особенности проектирования свайных фундаментов на подрабатываемых территориях. Горизонтальные перемещения грунта при подработке приводят к возникновению усилий, передающихся на ростверк в виде горизонтальных реакций. В этих условиях ростверк помимо распределения вертикальных нагрузок работает и в горизонтальной плоскости как фундаментный железобетонный пояс. Расчет ростверка производится в вертикальной плоскости на воздействие вертикальных нагрузок с учетом искривления основания при подработке и в горизонтальном сечении на усилия, передающиеся от свай. Основание в расчетах принимается упругим, свая рассматривается как стержень конечной жесткости.

Важным элементом проектирования является расчетное обоснование схемы сопряжения голов свай с ростверком. Конструктивно это сопряжение может быть выполнено в виде жесткой заделки, шарнирным или через шов скольжения (рис. 16.11). От схемы сопряжения зависит величина допускаемых горизонтальных перемещений голов свай, которая для свайных фундаментов с низким ростверком принимается равной соответственно 2; 5 и 8 см. Схема сопряжения также существенно влияет на характер деформаций и усилия в свае от горизонтального давления грунта.

Несущую способность по грунту F_{cr} свай всех видов, работающих на сжимающую нагрузку, при подработке территории следует определять по формуле

$$F_{cr} = \gamma_{cr} F_d \quad (16.5)$$

где γ_{cr} — коэффициент условий работы, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов и перераспределение вертикальных нагрузок при подработке территорий: для свай-стоек в фундаментах любых зданий и сооружений $\gamma_{cr} = 1$; для висячих свай в фундаментах податливых зданий и сооружений — 0,9; для висячих свай в фундаментах жестких зданий и сооружений — 1,1; F_d — несущая способность сваи, определенная расчетом или по результатам полевых исследований (см. гл. 11).

Свайные фундаменты следует применять, как правило, на подрабатываемых территориях I — IV групп. На территориях групп I, к — IV, к использование свайных фундаментов допускается только при наличии специального обоснования.

В заключение следует отметить эффективность применения других мероприятий, способствующих безаварийному освоению подрабатываемых территорий. К ним можно отнести целесообразную планировку кварталов и сетей улиц городов, архитектуру отдельных зданий и сооружений. Снижение деформаций земной поверхности может быть достигнуто использованием горных мер защиты, включающих закладку выработанного пространства породой, применение специальных способов отработки пластов.

Глава 17

ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

17.1. Особенности динамических воздействий на сооружения и грунты основания

Динамические нагрузки. Динамические воздействия на сооружения и грунты основания могут быть вызваны различными причинами: технологией ведения строительных работ (уплотнение грунта трамбовками, вибраторами; забивка свай и шпунта и т. п.); тех-

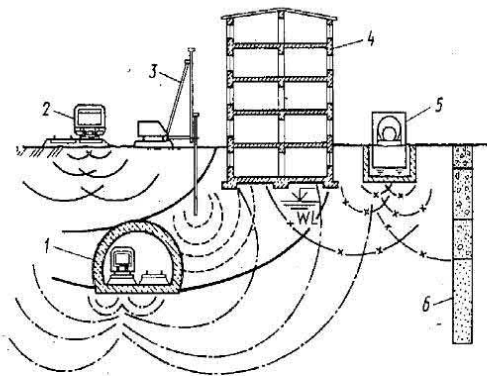


Рис. 17.1. Динамическое воздействие источников колебаний на сооружение:

1 — транспортный тоннель; 2 — наземный транспорт; 3 — забивка свай; 4 — сооружение; 5 — установка с динамической нагрузкой; 6 — напластование грунтов

нологическими или эксплуатационными условиями (движение неуравновешенных масс стационарно установленных машин и оборудования; движение наземного и подземного транспорта и т. д.); локальными природными или инженерно-геологическими процессами, включая последствия хозяйственной деятельности человека (порывы ветра; удары волн; карстовые провалы; обвалы; откачка больших масс воды или нагнетание под большим давлением масс воды в глубокие скважины;

создание крупных водохранилищ в горно-сейсмических районах, мощные взрывы и т. д. и т. п.); современными тектоническими движениями, происходящими в верхней части земной коры и проявляющимися на ее поверхности (землетрясения).

Эти воздействия проявляются в виде динамических нагрузок, быстро изменяющихся во времени по величине, направлению, а иногда и по положению. Следствием динамических нагрузок являются волновые колебания, возникающие в сооружении и грунтах основания. При этом сооружение может быть как источником колебаний (например, фундаменты машин и оборудования с динамическими нагрузками), так и воспринимать колебания, передающиеся от других источников. Общая картина распространения колебаний может быть крайне сложной (рис. 17.1).

Различаются вибрационные нагрузки, при которых силы, их вызывающие, изменяются по гармоническому закону (например, вращение частей машин с неуравновешенными массами); ударные (импульсные) нагрузки, характеризующиеся однократными и многократными кратковременными импульсами (взрывы, кузнечные молоты, забивка свай и др.); сейсмические нагрузки, возникающие при землетрясении. При работе некоторых машин возникает сочетание вибрационных и ударных нагрузок. Локальные инженерно-геологические процессы вызывают нагрузки, которые часто называют микросейсмическими.

Динамические нагрузки могут различаться по интенсивности (слабые, сильные и сверхсильные) и по времени действия (кратковременные и длительные). Они по-разному будут воздействовать на сооружение и грунты основания.

Виды и характеристики колебаний. Если к сооружению прило-

жить кратковременную нагрузку, вызывающую его колебания, то колебательные движения сооружения будут продолжаться и после ее устранения. Такие колебания называют свободными или собственными. Характеристики собственных колебаний определяются параметрами сооружения (массой и жесткостью конструкции, видом фундамента). С течением времени из-за вязкого сопротивления воздуха и особенно грунтов основания произойдет рассеивание (диссипация) энергии первоначального импульса, поэтому свободные колебания будут затухающими.

Если же сооружение или основание в процессе колебания будет все время находиться под действием возмущающих сил, то такие колебания называют вынужденными. Они не затухают в течение всего времени действия сил. Характеристики вынужденных колебаний зависят как от параметров колеблющейся системы, так и от закона изменения возмущающих сил.

Поскольку в расчетах фундаментов на динамические воздействия большое значение имеют характеристики колебаний, приведем основные понятия, подробно рассматриваемые в курсе физики. Периодическими называют незатухающие колебания, описываемые функцией $Z(t) = Z(t + KT)$ (рис. 17.2, а, б). Если периодические колебания могут быть записаны по закону синуса или косинуса, например $Z(t) = a \sin(\omega t + \gamma)$, то их называют гармоническими (рис. 17.2, а). Периодом колебания T называют интервал времени, за который система совершает один цикл колебаний, возвращаясь в исходное состояние; частотой колебаний f — количество циклов колебаний за единицу времени. За единицу частоты гармонических колебаний принимается герц (Гц), равный одному циклу колебаний в секунду. Величину отклонения колеблющейся точки от ее положения равновесия называют *амплитудой колебания* a , а ее удвоенную величину ($2a$) — *размахом колебаний*.

Непериодические затухающие колебания (рис. 17.2, в) характеризуются логарифмическим декрементом затухания $\delta = \ln(Z_n/Z_{n+1})$

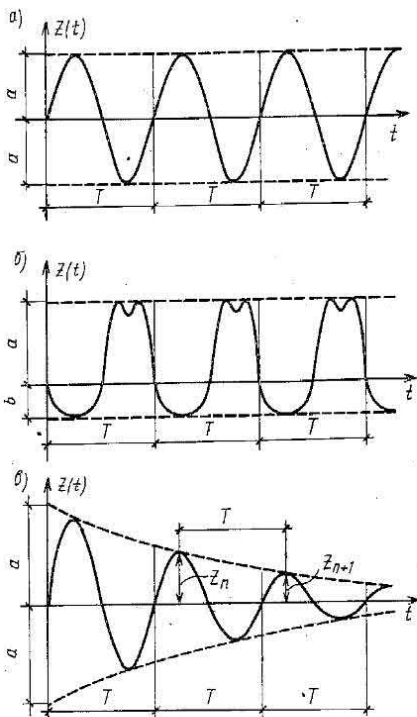


Рис. 17.2. Графики колебаний:

а — гармонические незатухающие; б — периодические с несимметричным циклом; в — гармонические затухающие

или коэффициентом затухания $\varepsilon = \delta/T$. Чем больше коэффициент затухания ε , тем быстрее затухают колебания.

Важно отметить, что очень сложные графики колебаний, регистрируемые при наблюдении за реальными процессами, могут быть представлены как сочетания нескольких графиков простых колебаний.

Если собственная частота колебаний системы совпадает с частотой вынужденных колебаний, наступает явление резонанса, сопровождающееся возрастанием амплитуды колебаний точек системы. Известный из курса физики случай разрушения моста, по которому строевым шагом проходил полк солдат, связан именно с возникновением резонанса.

Явления, происходящие в грунтах при динамических воздействиях. Влияние динамических воздействий на изменение свойств грунтов зависит как от интенсивности нагрузок, частоты и продолжительности их действия, так и от вида грунта, его состояния по плотности и влажности.

Исследованиям этих сложных проблем посвящены работы Д. Д. Баркана, О. А. Савинова, Н. Н. Маслова, П. Л. Иванова, Н. Д. Красникова и др.

В практике строительства известны случаи, когда длительная работа машин или оборудования с динамическими нагрузками вызвала значительные осадки расположенных на некотором удалении конструкций, приводящие к их авариям и даже разрушению. Известны также случаи возникновения в настоящее время дополнительных осадок старинных зданий, построенных на слабых грунтах, из-за динамического влияния городского транспорта при возросшей интенсивности его движения. Эти процессы связаны с явлением виброкомпрессии — дополнительным уплотнением рыхлых несвязных грунтов даже при слабых и умеренных вибрационных или часто повторяющихся ударных нагрузках.

Механизм виброкомпрессии заключается в том, что динамическое воздействие на грунт приводит к разрушению структуры и возникновению вследствие этого взаимного перемещения частиц. При увеличении частоты вибрации перемещение частиц приобретает характер длительного накопления деформаций во времени, названного П. Л. Ивановым виброползучестью. Он приводит следующий характерный пример виброползучести. В Нижнем Новгороде было построено на песчаном основании здание кузнечного цеха. Известно, что стабилизация осадок песчаных оснований при действии статических нагрузок происходит очень быстро, а величина их относительно невелика. В рассмотренном же случае осадки, достигшие 30 см, развивались в течение семи лет без существенного затухания деформаций. Такой характер деформаций можно объяснить только длительным развитием процесса ползучести песков при действии повторяющихся динамических нагрузок.

Длительные вибрационные и ударные нагрузки могут приводить к снижению сопротивления сдвигу как песчаных, так и глинистых

грунтов, особенно в водонасыщенном состоянии. Это вызывает уменьшение несущей способности оснований при динамической нагрузке на фундамент по сравнению с ее величиной при статической нагрузке. В глинистых грунтах, особенно пластичной и текучей консистенции, при динамических воздействиях отмечается резкое разжижение (тиксотропия) грунта. Разжижение свойственно и водонасыщенным песчаным грунтам различной крупности, особенно пылеватым и мелким. В зависимости от интенсивности и продолжительности динамического воздействия разжижение может сопровождаться последующим уплотнением песчаного грунта под действием массовых сил.

Влияние разжижения грунта может иметь как положительный характер (уменьшение сопротивления при забивке свай с последующим его восстановлением), так и отрицательный. Б. И. Далматов приводит пример, когда в долине р. Ганг во время землетрясения в грунте «тонули» одноэтажные здания, получавшие осадку 1...2 м. Осадка сопровождалась фонтанированием разжиженного песка в местах разрыва поверхностного слоя грунта.

Описанные явления свидетельствуют о том, что проектирование фундаментов сооружений при действии динамических нагрузок всегда должно проводиться с учетом возможного уменьшения несущей способности грунтов основания. Для ответственных сооружений, чувствительных к неравномерным деформациям, особенно располагаемых на водонасыщенных мелких и пылеватых песках и глинах, необходимо учитывать дополнительные осадки, возникающие в результате действия длительных динамических нагрузок. Землетрясения, вызывая очень сильный по величине, но кратковременно действующий импульс, могут привести к разрушению основания, однако не будут вызывать значительного дополнительного уплотнения грунта.

Динамика сооружений и динамика грунтов. Даже приведенные выше краткие сведения позволяют заключить, что поведение сооружений и грунтов оснований при динамических воздействиях существенно отличается от рассмотренного в предыдущих главах их поведения при статических нагрузках. При динамических воздействиях требуется учет многих факторов, не проявляющихся при расчетах сооружений и оснований на статические нагрузки. Исторически это привело к формированию двух специальных областей строительной науки: динамики сооружений, занимающейся расчетом и проектированием различного рода конструкций на динамические нагрузки, и динамики грунтов, изучающей процессы и явления, происходящие в грунтах при динамических воздействиях.

17.2. Фундаменты под машины и оборудование с динамическими нагрузками

Основные положения. Существует огромное разнообразие типов машин и оборудования, передающих через фундамент динамичес-

кие воздействия на грунты основания. По характеру динамического воздействия все они различаются на машины периодического и непериодического, включая импульсное, действия. Динамические нагрузки, возникающие при работе таких машин, могут изменяться по различным законам и приводить к разным колебаниям системы «машины — фундамент — основание». Поэтому при едином теоретическом подходе практические приемы расчета и проектирования фундаментов различных групп машин и оборудования могут различаться.

Общая задача проектирования фундаментов заключается в том, чтобы обеспечить нормальную работу установленных на них машин и оборудования, исключить вредное воздействие вибрации на расположенные вблизи строительные и технологические объекты, удовлетворить требования санитарных норм в отношении уровня допустимых вибраций для обслуживающего персонала. При этом фундаменты должны быть экономичными и соответствовать современному технологическому уровню строительных работ.

Расчет фундаментов производится на действие статических и динамических нагрузок.

Расчетные статические нагрузки определяются обычным способом (масса машины и вспомогательного оборудования, фундамента и грунта на его обрезах с коэффициентом перегрузки $n = 1$). Значения динамических нагрузок обычно даются заводом-изготовителем в техническом задании на проектирование фундамента. При отсутствии данных динамические нагрузки допускается определять по указаниям СНиП 2.02.05 — 87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками».

В соответствии с общими правилами основания и фундаменты под машины рассчитываются по двум группам предельных состояний. По первой группе (по несущей способности) во всех случаях производится проверка среднего статического давления под подошвой фундамента на естественном основании или расчет несущей способности свайного фундамента, а также выполняется расчет прочности отдельных элементов конструкции фундамента. Расчеты по второй группе (по деформациям) включают сопоставление наибольшей амплитуды колебаний фундамента с предельно допустимой для данного типа машин и, если это требуется по техническим условиям (например, для фундаментов турбоагрегатов), определение неравномерных осадок, прогибов, кренов и т. п. и их сопоставление с предельными значениями, устанавливаемыми проектом.

При проектировании машин и оборудования с динамическими нагрузками применяют как фундаменты неглубокого заложения, так и свайные фундаменты. Фундаменты могут быть монолитные, сборно-монолитные и сборные. Форма и размеры фундаментов определяются особенностями оборудования и уточняются расчетом.

В практике часто применяют следующие три конструктивных

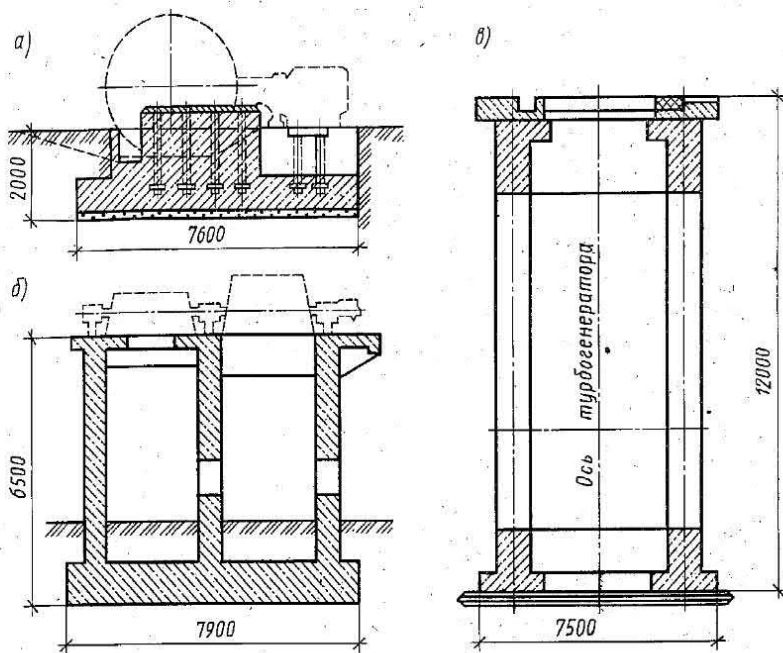


Рис. 17.3. Основные конструктивные типы фундаментов под машины:
а — массивный; *б* — стенчатый; *в* — рамный

типа фундаментов (рис. 17.3): *массивные* в виде блока или плиты; *стенчатые*, состоящие из продольных или поперечных стен, жестко связанных с фундаментной плитой; *рамные*, представляющие собой пространственную конструкцию из верхней плиты или системы балок, опирающихся через стойки на фундаментную плиту.

Для машин ударного действия с большими нагрузками (различного рода прессы, молоты, формовочные машины литейного производства и т. п.), как правило, применяют массивные фундаменты. Для других типов машин кроме массивных могут быть использованы облегченные стенчатые и рамные фундаменты.

Фундаменты могут проектироваться как под отдельную машину, так и под группу машин. Фундаменты под машины, как правило, отделяются сквозными швами от смежных фундаментов зданий, сооружений и оборудования, а также от пола примыкающего помещения. Для уменьшения вибрации фундаментов при соответствующем обосновании рекомендуется предусматривать их виброизоляцию.

Глубина заложения фундамента зависит от его конструкции, технологических требований, инженерно-геологических условий площадки и глубины заложения соседних фундаментов. При установке машин на открытых площадках или в неотапливаемых помещениях следует учитывать и глубину сезонного промерзания грун-

тов. При наличии в основании слабых грунтов мощностью до 1,5 м производится их замена, при большей мощности — их укрепление или устройство свайных фундаментов. Подошва фундамента, как правило, располагается на одной отметке и имеет прямоугольную форму.

Особенности расчета и проектирования фундаментов различных типов машин и оборудования приводятся в СНиП 2.02.05 — 87. Ниже рассмотрены лишь основные положения расчетов применительно главным образом к фундаментам на естественном основании.

Расчеты по первой группе предельных состояний. Проверка среднего давления под подошвой фундамента производится только на действие статической нагрузки. Влияние динамических нагрузок учитывается коэффициентами условий работы грунтов основания.

При проектировании фундамента на не скальных грунтах стремятся к тому, чтобы совместить на одной вертикали центр тяжести площади его подошвы и точку приложения равнодействующей всех статических нагрузок. Эксцентриситет не должен превышать 3% размера стороны подошвы фундамента, в направлении которой происходит смещение центра тяжести, для грунтов основания с табличным значением расчетного сопротивления $R_0 \leq 150$ кПа и 5% для грунтов с $R_0 > 150$ кПа. Проверку среднего давления под подошвой при этом производят по формуле центрально сжатого фундамента

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R, \quad (17.1)$$

где p — среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок; γ_{c0} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий характер динамических нагрузок и ответственность машины, определяемый по табл. 17.1; γ_{c1} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок (для мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов текучей консистенции принимается равным 0,7; для всех остальных видов и состояний грунтов $\gamma_{c1} = 1$); R — расчетное сопротивление основания, определяемое по формуле (9.5).

Таблица 17.1. Коэффициент условий работы

Машины	γ_{c0}
С кривошипно-шатунными механизмами, прессы, металлорежущие станки, вращающиеся печи, прокатное оборудование	1,0
С вращающимися частями, дробилки, мельничные установки	0,8
Кузнечные молоты, формовочные машины, оборудование бойных площадок, для которых фундаменты выполняются в виде короба	0,5

Проектирование свайных фундаментов производят в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03 — 85 «Свайные фундаменты». Однако при определении несущей способности одиночной сваи производится корректировка расчетных показателей с помощью коэффициентов условий работы грунтов основания, приведенных в СНиП 2.02.05 — 87.

Расчеты конструкций фундаментов и отдельных их элементов производят в соответствии со СНиП 2.03.01 — 84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Расчеты по второй группе предельных состояний. В зависимости от характера динамических нагрузок расчеты ведутся на вынужденные колебания (фундаменты машин с нагрузками, изменяющимися по периодическому закону, — машины с вращающимися частями, дробилки и т. п., а также фундаменты машин с кривошипно-шатунными механизмами, создающими нагрузки, изменяющиеся по полигармоническому закону) или на собственные колебания (фундаменты машин с импульсными воздействиями — кузнечные молоты, прессы, формовочные машины литейного производства и т. д.).

Амплитуды колебаний фундамента должны удовлетворять условию

$$a \leq a_u, \quad (17.2)$$

где a — наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определяемая расчетом; a_u — предельно допустимая амплитуда колебаний фундамента, устанавливаемая заданием на проектирование, а при ее отсутствии в задании принимаемая по СНиП 2.02.05 — 87.

Значения предельно допустимых амплитуд колебаний фундаментов назначаются в соответствии с требованиями общей задачи проектирования, приведенной в начале настоящего параграфа. Так, значение горизонтальных колебаний для машин с вращающимися частями составляет от 0,05 мм (для высокочастотных машин) до 0,2 мм (для низкочастотных). Для прессов и кузнечных молотов значение a_u повышается соответственно до 0,25 и 1,2 мм. Величины наибольшей амплитуды колебаний a определяются расчетом для каждого конкретного случая.

Инженерные расчеты задачи о колебаниях сложной системы «машина — фундамент — основание» базируются на упрощенных положениях, предложенных еще в 1933 г. Н. П. Павлюком и развитых последующими исследователями. Принимается (рис. 17.4), что машина вместе с фундаментом представляет собой абсолютно жесткое тело с массой, расположенной в центре тяжести действующих статических нагрузок. Основание рассматривается как не имеющее массы и способное к упруговязкому деформированию. При этом сопротивление пружин на рис. 17.4, имитирующих упругие деформации основания, пропорционально перемещениям

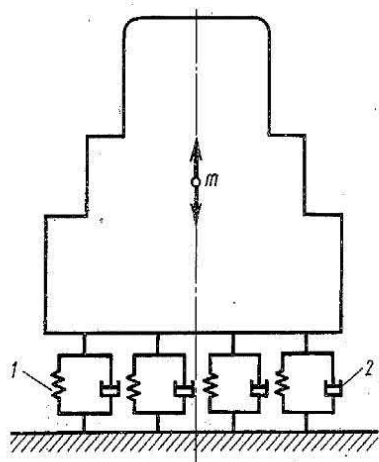


Рис. 17.4. Расчетная модель колебаний фундамента:

1 — упругое сопротивление; 2 — вязкое сопротивление

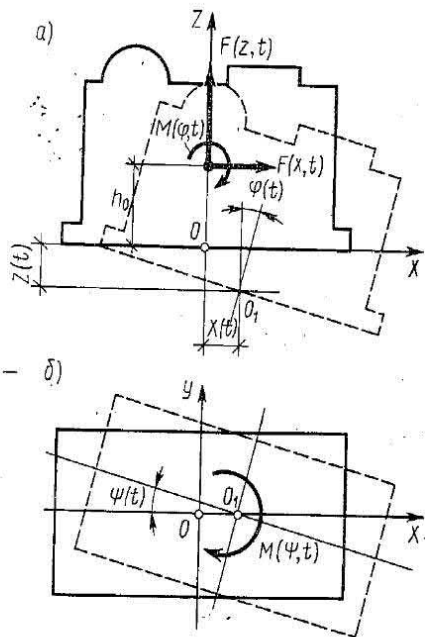


Рис. 17.5. Схема внешних воздействий и перемещений при расчетах колебаний фундамента

фундамента, а силы вязкого сопротивления (демпфирования), вызывающие затухание колебаний во времени, пропорциональны скорости колебания фундамента.

Расчетная схема для случая вынужденных колебаний такой системы представлена на рис. 17.5, а, б. Начало координатных осей помещается в центр тяжести площади подошвы фундамента, находящегося в равновесном состоянии. Составляющие динамической нагрузки приводятся к центру тяжести системы. Тогда они будут вызывать следующие составляющие колебательных движений: сила $F(z, t)$ — вертикальное перемещение $z(t)$; сила $F(x, t)$ — горизонтальное перемещение $x(t)$; момент $M(\varphi, t)$ — вращательное движение относительно оси Y с углом поворота $\varphi(t)$, момент $M(\Psi, t)$ — вращательное движение относительно оси Z с углом поворота $\psi(t)$. Поскольку система принимается абсолютно жесткой, общее перемещение любой ее точки определится составляющими указанных колебательных движений.

С учетом приведенных допущений колебания такой системы могут быть выражены дифференциальными уравнениями. Например, вертикальные колебания фундамента будут описываться уравнением

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + B_z \frac{dz}{dt} + K_z z = F_z e^{i\omega t}, \quad (17.3)$$

где m — масса всей системы; B_z — коэффициент демпфирования основания для вертикальных колебаний; K_z — коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии для вертикальных колебаний; ω — угловая скорость вращения машины, связанная с периодом колебаний T и частотой f формулами $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$.

Выражения $B_z \frac{dz}{dt}$ и $K_z z$ соответствуют демпфирующей и упругой частям реакции основания.

Аналогичным образом можно записать дифференциальные уравнения для вынужденных горизонтальных и вращательных колебаний системы, содержащие остальные составляющие колебаний x , φ , ψ . Дифференциальные уравнения свободных колебаний соответствуют тем же выражениям при возмущающих силах, равных нулю.

Задаваясь законом изменения динамической нагрузки, отвечающим характеру работы данной машины, и решая соответствующие дифференциальные уравнения, можно получить значения вертикальных, горизонтальных и вращательных амплитуд колебаний фундамента. Формулы для определения этих величин для машин с различными законами изменения динамической нагрузки приведены в СНиП 2.02.05 — 87 и в «Руководстве по проектированию фундаментов с динамическими нагрузками».

Приведем в качестве примера некоторые выражения. Так, при проектировании рамных фундаментов машин с периодическими нагрузками в качестве расчетной величины рассматриваются амплитуды горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты. Тогда уравнение (17.2) принимает вид

$$a = a_x + a_\psi l_b \leq a_u, \quad (17.4)$$

где l_b — расстояние от центра тяжести верхней плиты до оси наиболее удаленного подшипника машины; a_x — амплитуда горизонтальных колебаний:

$$a_x = \frac{F_x}{S_x \sqrt{[1 - (\omega/\lambda_x)^2]^2 + 4\xi_x^2 (\omega/\lambda_x)^2}}, \quad (17.5)$$

a_ψ — амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести:

$$a_\psi = \frac{M_\psi}{S_\psi \sqrt{[1 - (\omega/\lambda_\psi)^2]^2 - 4\xi_\psi^2 (\omega/\lambda_\psi)^2}}, \quad (17.6)$$

В формулах (17.5) и (17.6) кроме рассмотренных выше величин используются следующие показатели: S_x и S_ψ — коэффициенты же-

сткости системы «фундамент — основание» в направлении действующих возмущающих сил; ξ_x и ξ_ψ — относительные демпфирования системы в тех же направлениях; λ_x и λ_ψ — угловые частоты горизонтальных и вращательных колебаний фундамента.

Показатели S , λ и ξ зависят от характеристик упругих и демпфирующих свойств грунтов основания и связаны с коэффициентами B и K в уравнениях типа (17.3).

При проектировании фундаментов центрально установленных машин с импульсными нагрузками в качестве расчетной величины принимается амплитуда вертикальных колебаний, определяемая по формуле

$$a_z = \frac{(1 + \varepsilon) v m_0}{(1 + 1,67 \xi_z) \lambda_z m} \quad (17.7)$$

где ε — коэффициент восстановления скорости удара; v — скорость падающих частей машины в начале удара; m_0 — масса падающих частей машины; ξ_z , λ_z — показатели, аналогичные используемым в формулах (17.5) и (17.6), но при вертикальных колебаниях; m — масса всей установки. Произведение $v m_0 = F_z$ определяет импульс вертикальной силы от удара падающих частей машины.

Приведенные в качестве примера формулы (17.5)...(17.7) и другие аналогичные зависимости содержат специальные характеристики грунтов основания, учитывающие их упругое или вязкое деформирование. Поэтому важнейшим вопросом при расчетах и проектировании фундаментов машин при динамических нагрузках является определение этих характеристик.

Определение упругих и демпфирующих характеристик основания. Принимается, что деформации основания фундаментов при динамических нагрузках имеют местный характер, т. е. развиваются только в пределах контура подошвы фундамента и описываются с помощью механической модели Винклера — Кельвина — Фойгта, представленной на рис. 17.4 системой взаимосвязанных пружин и демпферов. Податливость (или жесткость) пружин моделирует упругие деформации; инерционность демпферов (элементов, состоящих из цилиндров, наполненных вязкой жидкостью, в которую погружены поршни) моделирует скорость затухания упругих деформаций. Характеристики пружин и демпферов принимаются не зависимыми от частоты вибрационного воздействия машины и рассматриваются отдельно.

Учитывая, что общее колебательное перемещение фундамента в пространстве определяется четырьмя составляющими, показанными на рис. 17.5 (z , x , φ , ψ), упругие и демпфирующие характеристики должны быть также представлены величинами, отражающими деформируемость грунта, соответствующую тем же перемещениям.

В этом случае упругие свойства основания определяются следу-

ющими четырьмя коэффициентами, имеющими размерность кН/м³: C_z — упругого равномерного сжатия; C_φ — упругого неравномерного сжатия; C_x — упругого равномерного сдвига; C_ψ — упругого неравномерного сдвига.

Эти коэффициенты, аналогичные коэффициенту постели (см. § 5.1), связывают упругие напряжения и моменты, действующие по подошве основания, с соответствующими упругими перемещениями: $z = F_z / (C_z A)$; $x = F_x / (C_x A)$; $\varphi = M_\varphi / (C_\varphi J_\varphi)$; $\psi = M_\psi / (C_\psi J_\psi)$, где A — площадь подошвы фундамента; J_φ — момент инерции площади подошвы фундамента относительно оси Y на рис. 17.5; J_ψ — полярный момент инерции подошвы фундамента относительно его центра тяжести.

Опытным путем установлено, что значения этих коэффициентов находятся в весьма сложной зависимости от вида грунта, размеров площади фундамента и среднего давления по подошве фундамента.

Коэффициент упругого равномерного сжатия C_z является основным параметром и обычно определяется экспериментально по специальной методике. При отсутствии опытных данных коэффициент C_z для фундамента с площадью подошвы A не более 200 м² допускается рассчитывать по формуле

$$C_z = b_0 E (1 + \sqrt{A_0/A}), \quad (17.8)$$

где b_0 — коэффициент, принимаемый равным: для песков — 1; для супесей и суглинков — 1,2; для глин и крупнообломочных грунтов — 1,5; E — модуль деформации грунта основания; A — площадь подошвы проектируемого фундамента; $A_0 = 10$ м².

Для фундамента с площадью подошвы $A > 200$ м² C_z принимается как для фундамента с площадью подошвы $A = 200$ м².

При известном значении C_z остальные коэффициенты могут быть приняты равными

$$C_\varphi = 2C_z; C_x = 0,7C_z; C_\psi = C_z. \quad (17.9)$$

Теперь оказывается возможным определить соответствующие коэффициенты жесткости основания, непосредственно используемые для расчета амплитуд колебаний фундамента. Для фундамента неглубокого заложения коэффициенты жесткости основания при вертикальных поступательных колебаниях K_z и горизонтальных поступательных колебаниях фундамента K_x определяют по формулам

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A. \quad (17.10)$$

При вращательных колебаниях относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента нормально к плоскости действия возмущающих сил,

$$K_\varphi = C_\varphi J_\varphi, \quad (17.11)$$

а при вращательных колебаниях относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести фундамента,

$$K_{\psi} = C_{\psi} J_{\psi}. \quad (17.12)$$

В формулах (17.11) и (17.12) J_{φ} и J_{ψ} — моменты инерции подошвы фундамента относительно горизонтальной и вертикальной осей.

Демпфирующие свойства основания определяются характеристиками относительного демпфирования, являющимися безразмерными величинами: ξ_z — относительное демпфирование для вертикальных колебаний; ξ_x — то же, для горизонтальных колебаний; ξ_{φ} и ξ_{ψ} — относительные демпфирования для вращательных колебаний относительно горизонтальной и вертикальной осей.

Относительное демпфирование для вертикальных колебаний ξ_z связано с коэффициентом демпфирования B_z в уравнении (17.3) следующими выражениями:

$$\xi_z = \frac{B_z}{2m\lambda_z} = \frac{B_z}{2\sqrt{K_z m}}. \quad (17.13)$$

Показатель ξ_z также может быть определен экспериментально. При отсутствии экспериментальных данных допускается рассчитывать значений этой величины по формулам:

для установившихся (гармонических) колебаний

$$\xi_z = 2/\sqrt{p}, \quad (17.14)$$

для неустановившихся (импульсных) колебаний

$$\xi_z = 6\sqrt{E/(C_z p)}, \quad (17.15)$$

где p — среднее статическое давление на основание под подошвой фундамента.

При известных значениях ξ_z можно определить остальные показатели относительного демпфирования:

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_{\varphi} = 0,5\xi_z; \quad \xi_{\psi} = 0,3\xi_z. \quad (17.16)$$

Таким образом, все необходимые для расчета амплитуд колебаний фундаментов характеристики грунта основания оказываются определенными.

В настоящем параграфе даны лишь основные положения, необходимые для понимания теоретических предпосылок и порядка расчета фундаментов машин и оборудования под динамические нагрузки. Приведем конкретный пример одного из таких расчетов. Детальные примеры расчетов фундаментов машин различных типов со всеми необходимыми пояснениями содержатся в «Руководстве по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками».

■ Пример 17.1. Определять размеры фундамента центрально установленного

штамповочного паровозного молота (импульсное воздействие) с массой падающих частей $m_0 = 5$ т; массой молота $m_h = 42$ т; массой шабота (опорной части, на которой производится штамповка) $m_{an} = 110$ т; массой подшаботной прокладки $m_v = 3,1$ т; максимальной скоростью падающих частей $v = 8,95$ м/с. Отметка подошвы шабота от уровня пола цеха 2,2 м. Материал штампуемых деталей — сталь. Материал фундамента — железобетон. Подшаботная прокладка выполнена из трех рядов дубовых брусьев I сорта сечением 15×10 см.

Основанием фундамента служат супеси твердой консистенции с характеристиками: $\gamma = 17$ кН/м³; $e = 0,60$; $\varphi = 15^\circ$; $c = 15$ кПа; $E = 2 \cdot 10^4$ кПа.

Решение. Высоту фундамента h_f принимаем из конструктивных соображений, учитывая, что для молота с массой падающих частей от 4 до 6 т толщина подшаботной части фундамента должна быть не менее 2,25 м. Тогда $h_f = 2,2 + 3 \cdot 0,15 + 2,25 = 4,9$ м. Принимаем предварительные размеры подошвы фундамента $6,5 \times 8,0$ м, тогда $A = 6,5 \cdot 8,0 = 52$ м² (рис. 17.6).

Определим массу фундамента:

$$m_f = (6,5 \cdot 8,0 \cdot 4,9 - 3,2 \cdot 2,5 \cdot 2,65) \cdot 2,4 = 513,1 \text{ т.}$$

Проверяем условие (17.1) при $\gamma_{c0} = 0,5$ и $\gamma_{c1} = 1,0$. Рассчитанная по формуле (9.5) величина $R = 411,9$ кПа.

Определяем общую массу системы:

$$m = m_f + m_h + m_{an} + m_v = 513,1 + 42 + 110 + 3,1 = 668,2 \text{ т.}$$

Тогда условие (17.1) имеет вид

$$p = \frac{mg}{A} = \frac{668,2 \cdot 9,8}{52} = 125,9 < \gamma_{c0} \gamma_{c1} R = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 411,9 = 206 \text{ кПа.}$$

По несущей способности принятые размеры фундамента проходят.

Для расчета амплитуды вертикальных колебаний фундамента по формуле (17.7) требуется определить упругие и демпфирующие характеристики грунта основания. Предварительно определив C_z по формуле (17.8), находим ξ_z по формуле (17.15):

$$C_z = 1,2 \cdot 2 \cdot 10^4 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{52}} \right) = 3,45 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^4}{3,45 \cdot 10^4 \cdot 125,9}} = 0,41.$$

Также, предварительно определив по формуле (17.10) K_z , находим λ_z из формулы (17.13):

$$K_z = 3,45 \cdot 10^4 \cdot 52 = 179,4 \cdot 10^4 \text{ Кн/м}; \lambda_z = \sqrt{\frac{179,4 \cdot 10^4}{668,2}} = 51,8 \text{ с}^{-1}.$$

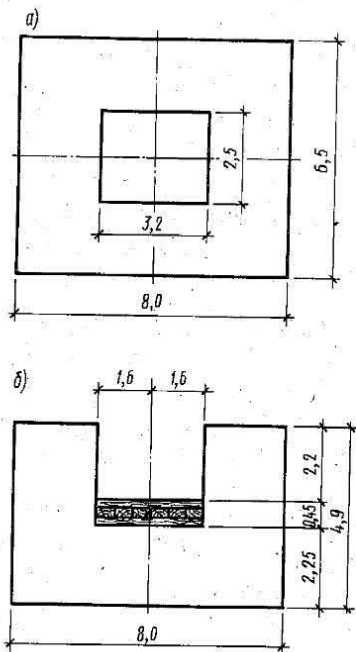


Рис. 17.6. Фундамент штамповочного молота:

a — план; *b* — разрез

Тогда расчетное значение вертикальных колебаний фундамента при $\varepsilon=0,5$ для штамповки стальных изделий будет равно

$$a_z = \frac{(1+0,5)8,95 \cdot 5}{(1+1,67 \cdot 0,41)51,8 \cdot 668,2} = 0,00116 \text{ м} = 1,16 \text{ мм.}$$

Предельно допустимое значение амплитуды колебаний для кузнечных молотов по СНиП 2.02.05 — 87 $a_u=1,2$ мм, т. е. $a_z < a_u$.

Таким образом, принятые размеры фундамента проходят как по несущей способности, так и по деформациям.

Влияние динамических воздействий на дополнительные осадки фундаментов. Наиболее распространенные на практике задачи сводятся к двум случаям:

1) определение дополнительных осадок фундаментов машин и оборудования с динамическими нагрузками;

2) определение безопасного расстояния от источников колебаний до фундаментов зданий и сооружений.

В первом случае принимается, что если в основании фундамента залегают песчаные грунты, степень плотности которых меньше максимального ее значения, а ускорения колебаний η , возникающих в грунте от действия динамической нагрузки, превышают критические $\eta_{кр}$ для данного грунта, будет развиваться виброкомпрессия, приводящая к доуплотнению грунта до максимального значения степени плотности. Расчет осадки от виброуплотнения производится по схеме на рис. 17.7, предложенной О. А. Савиновым на основе метода послойного суммирования.

Полагают, что ускорение колебаний η в неводонасыщенных песках убывает по глубине согласно уравнению

$$\eta_z = \eta_0 \exp(-\beta z), \quad (17.17)$$

где $\eta_0 = a\omega$ — ускорение колебаний на уровне подошвы фундамента (a — амплитуда, ω — частота колебаний в том же уровне); β — коэффициент затухания колебаний, принимаемый для песчаных грунтов равным $0,07 \dots 0,10 \text{ м}^{-1}$; z — глубина от подошвы фундамента.

Значения критических ускорений $\eta_{кр}$ грунта в зависимости от его плотности и вертикальной нагрузки на данной глубине определяют опытным путем по виброкомпрессионным кривым (П. Л. Иванов, 1991). Нижнюю границу сжимаемой толщи опре-

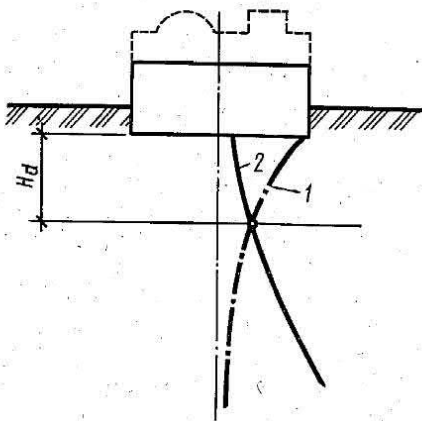


Рис. 17.7. Схема для определения глубины зоны виброуплотнения H_d .

1 — кривая изменения ускорения колебаний; 2 — кривая изменения критических ускорений колебаний

деляют глубиной точки пересечения кривых $\eta(z)$ и $\eta_{кр}(z)$. Тогда максимальная осадка виброкомпрессионного уплотнения грунта будет равна

$$s_{\max} = \sum_1^n h_i \frac{e_0 - e'}{1 + e_0}, \quad (17.18)$$

где h_i — толщина элементарного слоя грунта; e_0 — коэффициент пористости грунта в естественных условиях; e' — то же, при максимальном уплотнении.

Во втором случае исходят из анализа распространения колебаний в окружающем грунте от действия источника колебаний. Амплитуду вертикальных (или горизонтальных) колебаний a_s в точке поверхности грунта, удаленной от оси источника колебаний на расстояние r , можно определить по приближенной формуле

$$a_s = a_0 \left\{ \frac{1}{\delta[1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{(\delta^2 + 1)\sqrt{3\delta}} \right\}, \quad (17.19)$$

где a_0 — амплитуда соответствующих колебаний на подошве фундамента источника колебаний; $\delta = r/r_0$, где $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ — приведенный радиус подошвы фундамента источника колебаний.

Недостаток формулы (17.19) заключается в том, что в ней не учитываются свойства грунта (его плотность, влажность), характер динамического воздействия и ряд других факторов.

Зная величину a_s , можно определить скорость колебаний в точке поверхности грунта, удаленной на расстояние r от источника колебаний:

$$v_s = a_s \lambda_s, \quad (17.20)$$

где λ_s — угловая частота вынужденных (для машин с периодическими) или собственных (для машин с импульсными нагрузками) колебаний.

Если скорость колебаний в зоне, в которой расположен фундамент проектируемого здания или сооружения, не превышает 15 мм/с в случае источника импульсного или 2 мм/с — периодического действия, влиянием колебаний на несущую способность грунтов основания пренебрегают. В противном случае при проектировании фундаментов зданий и сооружений, чувствительных к неравномерным осадкам и динамическим нагрузкам, среднее давление под подошвой фундамента на естественном основании должно удовлетворять условию

$$p \leq \gamma_{cl} R, \quad (17.21)$$

где γ_{cl} — коэффициент условий работы грунтов основания [см. формулу (17.1)]; R — расчетное сопротивление грунта, определяемое по формуле (9.5).

Рассмотренное явление связано, в частности, с некоторыми технологическими условиями строительства. Так, Б. И. Далматов приводит данные ВНИИГС, по которым не рекомендуется для слабых грунтов Санкт-Петербурга забивать сваи на расстоянии менее 20 м от существующих зданий, а следует переходить к их задавливанию.

17.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий

Основные сведения. Землетрясения возникают из-за очень быстрого освобождения огромной энергии в гипоцентре, расположенном на глубинах в десятки и сотни километров. От гипоцентра во всех направлениях распространяются упругие колебания, характеризующиеся сейсмическими волнами (рис. 17.8). Различают: продольные волны, вызывающие сжатие и растяжение горных пород в направлении их распространения; поперечные, вызывающие деформации сдвига, и поверхностные (волны Рэлея), приводящие к наиболее сильным колебаниям поверхностного слоя земли. Максимальные амплитуды колебаний возникают в эпицентре — точке поверхности, непосредственно расположенной над очагом землетрясения.

Распространяясь в земной коре, эти волны претерпевают на границах слоев разной плотности преломление, отражение, по-разному затухают с увеличением расстояния от гипоцентра, поэтому траектория движения точек поверхности земли во время землетрясения имеет очень сложный характер.

Поверхность земли при землетрясении испытывает горизонтальные и вертикальные колебания. Вертикальные колебания существенны для сооружений вблизи зоны эпицентра. По мере удаления от нее они затухают быстрее и основную опасность представляют горизонтальные колебания.

Опасные в сейсмическом отношении районы расположены вдоль южной границы от Карпат, включая Крым, Кавказ, Среднюю Азию и Забайкалье, до Приморья и Сахалина, распространяются на Якутию, Магаданскую область, Камчатку и Алеутские острова.

На строительство в сейсмических районах, по данным В. А. Ильичева, приходится около 25% капитальных вло-

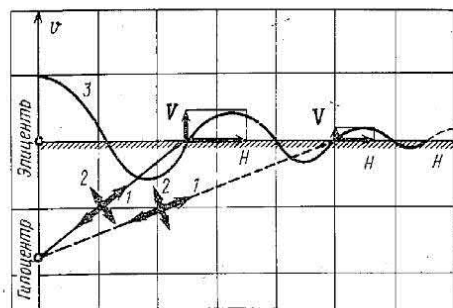


Рис. 17.8. Схема распространения колебаний при землетрясении:

1 — направление колебаний продольных волн; 2 — то же, поперечных; 3 — то же, поверхностных; V — составляющая вертикальных колебаний; H — то же, горизонтальных

жений, причем доля стоимости фундаментов в этих районах относительно выше, чем у аналогичных сооружений в несейсмических районах.

Для оценки мощности сейсмического воздействия и для правильного выбора антисейсмических мероприятий в строительной практике пользуются шкалой землетрясений, определяемой балльно-стью территории или строительной площадки. Сила землетрясений оценивается по 12-балльной шкале. Строительство сооружений разрешается только в районах с интенсивностью сейсмического воздействия не более 9 баллов и, как исключение, на площадках с сейсмичностью более 9 баллов. При силе землетрясения менее 7 баллов основания можно проектировать без учета сейсмических воздействий.

Карты сейсмического районирования территории бывшего СССР приведены в приложении к СНиП II-7 — 81 «Строительство в сейсмических районах». Там же приводятся данные о повторяемости землетрясений, которые необходимо учитывать при проектировании. Сейсмичность определенной площадки строительства зависит как от сейсмичности района, в котором она находится, так и от вида и состояния слагающих ее грунтов (табл. 17.2).

Таблица 17.2. Сейсмичность строительной площадки

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

К первой категории относят: скальные грунты всех видов (в том числе вечномёрзлые и вечномёрзлые оттаявшие), невыветрелые и слабовыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные; выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные вечномёрзлые грунты при температуре -2°C и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу сохранения грунтов основания в мерзлом состоянии (принцип I).

Ко второй категории — скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые (кроме отнесенных к I категории); пески гравелистые крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ для супесей; вечномёрзлые нескальные грунты при температуре выше -2°C при строительстве и эксплуатации по принципу I.

К третьей категории — пески рыхлые независимо от крупно-

сти и влажности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, мелкие и пылеватые, не вошедшие во II категорию; глинистые грунты, также не вошедшие во II категорию; вечномёрзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу допущения оттаивания грунтов основания (принцип II).

При определенных условиях (неоднородный состав грунтов, особая ответственность сооружения и др.) сейсмичность площадки может быть повышена в соответствии с указанием СНиПа.

Основные положения расчета и проектирования сейсмостойких фундаментов. Сейсмостойкостью называется способность конструкции не разрушаться, не терять устойчивость формы и не опрокидываться при действии на эту конструкцию кроме обычных нагрузок инерционных (сейсмических) сил, возникающих при землетрясении.

Фундаменты в этих условиях играют двойную роль. Во-первых, они передают на сооружение колебания грунта, т. е. являются источником колебаний строительных конструкций, а возникающие при этом силы инерции и создают так называемую сейсмическую нагрузку. Во-вторых, фундаменты, являясь частью сооружения, должны воспринимать без разрушения сейсмическую нагрузку и передавать ее на основание, обеспечивая общую устойчивость и прочность системы «сооружение — основание».

В соответствии с этим СНиП 2.02.01 — 83 предусматривает, что проектирование оснований с учетом сейсмических воздействий должно выполняться на основе расчета по несущей способности на особое сочетание нагрузок и воздействий. Предварительные размеры фундаментов допускается определять расчетом основания по деформациям на основное сочетание нагрузок, предусмотренным главой «Основания зданий и сооружений» СНиП 2.02.01 — 83 без учета сейсмических воздействий.

Расчет по несущей способности оснований производится для обеспечения прочности скальных и устойчивости нескальных грунтов, а также для исключения сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Выполнение этого расчета обеспечивает сохранность строительных конструкций, выход которых из строя угрожает обрушением здания или его частей. В то же время допускаются повреждения элементов конструкций, не угрожающие безопасности людей и сохранности оборудования, поэтому деформации основания могут превышать предельные значения и при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий не рассчитываются.

Глубина заложения фундаментов при грунтах I и II категорий по сейсмическим свойствам принимается такой же, как и для несейсмических районов. При грунтах III категории рекомендуется принимать специальные меры для улучшения основания (водопонижение, искусственное упрочнение грунтов). Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) рекомендуется увеличивать глубину заложения фундаментов устройством подвальных этажей. При этом целесообразно располагать подвалы под всеми отсеками сооружения.

Следует иметь в виду, что площадки строительства с крутизной склонов более 15° , близостью плоскостей сбросов, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами, просадочностью грунтов, осыпями, обвалами, плывунами, оползнями, карстом, горными выработками, селями являются неблагоприятными в сейсмическом отношении. При необходимости строительства на таких площадках следует принимать дополнительные меры к укреплению грунтов и усилению конструкций сооружений.

При строительстве в сейсмических районах применяются как фундаменты на естественных основаниях, так и свайные фундаменты. Ниже рассматриваются основные положения расчета применительно к фундаментам на естественных основаниях.

Фундаменты неглубокого заложения. Расчет несущей способности основания фундамента неглубокого заложения производится исходя из условия

$$F \leq \frac{\gamma_{c, eq}}{\gamma_n} F_{u, eq}, \quad (17.22)$$

где F — вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании; $\gamma_{c, eq}$ — сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, причем для сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значение $\gamma_{c, eq}$ следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15 соответственно; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый в соответствии со СНиП 2.02.01 — 83 равным 1,2; 1,15; 1,10 для сооружений I, II и III классов; $F_{u, eq}$ — вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмическом воздействии.

Для ленточных фундаментов нагрузку и предельное сопротивление основания, как обычно, рассчитывают для единицы их длины ($l=1$).

Величину F определяют в соответствии с требованиями СНиП 2.02.07 — 85.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $F_{u, eq}$ определяют с учетом следующих предпосылок.

Считают, что при расчете несущей способности нескальных оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента (рис. 17.9) равны

$$p_0 = \xi_q \Phi_1 \gamma' d + \xi_c (\Phi_1 - 1) \frac{c}{\text{tg } \varphi}; \quad (17.23)$$

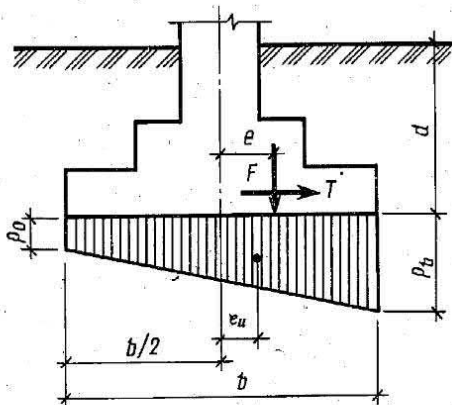


Рис. 17.9. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

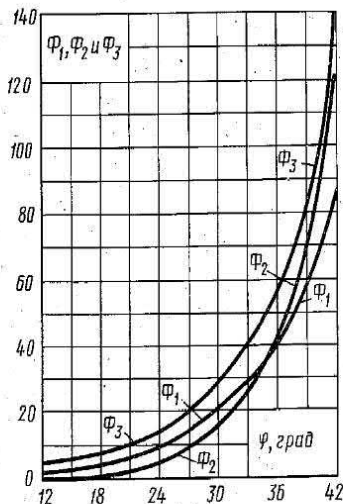


Рис. 17.10. Графики для определения коэффициентов несущей способности основания при сейсмическом воздействии

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma b (\Phi_2 - K_{eq} \Phi_3), \quad (17.24)$$

где ξ_q , ξ_c , ξ_γ — коэффициенты формы фундамента в плане, определяемые как

$$\xi_q = 1 + 1,5 \frac{b}{l}; \quad \xi_c = 1 + 0,33 \frac{b}{l}; \quad \xi_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b}{l} \quad (17.25)$$

(l — длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному); Φ_1 , Φ_2 , Φ_3 — коэффициенты несущей способности, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения φ , определяемые по графикам на рис. 17.10; γ' и γ — соответственно расчетные значения удельного веса слоев грунта выше и ниже подошвы фундамента; d — минимальная глубина заложения фундамента; c — расчетное значение удельного сцепления; K_{eq} — коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 при сейсмичности площадки строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. Если в формуле (17.24) $\Phi_2 < K_{eq} \Phi_3$, то следует принимать $p_b = p_0$.

Формулы (17.25) применимы при условии $1 \geq b/l \geq 0,2$. Если $b/l < 0,2$, то фундамент следует рассчитывать как ленточный, тогда $\xi_q = \xi_c = \xi_\gamma = 1$. При $b/l > 1$ применяют следующие значения коэффициентов: $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$; $\xi_\gamma = 0,75$, однако при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $F_{u, eq}$ определяют в зависимости от соотношения величин эксцентриситетов расчетной нагрузки e и эпюры предельного давления e_u (рис. 17.9):

$$\text{при } e \leq e_u \quad F_{u, eq} = 0,5bl(p_0 + p_b); \quad (17.26)$$

$$\text{при } e > e_u \quad F_{u, eq} = \frac{bp_b}{1 + 6e/b}. \quad (17.27)$$

В свою очередь, значения соответствующих эксцентриситетов рассчитывают по формулам

$$e = M/F; \quad (17.28)$$

$$e_u = \frac{b(p_b - p_0)}{6(p_b + p_0)}, \quad (17.29)$$

где F и M — вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок. Величины e и e_u рассматриваются с одинаковым знаком, так как при этом имеет место наиболее невыгодное для несущей способности основания сочетание действующих нагрузок.

При действии моментных нагрузок в двух направлениях расчет основания по несущей способности должен выполняться отдельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

При расчетах оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы фундамента от грунта, т. е. выход равнодействующей за пределы ядра сечения ($e > b/6$). При этом в плоскости действия момента требуется выполнение следующих условий: эксцентриситет расчетной нагрузки не должен превышать $\frac{1}{3}$ ширины фундамента, т. е. $e \leq b/3$; сила предельного сопротивления основания $F_{u, eq}$ должна вычисляться для условной ширины подошвы фундамента, равной размеру сжатой зоны $b_c = 1,5(b - 2e)$. Тогда максимальное краевое давление под подошвой фундамента с учетом его неполного опирания на грунт должно соответствовать условию

$$p_{\max} = \frac{2F}{3l(b/2 - e)} \leq p_b, \quad (17.30)$$

где $b/6 < e < b/3$; p_b определено по формуле (17.24), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c . Остальные обозначения те же. При этих условиях формула (17.27) приобретает вид

$$F_{u, eq} = 0,5b_c \rho_b.$$

(17.31)

Горизонтальная составляющая нагрузки учитывается лишь при проверке устойчивости зданий на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента, что почти всегда удовлетворяется. Проверка на сдвиг по подошве является обязательной при наличии действующих горизонтальных нагрузок в основном сочетании (подпорные стенки, глубокие подвалы и т. п.). В этом случае учитывается только трение подошвы фундамента о грунт, а коэффициент надежности γ_n в формуле (17.22) принимается равным 1.5.

■ **Пример 17.2.** При определении предварительных размеров ленточного фундамента на основное сочетание нагрузок была получена ширина подошвы фундамента $b=4,0$ м при глубине заложения $d=2,5$ м. Основанием служат пылеватые пески средней плотности, маловлажные, со следующими расчетными характеристиками: $\gamma=15,5$ кН/м³; $\varphi=25^\circ$; $c=5$ кПа; удельный вес насыпного грунта выше подошвы фундамента $\gamma'=12,5$ кН/м³. При особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия интенсивностью 8 баллов и повторяемостью землетрясений 2 на подошву фундамента действуют: вертикальная нагрузка $F=1030$ кН/м, горизонтальная нагрузка $T=125$ кН/м и момент $M=600$ кН·м. Требуется проверить принятые размеры фундамента и в случае необходимости определить новые.

По графикам на рис. 17.10 определяем $\Phi_1=10,0$; $\Phi_2=7,1$; $\Phi_3=15,0$; принимаем $K_{eq}=0,2$. Для ленточного фундамента $\xi_q=\xi_c=\xi_\gamma=1$. Определим по формулам (17.23) и (17.24) значения ординат эпюры предельного давления: $p_0=1 \cdot 10,0 \cdot 12,5 \cdot 2,5 + 1 \cdot (10,0-1) \cdot (5/0,47)=408,2$ кПа; $p_b=408,2 + 1 \cdot 15,5 \cdot 4,0 \cdot (7,1-0,2 \cdot 15)=662,2$ кПа.

Эксцентриситеты расчетной нагрузки и эпюры предельного давления на основании определяем по формулам (17.28) и (17.29):

$$e = \frac{600}{1300} = 0,58 \text{ м}; \quad e_u = \frac{4,0(662,2 - 408,2)}{(662,2 + 408,2)} = 0,16 \text{ м}.$$

Поскольку $e=0,58 < b/6=0,67$, подошва фундамента опирается на грунт полностью.

Так как $e > e_u$, предельное сопротивление основания определяют по формуле (17.27):

$$F_{u, eq} = \frac{4,0 \cdot 1 \cdot 662,2}{1 + 6 \frac{0,68}{4,0}} = 1311,2 \text{ кН/м}.$$

Принимая $\gamma_c, eq=0,8$; $\gamma_n=1,2$, по формуле (17.22) получим

$$F = 1030 > \frac{0,8 \cdot 1311,2}{1,2} = 874,1 \text{ кН/м}.$$

Таким образом, при ширине фундамента $b=4,0$ м несущая способность основания при сейсмическом воздействии не обеспечена. Требуется увеличить ширину фундамента. Повторяем тот же расчет при $b=4,5$ м. В конечном счете получаем

$$F = 1030 < \frac{0,8 \cdot 1635,5}{1,2} = 1090 \text{ кН/м}.$$

Следовательно, при заданных условиях ширина фундамента $b=4,5$ м обеспечивает достаточную надежность основания по несущей способности.

Проверка на сдвиг фундамента по подошве в соответствии с общими требованиями при $\gamma_n = 1,5$ для данного случая будет иметь вид

$$T = 125 \leq \frac{\gamma_c \cdot \sigma_q}{\gamma_n} F \operatorname{tg} \varphi = \frac{0,8}{1,5} 1030 \cdot 0,47 = 258,2 \text{ кН/м.}$$

Поскольку $T = 125 < 258,2$ кН/м, устойчивость фундамента на сдвиг обеспечена.

Свайные фундаменты. Область применения свайных фундаментов в сейсмических районах в основном та же, что и в обычных условиях. При проектировании фундаментов нижние концы свай следует опирать на скальные и крупнообломочные грунты, плотные и средней плотности песчаные грунты, твердые, полутвердые и тугопластичные глинистые грунты. Опираие нижних концов свай на рыхлые водонасыщенные пески, глинистые грунты мягкопластичной, текучепластичной и текучей консистенции не допускается.

Заглубление свай в грунт должно быть не менее 4 м, за исключением случаев их опирания на скальные грунты.

Набивные сваи в сейсмических районах устраивают в маловлажных глинистых грунтах при диаметре свай не менее 40 см и отношении их длины к диаметру не более 25. При этом необходимо вести строгий контроль за качеством изготовления свай. Армирование набивных свай является обязательным условием их применения.

Свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям первой группы на особое сочетание нагрузок. Однако определение несущей способности сваи на вертикальную нагрузку должно учитывать сложные процессы, возникающие на контакте между сваем и грунтом при воздействии сейсмического импульса. Из-за совпадения колебаний грунта и сооружения на некотором расстоянии от подошвы ростверка между сваем и грунтом возникает зазор, снижающий несущую способность сваи. На оставшейся длине сваи вследствие прохождения сейсмических волн происходит уменьшение сил трения грунта по боковой поверхности. Уменьшается также и лобовое сопротивление грунта под острием сваи, поэтому несущая способность свайного фундамента при учете сейсмического воздействия может оказаться значительно меньше, чем при статических нагрузках.

Кроме того, производится обязательный расчет сваи на горизонтальную составляющую сейсмической нагрузки. Соответствующие методики расчета приведены в главе СНиП 2.02.03 — 85 «Свайные фундаменты».

Особенности конструирования сейсмостойких фундаментов. Основные требования к конструированию фундаментов в сейсмических районах заключаются в применении мероприятий, повышающих жесткость сооружений. Поскольку столбчатые фундаменты обладают меньшей устойчивостью, для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) целесообразно применять ленточные, перекрестные и сплошные плитные фундаменты. Стыки перекрестных фундамен-

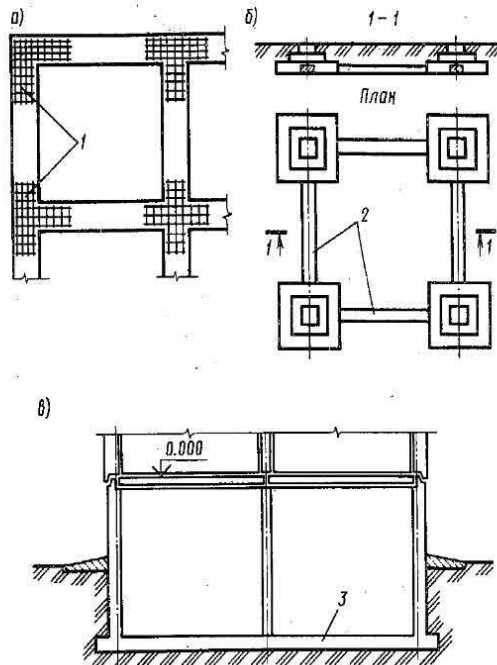


Рис. 17.11. Конструкции фундаментов при сейсмических воздействиях:

a — план ленточного фундамента; *б* — план и разрез столбчатых фундаментов; *в* — подвальная часть здания с плитным фундаментом; 1 — арматурные сетки; 2 — фундаментные балки; 3 — плита из монолитного железобетона

ряду, а также во всех углах и пересечениях. Глубина перевязки блоков принимается не менее $\frac{1}{3}$ их высоты. Все вертикальные и горизонтальные швы необходимо тщательно заполнять раствором марки не ниже 25. В зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов углы и пересечения стен должны быть усилены путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток.

По верху сборных ленточных фундаментов и фундаментных плит следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм с продольной арматурой диаметром 10 мм в количестве, зависящем от расчетной сейсмичности. Через 300...400 мм продольные стержни должны быть связаны поперечными диаметром 6 мм.

В последние годы разработаны принципиально новые решения активной сейсмозащиты зданий и сооружений (В. С. Поляков и др., 1988). Одно из таких решений — сейсмоизолирующий скользящий пояс — заключается в устройстве специальных опор между фундаментом здания и сооружением с низким коэффициентом трения.

тов обязательно усиливаются арматурными сетками (рис. 17.11, *a*). Если отдельные фундаменты колонн каркасных зданий не могут воспринимать сдвигающие усилия от действия сейсмических нагрузок, их следует соединять с соседними железобетонными фундаментными балками (рис. 17.11, *б*).

Конструкции фундаментов стен подвалов и подземных частей зданий высотой до 9 этажей включительно могут выполняться как в сборном варианте, так и в монолитном железобетоне. В зданиях выше 9 этажей следует предусматривать монолитный вариант подземной части (рис. 17.11, *в*).

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна выполняться перевязка кладки в каждом

При превышении инерционными силами определенного уровня здание начинает проскальзывать относительно фундамента. Это приводит к снижению сейсмических нагрузок на сооружение. Другое решение предусматривает применение специальных гасителей колебания, позволяющих существенно снизить сейсмические нагрузки на сооружение.

Глава 18

РЕКОНСТРУКЦИЯ И РЕМОНТ ФУНДАМЕНТОВ, УКРЕПЛЕНИЕ ИХ ОСНОВАНИЙ, СТРОИТЕЛЬСТВО В УСЛОВИЯХ СТЕСНЕННОЙ ЗАСТРОЙКИ И РАЗВИТИЕ ТЕРРИТОРИИ ГОРОДОВ

18.1. Особенности строительства в условиях реконструкции и стесненной застройки

Огромные масштабы строительства в нашей стране вызывают постоянное расширение застраиваемых территорий. По данным А. П. Борисова и др. (1981), для строительства в среднем ежегодно отводится более 1 млн. га новых земель. Еще акад. С. Г. Струмилин указывал, что при подобных темпах развития площадь изымаемых для строительства земель к 2000 г. может составить около 10% всей территории страны, что приведет к тяжелым экологическим последствиям.

Учитывая это, в последние годы разрабатываются принципиально новые тенденции в современной строительной политике. В частности, особое внимание уделяется развитию и совершенствованию жилищно-гражданского строительства, а также реконструкции действующих промышленных предприятий.

Важным направлением градостроительства сейчас является повышение этажности и плотности застройки. Вместо отдельно стоящих зданий (свободная планировка кварталов) стали применяться сплошные комплексы протяженных зданий разной этажности, возводимых в разное время. Все большее внимание уделяется сохранению и реконструкции зданий старой постройки, особенно памятников архитектуры, строительству заглубленных и подземных сооружений разного назначения, которые нередко возводятся после завершения строительства зданий. Так, по данным института «Ленгипрогор», разработанного генеральные планы развития 75 городов, плотность жилого фонда в м³ на 1 га территории жилых кварталов должна возрасти более чем в два раза.

Развитие городов (освоение присоединяемых территорий) осуществляется в настоящее время за счет использования неудобных или считавшихся ранее непригодными для строительства земель.

Реконструкция промышленных предприятий включает в себя также уплотнение застройки промышленной зоны, установку нового оборудования, что зачастую требует усиления существующих или устройства новых фундаментов, подземных коммуникаций и т. п.

Все эти проблемы неразрывно связаны с новыми решениями в фундаментостроении, причем масштаб этих решений резко возрастает. В. А. Ильичев (1987) отмечает, что уже в ближайший период около $\frac{1}{4}$ строительства фундаментов будет осуществляться в особых условиях реконструкции.

Основными факторами, которые должны приниматься во внимание при составлении и обосновании подобных проектов, являются следующие.

Изменение схемы здания, увеличение нагрузок на фундаменты. Реконструкция и капитальный ремонт зданий и сооружений производятся с целью устранения их физического и морального износа и обеспечения возможности расширения или выполнения дополнительного функционального назначения.

Обычно это сопровождается усилением или заменой конструктивных элементов здания, часто его надстройкой (увеличением этажности), внутренней перепланировкой и переоборудованием. В конечном счете это приводит к увеличению первоначальной массы здания на 30...50%, т. е. к возрастанию нагрузок на существующие фундаменты и к устройству новых фундаментов.

Одной из важнейших задач подготовки проекта реконструкции или капитального ремонта здания является детальная оценка изменения его конструктивной схемы в увязке с существующим исполнением фундаментов, а также определение новых нагрузок на существующие и дополнительно проектируемые фундаменты. При этом необходимо иметь в виду, что если здание или сооружение имеет трещины и другие дефекты, увеличивать нагрузки на них можно только после усиления конструкции самого здания.

Состояние фундаментов. Обычная городская застройка, а иногда и промышленные предприятия характеризуются наличием зданий и сооружений, возраст которых может различаться десятилетиями и даже столетиями. Естественно, что конструкции и материалы фундаментов таких зданий, а также степень их износа могут существенно отличаться. Обследовав 655 зданий, построенных в период XVIII — XX вв., С. Н. Сотников выделил 18 различных по характеру типов конструкций фундаментов, как правило ленточных, основными материалами которых являлись валунная, бутовая или кирпичная кладка на известковом растворе, иногда подстилаемая песчаной подготовкой или деревянными лежнями или служащая ростверком для деревянных свай. Степень износа фундаментов оказалась различна и не всегда соответствовала возрасту зданий.

Массовое применение бетонных и железобетонных фундаментов началось только с первой четверти XX в.

Многочисленные исследования показывают, что износ фундаментов обуславливается двумя группами причин: *физико-механическими*, которые являются результатом взаимодействия фундамента с окружающей средой (гниение деревянных элементов фундаментов, выщелачивание вяжущего, разрушение кладки в агрессивной среде, коррозия арматуры и т. п.); *механическими*, вызванными неравномерными деформациями основания и различными внешними воздействиями (земляные работы вблизи здания, необоснованное увеличение нагрузок, динамическое воздействие транспорта и строительных механизмов и т. д.). Характерными видами разрушения здесь являются расслоение кладки и выкрашивание раствора из швов, трещины в бетонных и железобетонных фундаментах, приводящие к потере не только прочности, но и жесткости фундаментов.

При составлении проекта реконструкции здания необходимо тщательное обследование состояния фундаментов. С этой целью из шурфов производятся визуальный осмотр, обмер и описание фундаментов, включая подошву; оценка состояния материала фундамента механическими или геофизическими методами; лабораторные испытания образцов, отобранных из фундаментов. Важную роль при этом имеет и оценка гидроизоляции фундаментов, особенно при наличии подвальных помещений. Проект реконструкции обязательно должен содержать проверку прочности существующих и проектирование усиленных фундаментов.

Изменение свойств грунтов основания. За время эксплуатации здания, подлежащего реконструкции или капитальному ремонту, возможно изменение гидрогеологической обстановки в пределах активной зоны основания сооружения (изменение уровня подземных вод, их агрессивности, загрязнение грунтовых вод технологическими отходами предприятия и т. п.). Поэтому исследования грунтов оснований реконструируемых зданий следует выполнять, так же как при новом проектировании, в соответствии с действующими нормативными документами. Если при реконструкции предусматривается уширение фундаментов или изменение их конструкции (например, переход к свайным фундаментам), это должно быть учтено при назначении толщи исследуемого основания.

Следует стремиться к сопоставлению данных изысканий для реконструкции с архивными материалами первичных изысканий. Во многих случаях, особенно если гидрогеологическая обстановка не претерпела значительных изменений, это позволяет ограничить объем дополнительных изысканий, а иногда даже использовать имеющиеся резервы несущей способности оснований.

Проект реконструкции здания должен включать расчет оснований по предельным состояниям. При этом необходимо обращать внимание на возможное увеличение мощности активной зоны, особенно при наличии в ее пределах слоев слабых подстилающих грунтов.

Развитие недопустимых перемещений. Общие или местные недопустимые деформации зданий могут возникать, как правило, по следующим причинам: а) если в процессе эксплуатации здания произошло значительное ухудшение свойств грунтов основания, не предусмотренное проектом (сильное увлажнение глинистых грунтов, замачивание лессовых или оттаивание мерзлых грунтов, резкое повышение уровня подземных вод, технологическое загрязнение основания и т. п.); б) в результате ошибок изыскателей, проектировщиков или строителей (неправильные данные изысканий, переоценка несущей способности оснований, значительное нарушение природной структуры верхних слоев грунта при разработке котлована и т. п.).

В этих случаях в здании могут возникнуть недопустимые деформации, что потребует проведения капитального ремонта и, как правило, усиления фундамента и укрепления основания. Известны случаи, когда недопустимые деформации приводили к необходимости разборки зданий.

Проведение строительных работ вблизи существующих зданий. Работы по реконструкции и ремонту зданий и сооружений, а также строительство новых объектов часто производятся в пределах уже застроенных территорий непосредственно в примыкании к существующим зданиям. Несоблюдение жестких требований к правилам проведения строительных работ в таких условиях приводит к недопустимым деформациям и даже авариям зданий, требующим больших затрат на капитальный и восстановительный ремонт.

Наиболее опасными видами работ здесь являются: а) разработка вблизи существующих зданий котлованов и траншей, особенно с применением водопонижения, прокладка подземных коммуникаций и транспортных тоннелей; б) строительство вблизи существующего новых зданий, вызывающих дополнительные напряжения в активной зоне фундаментов существующего здания; в) динамические нагрузки на основание существующего здания от погружения вблизи него пшунта или свай.

18.2. Проектирование оснований и фундаментов реконструируемых зданий

Работы по проектированию оснований и фундаментов реконструируемых зданий обычно выполняются в следующем порядке:

- 1) анализируются материалы технического заключения по состоянию фундаментов и инженерно-геологическому обследованию основания. При наличии в конструкциях здания и фундаментов разрушений, трещин или при необходимости их усиления указываются причины деформаций и рекомендуемые способы укрепления;
- 2) проводится освидетельствование здания и устанавливается его конструктивная схема. Определяются действующие и проектируемые нагрузки;
- 3) выполняются расчеты и конструирование усиления фундамен-

тов и укрепления оснований, если в этом возникает необходимость.

Принципы расчетов существующих и дополнительно возводимых фундаментов во многом различны. Для существующих фундаментов после сбора нагрузок с учетом реконструкции вычисляют напряжения на контакте стены или колонны с верхним обрезом фундамента и в уровне подошвы фундамента. Затем по обычной схеме проверяют прочность материала фундамента и стен (или колонн) на местное смятие, а также прочность грунта в уровне подошвы фундамента из условий непревышения фактического давления на грунты над расчетным сопротивлением по СНиПу. В зависимости от результатов проверки принимается решение о необходимости усиления конструкции фундаментов, изменения их вида и размеров, укрепления грунтов основания.

При проектировании новых фундаментов глубину их заложения выбирают с учетом заложения существующих фундаментов. При необходимости учитывается взаимное влияние существующих и новых фундаментов. Размеры фундаментов определяются с учетом действующих нагрузок и свойств оснований.

Проводятся расчеты существующих и новых фундаментов по предельным состояниям, причем неравномерность деформаций новых и существующих фундаментов, рассчитанных на воздействие дополнительных нагрузок, не должна превышать допустимые СНиПом величины.

Проверка несущей способности оснований реконструируемых зданий. При необходимости увеличения нагрузок на основание существующих фундаментов расчетное сопротивление грунта должно назначаться с учетом фактического значения его характеристик как под подошвой фундаментов, так и в пределах активной зоны. Опыт показывает, что длительная эксплуатация построенных зданий, как правило, приводит к увеличению несущей способности грунтов основания по сравнению с принятой при первоначальном проектировании. Это объясняется тем, что для ряда разновидностей грунтов расчетные сопротивления, рекомендуемые нормами разных лет, постоянно повышались. Так, значения R_0 для песчаных грунтов приведены в табл. 18.1. С другой стороны, это вызывается некото-

Таблица 18.1. Значения R_0 (МПа) по нормам разных лет

Песок	1932 г		1938 — 1962 гг.		1974 — 1983 гг.	
	плотные	средней плотности	плотные	средней плотности	плотные	средней плотности
Средней крупности	0,3...0,15	0,225...0,1	0,35	0,25	0,5	0,4
Мелкий маловлажный						
Мелкий влажный						
и насыщенный водой	0,1	0,05	0,25	0,15	0,3	0,2

рым уменьшением коэффициента пористости и увеличением удельного сцепления и модуля деформации как из-за уплотнения грунтов при осадке здания, так и за счет развития физико-химических процессов на контактах твердых частиц грунта.

С учетом этих факторов П. А. Коновалов (1988) рекомендует определять допустимые давления на грунты основания существующих фундаментов после реконструкции и увеличения нагрузки по формуле

$$p \leq R' = Rmk, \quad (18.1)$$

где R' — новое значение расчетного сопротивления грунта; R — расчетное сопротивление, найденное по формуле СНиП 2.02.01 — 83; m — коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов основания под подошвой фундаментов за период эксплуатации здания после завершения консолидации осадок; k — коэффициент, определяемый отношением расчетной осадки s_R к предельно допустимой осадке s_u . Коэффициент m зависит от отношения давления на основание до надстройки p_0 к расчетному давлению R . При $p_0/R > 0,8$ $m = 1,3$; при $p_0/R = 0,8 \dots 0,7$ $m = 1,15$; при $p_0/R < 0,7$ $m = 1$. Коэффициент k для различных видов грунтов определяется согласно следующим данным:

Пески:	Значения k
крупные и средней крупности	1,4
мелкие	1,2
пылеватые	1,1
Глинистые грунты:	
$I_L \leq 0$	1,2
$I_L \leq 0,5$	1,1

Указанные значения k действительны при $s_R/s_u = 0,2$; при $s_R/s_u = 0,7$ коэффициент $k = 1$. Для промежуточных значений k принимают по интерполяции.

■ **Пример.** Определить необходимость уширения ленточного фундамента глубиной заложения $d = 1,6$ м, шириной $b = 1,4$ м, спроектированного по нормам 1962 г. под 4-этажное кирпичное здание при надстройке его в 1993 г. до 6 этажей. В пределах активной толщи основания залегают пески мелкие, влажные, средней плотности. По нормам 1962 г. им соответствует $R = 150$ кПа (табл. 18.1).

Нагрузки на 1 м фундамента существующего здания составляют: постоянные $N^p = 167,5$ кН, временные $N^v = 13,8$ кН, от фундамента и грунта на обрезах $N_\phi = 21,1$ кН. Среднее давление под подошвой существующего здания $p_0 = 144$ кПа. Расчетная осадка $s_R = 4,5$ см; предельная осадка $s_u = 10$ см.

Определим увеличение нагрузки на 1 м фундамента от надстраиваемых двух этажей: постоянная $N^p = 65$ кН, временная $N^v = 4,5$ кН. Тогда общая нагрузка на 1 м фундамента после реконструкции составит $\Sigma N = 271,9$ кН.

Определим по формуле (18.1) допустимое давление на грунты основания реконструируемого здания (для простоты возьмем значение $R = 200$ кПа из табл. 18.1, соответствующее нормам 1983 г.). Так как $p_0/R = 144/200 = 0,72$, то $m = 1,15$. Отношение $s_R/s_u = 4,5/10 = 0,45$, тогда по интерполяции $k = 1,1$. Следовательно,

$$R' = Rmk = 200 \cdot 1,15 \cdot 1,1 = 253 \text{ кПа.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента после реконструкции составит

$$p = \Sigma N/b = 271,9/1,4 = 194 \text{ кПа} < R' = 253 \text{ кПа.}$$

Таким образом, уширение фундамента из условия $p \leq R'$ при надстройке здания не требуется.

Реконструкция, ремонт и усиление фундаментов. Если реконструируемое или ремонтируемое здание имеет трещины и другие дефекты, вызванные неравномерными деформациями, то, как правило, эти дефекты распространяются и на фундаменты. В таком случае проект реконструкции должен предусматривать совместный ремонт как конструкций, так и фундаментов здания. При проектировании ремонта деформируемых стен следует предусматривать возможность частичной разгрузки поврежденных участков путем передачи нагрузки на соседние элементы фундаментов. В этом и других случаях (увеличение нагрузок, надстройка здания и т. п.) может оказаться, что прочность существующих фундаментов недостаточна или давление под подошвой фундамента превышает расчетное сопротивление, определяемое по формуле (18.1). Тогда приходится прибегать к следующим мероприятиям: укрепление кладки фундамента; уширение фундамента; устройство промежуточных и выносных опор; постановка фундамента на сваи.

Указанные выше работы, как правило, связаны с необходимостью вскрытия фундамента, трудоемкие, дорогостоящие и требуют тщательного соблюдения техники безопасности. Не следует отрывать сплошную траншею на всю длину ремонтируемого фундамента, так как это может привести к выпору грунта из-под его подошвы и развитию значительных местных деформаций. Обычно в зависимости от гидрогеологических условий ремонтируемый участок фундамента разбивают на захватки длиной 1,5...2,5 м, где отрывается на всю глубину заложения фундамента траншея шириной 1,2...2 м. Стенки траншеи подлежат обязательному креплению. Стена или колонна в пределах укрепляемого участка при необходимости закрепляется подкосами. По окончании работ траншею засыпают, а грунт обратной засыпки плотно утрамбовывают.

Укрепление кладки фундамента. Если прочность материала бутового, бетонного или железобетонного фундамента недостаточна или имеются отдельные повреждения, часто применяют укрепление цементацией (рис. 18.1, а). Для этого в теле фундамента пробуриваются отверстия для установки инъекторов, через которые под давлением 0,2...0,6 МН/м² нагнетают цементный раствор с водоцементным отношением 1:1. Обычно зона закрепления составляет объем диаметром 0,6...1,2 м вокруг инъектора. Из этих условий исходят при определении расстановки инъекторов. Средний расход цементного раствора при закреплении фундамента составляет порядка 25...35% объема ослабленной кладки.

При значительном ослаблении нижней части фундамента агрессивными водами, гниением древесины или по другим причинам

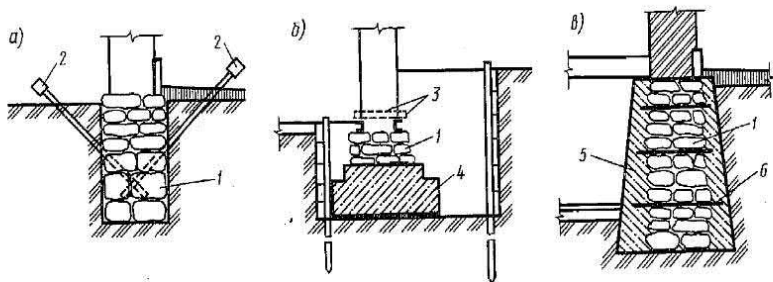


Рис. 18.1. Укрепление кладки фундамента:

а — цементацией; *б* — заменой слабого участка; *в* — обоймой; *1* — старая кладка фундамента; *2* — инъекторы; *3* — металлические подкрепляющие балки; *4* — вновь возводимая часть фундамента; *5* — бетонная обойма; *6* — анкерующие стержни

производят ее замену бетонным или железобетонным элементом (рис. 18.1, б). При этом на период ремонтных работ нагрузку от надфундаментного строения передают на соседние участки через металлические подкрепляющие балки. Подобную схему применяют и при увеличении глубины заложения фундаментов.

Распространенным способом укрепления фундамента является устройство бетонной (рис. 18.1, в) или железобетонной обоймы. Минимальная толщина бетонной обоймы 10...15 см, железобетонной — не менее 15 см. Взятие фундамента в обойму приводит также к некоторому увеличению ширины подошвы фундамента и соответственно уменьшению давления на основание. Иногда для этой цели специально увеличивают толщину обоймы, создавая двусторонние или односторонние (при внецентренной нагрузке) банкетки. Для того чтобы более полно включить в работу не обжатые ранее под упиряемой частью фундамента участки грунта, в него втрамбовывают 5...10-сантиметровый слой щебня или гравелистого песка.

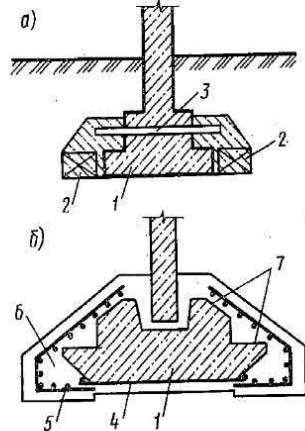
Бетонная обойма скрепляется с телом фундамента анкерными стержнями диаметром 20 мм, закладываемыми с расстоянием 1...1,5 м. Железобетонная обойма армируется сеткой и заделывается в теле фундамента с помощью анкеров или несущих балок. Конструкции различных типов таких фундаментов приведены в работах (Ройтман А. Г. и др., 1978; Коновалов П. А., 1988; Мальчинов и др., 1989).

Уширение фундамента, устройство промежуточных опор. Если расчетное сопротивление, определяемое по формуле (18.1), меньше среднего давления по подошве реконструируемого фундамента, устраивают его уширение с целью увеличения площади передачи давления на основание. Примеры таких конструктивных решений промышленных зданий приведены на рис. 18.2.

В случае рис. 18.2, а сборные дополнительные блоки омоноличиваются с существующим фундаментом с помощью распределитель-

Рис. 18.2. Увеличение опорной площади фундамента:

а — с помощью дополнительных блоков; б — омоноличивание фундамента; 1 — существующий фундамент; 2 — дополнительные блоки; 3 — распределительная балка; 4 — арматура существующего фундамента; 5 — новая арматура; 6 — новый бетон; 7 — поверхность выработки существующего фундамента



ной балки. Возможны три варианта работы такой конструкции (Е. А. Сорочан, 1986). Если произвести омоноличивание блоков без предварительного их задавливания в основание, то после нагружения фундамента дополнительной нагрузкой среднее давление под подошвой существовавшего ранее фундамента будет больше, чем под консолями, образованными дополнительными блоками, т. е. эпюра давлений будет приближаться к параболической. Если же вначале произвести вдавливание блоков нагрузкой, соответствующей среднему давлению под подошвой существующего фундамента, а затем омонолитить всю систему, эпюра давления под подошвой нового фундамента будет близка к прямоугольной. И наконец, если создать под подошвой блоков давление, значительно превышающее давление под подошвой существующего фундамента, то после омоноличивания системы и передачи на нее дополнительной нагрузки вид эпюры давлений будет близок к седлообразному.

При уширении фундамента по схеме, показанной на рис. 18.2, б, можно воспользоваться также повышением жесткости грунта под консолями за счет втрамбовывания в грунт гравия или гравелистого песка.

При реконструкции зданий, возведенных на неоднородном основании, сложенном слабыми грунтами, и при необходимости передачи больших дополнительных нагрузок, вызывающих опасность значительных неравномерных деформаций, эффективным решением является подводка под здание монолитной фундаментной плиты. На рис. 18.3 показан пример такого решения для здания, имевшего до реконструкции ленточные фундаменты. Фундаментную плиту целесообразно располагать на высоте $h = 75 \dots 80$ см от подошвы существующих фундаментов. Плита армируется по двум взаимно перпендикулярным направлениям. Толщина ее определяется расчетом и составляет не менее 25 см. Заделку в стены существующих

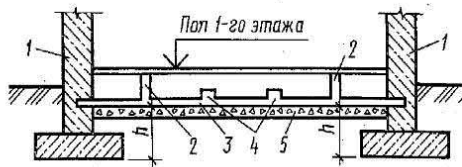


Рис. 18.3. Подводка под здание фундаментной плиты:

1 — существующие фундаменты; 2 — прогоны фундаментной плиты; 3 — ребристая железобетонная фундаментная плита; 4 — ребра жесткости; 5 — щебеночная подготовка

фундаментов выполняют на 35...40 см. Сечение прогонов обычно составляет 50 × 100 см, ребер — 30 × 40 см с шагом порядка 2,5 м.

Перед устройством фундаментной плиты под нее укладывается щебеночная подготовка общей толщиной 15...20 см с плотной послойной трамбовкой.

В ряде случаев в реконструируемых зданиях из условий новой планировки или для уменьшения нагрузок на существующие опоры устраивают промежуточные дополнительные опоры. Фундаменты таких опор выполняют как сборными, так и монолитными и проектируют в соответствии с действующими Нормами. Если эти опоры являются составными элементами новой конструкции здания, необходимо иметь в виду следующие условия. Во-первых, максимальные и средние абсолютные осадки новых опор не должны превышать допустимые Нормами; во-вторых, разность осадок соседних опор не должна превышать допустимого Нормами значения. При этом следует иметь в виду, что осадки существующих в здании опор уже стабилизировались или за счет дополнительной нагрузки будут иметь некоторую величину.

Постановка фундаментов на сваи. При необходимости передачи увеличивающихся на фундамент значительных нагрузок на нижние более прочные слои основания используют усиление фундамента подводкой свай. Несущую способность и число свай определяют расчетом. Недостаток этого решения заключается в сложности производства работ. Забивка свай при усилении фундаментов не применяется, так как возникающие при этом динамические воздействия могут оказать вредное влияние на реконструируемое здание. Иногда производят задавливание отдельными звеньями призматических свай до набора требуемой длины, упираясь домкратом в подошву вскрытого фундамента. Однако и такая схема является крайне трудоемкой и сложной в исполнении.

Наиболее часто для этих целей используют набивные сваи. Один из способов устройства заключается в том, что рядом с существующим фундаментом пробуриваются скважины, которые заполняют бетоном с последующим механическим или пневматическим уплотнением (рис. 18.4, а). Другим распространенным способом является устройство бурональекционных свай (рис. 18.4, б).

Несмотря на отмеченные выше сложности постановки фундаментов на сваи, очевидным достоинством этого конструктивного решения является возможность восприятия значительных горизон-

тальных и моментных нагрузок за счет увеличения расстояния между осями вертикальных свай или при использовании наклонных свай.

Укрепление оснований. Если задачи реконструкции не удается решить с помощью уширения фундаментов или при этом ожидается развитие чрезмерных деформаций, следует прибегнуть к укреплению грунтов основания. Перечень наиболее распространенных способов и условия их применения приведены в табл. 18.2.

Физико-механические и технологические особенности этих способов подробно рассмотрены в гл. 12. Однако при их использовании в целях укрепления оснований существующих зданий возникают некоторые дополнительные трудности, например давление цементации должно быть ограничено величинами, безопасными для состояния фундаментов и конструкций зданий.

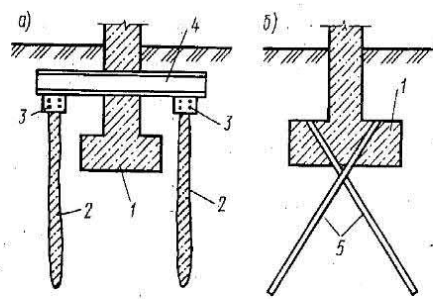


Рис. 18.4. Постановка фундаментов на сваи:

a — набивные сваи; *б* — буройнъекционные сваи; 1 — существующий фундамент; 2 — набивные сваи; 3 — ростверк; 4 — рандбалка; 5 — буройнъекционные сваи

Таблица 18.2. Способы укрепления грунтов основания фундаментов

Способы укрепления	Виды грунтов	Коэффициент фильтрации, м/сут
Цементация	Трещиноватые скальные	—
	и закарстованные грунты	80...500
	Крупнообломочные Песчаные	80...500
Силикатизация: двухрастворная однорастворная	Песчаные	2...80
	»	0,5...5,0
	Просадочные	Не менее 0,2
газовая	Песчаные	5...50
	Просадочные	Не менее 0,1
Электросиликатизация	Песчаные и глинистые	0,005...0,5
	Водонасыщенные глинистые	
Электрохимическое закрепление	и пылеватые грунты	$10^{-2} \dots 10^{-6}$
Смолизация	Песчаные	0,5...50
Термический	Просадочные, глинистые	При любом значении

Цементацию часто применяют для заполнения пустот и каверн в закарстованных основаниях. Известен случай закрепления закарстованных лёссов основания одной из АЭС, способствовавшего устранению фильтрационной неоднородности, снижению водопроницаемости и предотвращению развития суффозионных процессов в основании. Это позволило избежать развития опасных деформаций сооружения.

В крупнообломочных и песчаных грунтах цементация чаще применяется для создания водонепроницаемых завес, чем для повышения несущей способности основания. Известны случаи укрепительной цементации таких грунтов, когда под влиянием длительной фильтрации из-под фундаментов выносились мелкие частицы, создавая разуплотненное состояние основания.

Силикатизацию используют обычно для местного укрепления грунта под отдельными опорами. Иногда, при высокой ценности сооружения, применяют сплошную силикатизацию слабых грунтов или передают нагрузку от фундаментов на своеобразную подушку из закрепленного силикатизацией грунта. Подобное решение использовалось, например, при реконструкции Одесского театра оперы и балета. Следует отметить, что до настоящего времени стоимость работ по укреплению грунта силикатизацией еще достаточно высока.

Смолизация не нашла еще массового применения и обычно используется для особо важных зданий и сооружений. Так, укрепление песчаных оснований карбамидными смолами применялось при реконструкции театра оперы и балета в Санкт-Петербурге, Новолипецкого металлургического комбината, где этим способом было закреплено до 15 000 м³ грунта.

Резкое увеличение объемов реконструкции зданий и сооружений в предстоящие годы будет способствовать появлению новых и значительному удешевлению существующих способов закрепления грунтов оснований. Одним из таких способов является струйная технология для закрепления оснований и создания несущих конструкций в грунте, описанная в работе П. А. Коновалова (1988).

18.3. Возведение фундаментов вблизи существующих зданий

Возведение зданий вблизи или вплотную к уже существующим является значительно более сложной задачей, чем строительство отдельно стоящего дома. Опыт показывает, что пренебрежение особыми условиями такого строительства может приводить к появлению в кладке стен ранее построенных зданий трещин, перекосам проемов и лестничных маршей, к сдвигу плит перекрытий, т. е. к нарушению нормальных условий эксплуатации существующих зданий, а иногда даже к авариям. Особенно возрастает опасность подобных деформаций при строительстве на основаниях, сложенных слабыми грунтами.

С. Н. Сотников и др. (1986) приводят данные по обследованию в Санкт-Петербурге 128 домов, вблизи которых были построены новые здания. До 80% из них получили повреждения различной степени, вплоть до аварийных. Неповрежденными оказались в основном те дома, которые были выше новых, а чем выше были новые дома против существующих, тем значительно больше оказались

повреждения. Аналогичное положение отмечалось и в других городах страны, а также на ряде промышленных объектов.

Характерный пример, заимствованный из указанной выше работы, приведен на рис. 18.5. Здания I (шестиэтажное, постройки 1956 г.) и III (четырёхэтажное, постройки 1937 г.) находились в состоянии нормальной эксплуатации до начала строительства в 1972 г. 11-этажного кирпичного здания II. Проект возведения нового здания не содержал каких-либо мер, направленных на защиту конструкции существующих зданий. К 1983 г. осадка здания II превысила 20 см и стабилизация деформаций не наступила. Прогнозируемая осадка этого здания ожидается в 36 см.

Начальные повреждения зданий I и III появились еще в период строительства здания II, а при достижении дополнительной осадки вблизи линии примыкания 7...8 см эти здания пришли в аварийное состояние. В пределах участков B (рис. 18.5) образовались наклонные трещины с раскрытием более 10 см, произошел сдвиг перекрытий и лестничных маршей. На участках Г развились вертикальные трещины, которые прослеживались от карниза до фундамента. Это привело к необходимости капитального ремонта зданий и даже разборки и возведения вновь части здания III.

Дополнительная осадка фундаментов зданий I и III при строительстве нового распространялась на расстояние до 20 м. Чрезмерное ее значение вблизи примыкания и явилось основной причиной появления аварийного состояния. Как показывает анализ опыта строительства, именно этим и объясняется большинство повреждений зданий в подобных условиях.

Определение предельно допустимых дополнительных деформаций. Для обоснования проектирования зданий вблизи существующих Санкт-Петербургским архитектурно-строительным университетом разработана «Временная инструкция по устройству фундаментов вблизи существующих зданий» (ВСН 401-01 — 77). Основные положения проектирования сводятся к следующему. Кроме требования СНиП 2.02.01 — 83 по условию второй группы предельных состояний

$$s < s_u$$

необходимо удовлетворить также условие

$$s_{ad} \leq s_{ad, u} \quad (18.2)$$

где s_{ad} — дополнительная осадка от загрузки основания существующего здания проектируемым; $s_{ad, u}$ — предельно допустимое значение совместной дополнительной деформации здания (сооружения). При этом из-за различного развития осадок отдельно стоящего и примыкающих зданий $s_{ad, u}$ не равно s_u .

При прогнозе неравномерных деформаций используются следующие показатели (рис. 18.6);

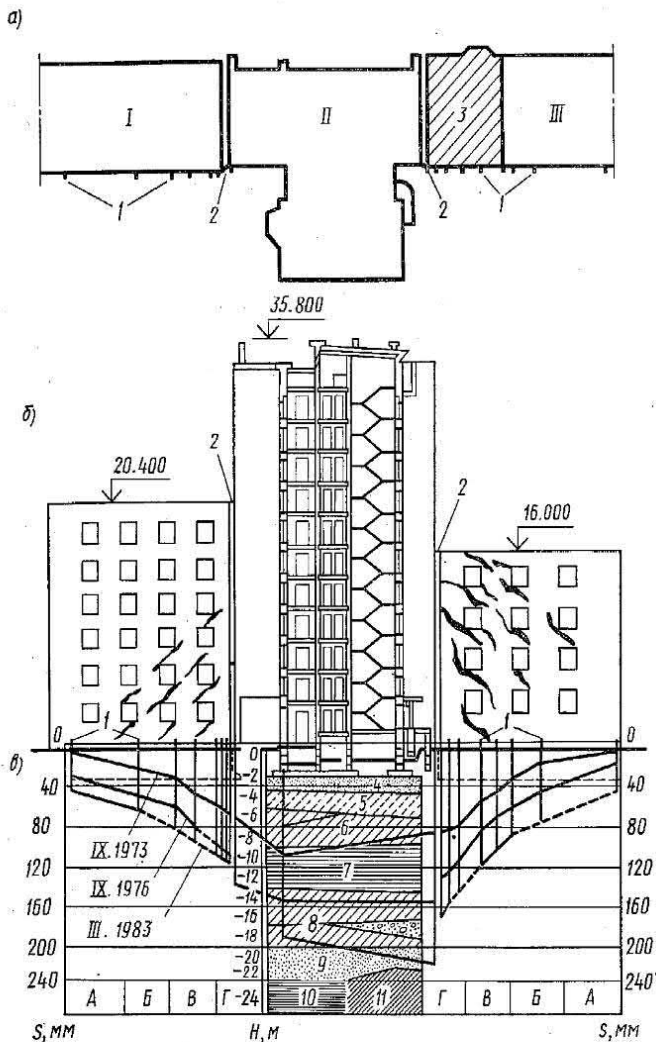


Рис. 18.5. Повреждения стен двух домов старой постройки, между которыми был возведен новый дом:

а — план участка; б — разрез нового здания и его основания; в — кривые измеренных осадок трех зданий (1973—83 гг.); I—III — номера зданий; 1 — деформационные марки; 2 — осадочные швы; 3 — участок четырехэтажного здания, разобранный и восстановленный в 1980 г.; 4 — песок пылеватый; 5 — супесь; 6 — суглинок ленточный; 7 — глина ленточная; 8 — суглинок; 9 — песок мелкий; 10 — глина моренная; 11 — суглинок моренный; А—Г — участки домов старой постройки, получившие повреждения различной степени развития

$s_{ad, a}$ — дополнительная осадка точки a на линии примыкания нового здания к существующему;

j_{ad} — дополнительный перекоп существующего здания на участке примыкания;

i_{ad} — дополнительный крен существующего здания в сторону нового.

Дополнительный перекоп определяют по формуле

$$j_{ad} = (s_{ad, a} - s_{ad, b}) / l, \quad (18.3)$$

где $s_{ad, b}$ — осадка дополнительной точки b существующего здания на расстоянии l от линии примыкания. Величина l назначается: для кирпичных и крупноблочных домов — как расстояние до ближайшего к примыканию проема; для зданий с поперечными несущими стенами — равной шагу этих стен; для каркасных зданий — шагу колонн.

Дополнительный крен равен

$$i_{ad} = (s_{ad, a} - s_{ad, n}) / L, \quad (18.4)$$

где $s_{ad, n}$ — дополнительная осадка противоположной грани здания для относительно узких зданий (или блоков); L — ширина здания (или блока); для протяженных зданий L — расстояние, где $s_{ad, n}$ практически равно нулю.

Предельные значения дополнительных деформаций рекомендуются устанавливать по данным табл. 18.3.

Поскольку опасность дополнительных деформаций зависит от состояния существующих зданий, в табл. 18.3 введено понятие категории состояния здания, определяемое по данным табл. 18.4.

При использовании данных табл. 18.3 рекомендуется различать следующие случаи:

$s \leq s_u, s_{ad} \leq s_{ad, u}$ — ожидаемые осадки проектируемого и существующего зданий меньше допустимых — достаточно применения простейших мероприятий, в частности устройства осадочных швов;

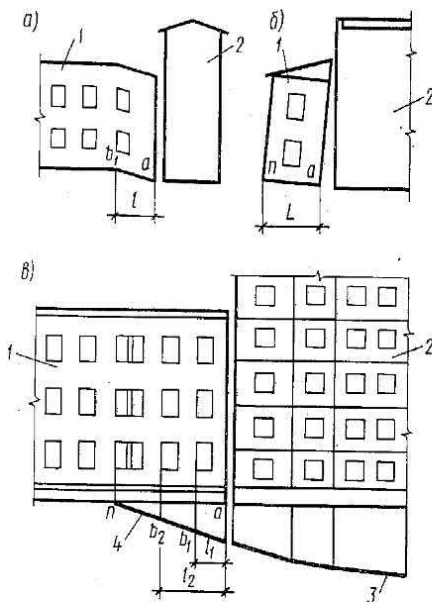


Рис. 18.6. Схема к определению крена здания и перекопа его конструкций в результате развития дополнительной осадки:

a — перекоп конструкций здания; b — крен относительно узкого здания; b — эпюра осадки продольной стены нового здания и дополнительной осадки существующего здания; 1 — существующее здание; 2 — возводимое (новое) здание; 3 — кривая осадки нового здания; 4 — кривая дополнительной осадки нового здания

Таблица 18.3. Предельные значения дополнительных деформаций

Здания	Категория состояния (по табл. 18.4)	Предельные дополнительные деформации зданий		
		наибольшая осадка $s_{ad, u}$ см	перекос $j_{ad, u}$	крен $i_{ad, u}$
Бескаркасные со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0015	0,002
	III	2	0,0010	0,002
То же, с армированием или железобетонными поясами	I	6	0,0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Бескаркасные со стенами из крупных панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002

$s \leq s_u, s_{ad} > s_{ad, u}$ — ожидаемые осадки проектируемого здания меньше допустимых, но дополнительная осадка существующего здания превышает допустимую — необходимо применение специальных мероприятий, рассмотренных ниже (устройство фундаментов с консолями, разделительный шпунт и т. п.);

$s > s_u, s_{ad} > s_{ad, u}$ — строительство не может быть разрешено; для возведения нового здания необходимо использовать другие типы фундаментов, обеспечивающих уменьшение осадок до допустимых значений.

Таблица 18.4. Категории состояния зданий

Категория повреждения	Вид повреждения			Износ конструкции, %
	весущих стен, столбов, колонн, фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
Нулевая	Трещин нет	Трещин нет	Сдвигов и трещин нет	До 5
Первая	Наклонные и вертикальные трещины в межколонных поясах и перемычках с раскрытием до 1 мм	Трещины в кладке и швах между панелями с раскрытием до 1 мм	Повреждений и сдвигов нет	До 20
Вторая	То же, до 5 мм	То же, до 5 мм	Трещины в сопряжениях конструкций и сдвиги в заделке	До 40
Третья	Сквозные горизонтальные и вертикальные трещины, вывалы кладки	Трещины с раскрытием более 5 мм, сдвиги панелей	Трещины и сдвиги в сопряжениях, разрыв анкеров	Свыше 40

Примечание. Процент физического износа конструкций зданий определяется в соответствии с «Методикой физического износа гражданских зданий» (М., 1970) и «Методикой обследования и проектирования оснований и надстройки зданий» (М., 1972).

Приведенные выше рекомендации не охватывают всего многообразия случаев строительства новых зданий вблизи существующих, поэтому ниже рассматриваются некоторые характерные ситуации, которые всегда должны приниматься во внимание в процессе проектирования и строительства.

Деформации зданий при проведении рядом с ними строительных работ. При разработке котлована для строительства нового здания рядом с существующим кроме обычных требований, изложенных в гл. 14, необходимо иметь в виду следующее.

Если здание возводится вплотную к существующему при той же глубине заложения фундамента, категорически запрещается разрабатывать котлован вплоть до стенки существующего фундамента без проведения защитных мероприятий. В противном случае возникает опасность выпора или выдавливания грунта из-под подошвы существующего фундамента в котлован, что может привести к недопустимой осадке фундамента и перекосу конструкции здания вплоть до возникновения аварийной ситуации.

Отрывку котлована вдоль существующего здания производят отдельными захватками по 3...4 м по длине примыкания к существующему зданию. Переходить к соседним захваткам можно только после устройства фундаментов нового здания в пределах уже разработанной захватки.

Если глубина заложения фундамента нового здания больше уже существующего, что допускается лишь в исключительных случаях, до начала разработки котлована необходимо устройство шпунтового ограждения по линии примыкания к существующему зданию. В случае водонасыщенных грунтов шпунт должен быть заглублен в подстилающий водоупор или при отсутствии водоупора его длина должна обеспечивать отсутствие движения грунтовой массы из-под фундамента в котлован, что определяется специальным расчетом. Необходимы также проверка устойчивости шпунтового ограждения и недопущение горизонтального смещения верхней части шпунтовой стенки в сторону котлована. Если грунты основания способны к уплотнению при динамических нагрузках (рыхлые пески и супеси, водонасыщенные грунты и т. п.), то погружение шпунта следует осуществлять методом вдавливания.

Следует с осторожностью относиться к проведению водопонижения вблизи существующих зданий, так как значительное снижение уровня подземных вод в основании этих зданий может привести к их дополнительным неравномерным осадкам.

Учет сложившихся условий при строительстве новых зданий. При реконструкции городской застройки приходится встречаться со случаями возведения новых зданий на площадках, часть которых была ранее застроена уже снесенными зданиями или образована насыпным грунтом, свалкой и т. п. В этих случаях необходимы детальное инженерно-геологическое обследование пятна застройки, выявление площадной неоднородности основания и принятие такого решения

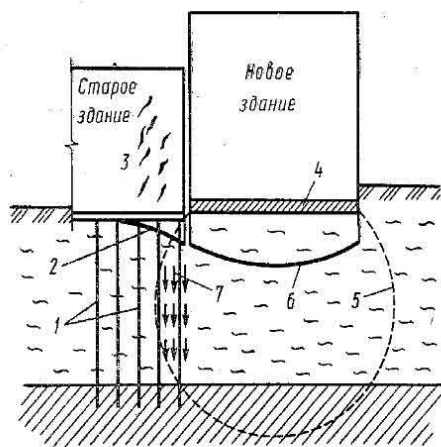


Рис. 18.7. Строительство нового здания с другим типом фундамента:

1 — сваи; 2 — граница зоны разуплотнения грунта под старым зданием; 3 — зона трещин; 4 — плита; 5 — граница области дополнительных вертикальных напряжений от строительства нового здания; 6 — кривая осадок нового здания; 7 — дополнительная нагрузка на сваи за счет отрицательного трения

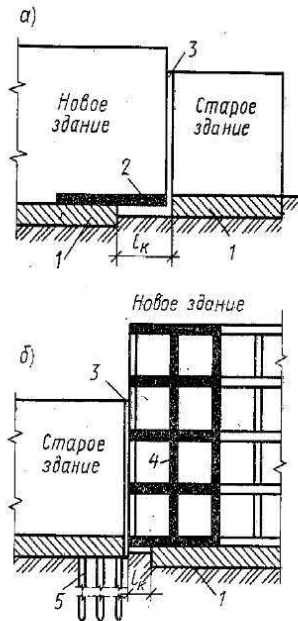


Рис. 18.8. Применение фундаментов с консолями:

а — примыкание нового здания с фундаментом и консолью; б — примыкание с консолью пространственной конструкции; 1 — фундамент; 2 — консоль; 3 — осадочный шов; 4 — консольная пространственная конструкция; 5 — свайный фундамент

фундаментов, которое не допустило бы неравномерных деформаций здания.

Следует стремиться к использованию однотипных фундаментов существующих и новых зданий. Однако это не всегда оказывается возможно. В случае разных конструкций фундаментов необходимо проводить дополнительные проверочные расчеты для обеспечения нормальной эксплуатации существующих зданий. В качестве примера на рис. 18.7 показан случай строительства нового здания на фундаментной плите вблизи старого здания на свайном фундаменте. В результате осадок построенного здания в некоторой части под ростверком старого здания может возникнуть зона разуплотнения грунта, уменьшающая первоначальную несущую способность свай. Кроме того, дополнительные напряжения, возникшие в основании от массы нового здания, приведут к дополнительной нагрузке (отрицательное трение) на крайние ряды свай. Следствием этого может явиться дополнительная неравномерная осадка старого здания с повреждением его конструкции.

К подобным условиям может привести также планировка подсышкой территории возле здания, построенного на сваях, что вызывает увеличение нагрузки за счет отрицательного трения в фундаментах крайнего ряда.

Конструктивные решения при возведении фундаментов вблизи существующих зданий. Основная опасность для существующих зданий при строительстве новых связана с развитием дополнительных осадок. При этом наибольшие повреждения возникают в пределах 2...7 м от границы примыкания старых зданий (см. рис. 18.5). Следовательно, если между смежными зданиями обеспечен разрыв всего в несколько метров, опасность дополнительной осадки резко снижается. Основываясь на этом, С. Н. Сотников (1986) предложил новый тип фундаментов с консолями для строительства в стесненных условиях.

Существо этого решения сводится к следующему (рис. 18.8). Фундамент нового здания не доводится до его торца. Торцевая часть здания опирается на консоль, вылет которой l_k определяется по расчету. Сама консоль рассчитывается и проектируется по правилам железобетонных конструкций. Она может выполняться как в виде плиты, так и в виде пространственной конструкции. В Санкт-Петербурге построены и нормально эксплуатируются несколько зданий с вылетом консолей 3...7 м.

Другим надежно апробированным при строительстве на слабых грунтах способом является устройство между зданиями разделительной шпунтовой стенки (Б. И. Далматов, 1981 — рис. 18.9). При этом необходимо, чтобы вертикальное перемещение шпунта было много меньше осадки возводимого здания. Для этой цели шпунт должен быть заглублен в подстилающий слой плотных грунтов или на такую глубину, при которой сила, удерживающая шпунт от вдавливания, была бы заведомо больше отрицательного трения, вызывающего его внедрение в грунт под действием осадки построенного здания.

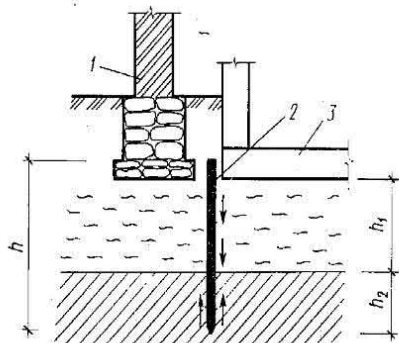


Рис. 18.9. Разделительная шпунтовая стенка:

1 — фундамент существующего здания;
2 — разделительный шпунт; 3 — фундамент строящегося здания

18.4. Оптимизация освоения присоединяемых территорий с позиций фундаментостроения

При развитии городских агломераций прежде всего стремились использовать наиболее удобные для строительства участки, в частности территории, сложенные грунтами с высокой несущей способ-

ностью. Современная тенденция увеличения плотности застройки и этажности зданий осложняется тем, что все «хорошие» участки городов уже освоены и приходится строить на неблагоприятных в инженерно-геологическом отношении территориях (насыпные, намывные, заторфованные, слабые водонасыщенные, просадочные и другие грунты). Это связано со значительным удорожанием всего комплекса инженерной подготовки территорий, прокладки дорог и коммуникаций, стоимости фундаментов. Расходы на инженерную подготовку и фундаменты в таких условиях достигают 30...35% всех строительных затрат, поэтому важное значение приобретает оптимизация освоения присоединяемых территорий с позиций фундаментостроения. Поиски таких решений ведутся в Санкт-Петербурге, Вильнюсе, Киеве, Гомеле, Восточной Сибири и других регионах.

По данным Л. А. Фурманавичюса (Уфа, 1987) на основе анализа инженерно-геологических условий районов строительства и промышленных центров Литвы разработаны типовые схемы структур оснований и районы их распространения. Было установлено, что при устройстве фундаментов в определенных инженерно-геологических условиях наиболее дорогими оказались земляные работы, составляющие 30% общей стоимости и 65% общих трудовых затрат. Это позволило разработать систему перехода в таких условиях на буронабивные сваи, что привело к значительному повышению производительности труда.

В Санкт-Петербурге разработана методика зонирования территории освоения, отражающая условия фундаментостроения, накопленный опыт строительства и стоимость фундаментов (С. Н. Сотников, 1986). Зонирование предлагается выполнять в две последовательные стадии, соответствующие: 1) проекту планировки и застройки присоединяемой территории; 2) проектам детальной планировки кварталов (микрорайонов), входящих в состав присоединяемой территории. Эта методика внедрена при зонировании намывной приморской территории Санкт-Петербурга площадью порядка 7×8 км. В процессе зонирования было выделено несколько инженерно-геологических комплексов, т. е. участков, характеризующихся определенным напластованием грунтов, гидрогеологическими условиями и другими сходными признаками.

В составе застройки территории предполагалось использовать здания различных конструктивных типов, этажность которых должна варьировать от 1 до 22 этажей. Сообразно напластованию грунтов, этажности, типу зданий, наличию строительной техники и освоенной технологии была рассмотрена возможность использования следующих типов фундаментов: на естественном основании (ленточных и плитных); тех же фундаментов на песчаной подушке (взамен извлеченного покровного торфа); забивных призматических свай длиной до 16 м; стыкованных призматических свай длиной до 28 м; глубоких опор, включая сваи-оболочки.

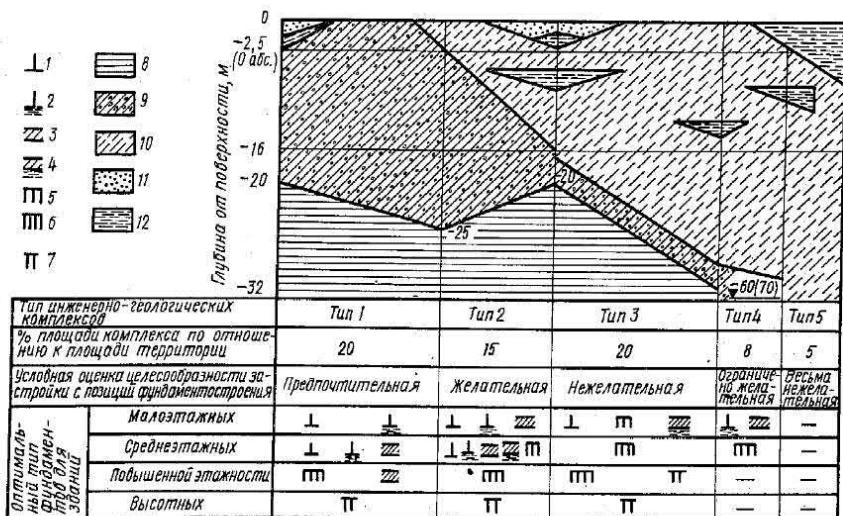


Рис. 18.10. Схема к учету условий фундаментостроения для проекта планировки района освоения со слабыми грунтами:

1 — ленточные фундаменты на естественном основании; 2 — то же, на песчаной подушке; 3 — сплошная плита; 4 — то же, на песчаной подушке; 5 — сваи длиной до 16 м; 6 — то же, длиной более 16 м, стыкованные; 7 — глубокие опоры, сваи-оболочки и др.; 8 — моренная порода; 9 — морена и межморенные слои; 10 — надморенная толща слабых грунтов; 11 — намытый слой; 12 — торф (открытый и погребенный)

Затем для каждого типа инженерно-геологического комплекса экономическим расчетом определялась целесообразность использования того или иного типа фундамента. Это позволило разработать принципиальную схему устройства тех или иных конструкций фундаментов в определенных инженерно-геологических условиях (рис. 18.10). Горизонтальный масштаб геологического разреза отражает процентное содержание площади данного типа комплекса в пределах застраиваемой территории, вертикальный — мощность главных инженерно-геологических элементов.

Данные рис. 18.10 были использованы для зонирования площади застраиваемой территории по условиям целесообразности устройства фундаментов того или иного типа (рис. 18.11).

Схема зонирования позволила архитекторам-планировщикам разработать оптимальные проекты комплексной застройки территории не только с позиции использования рельефа местности и градостроительных принципов, но и с учетом оптимального использования различных типов фундаментов.

Зонирование территории на уровне квартальной и микрорайонной планировки требует уже не качественного анализа, а количественного содержания, т. е. учета возможной стоимости фундаментов и других видов затрат, размеры которых определяются конкретными инженерно-геологическими условиями. Такое детальное зонирование принесет реальный экономический эффект через

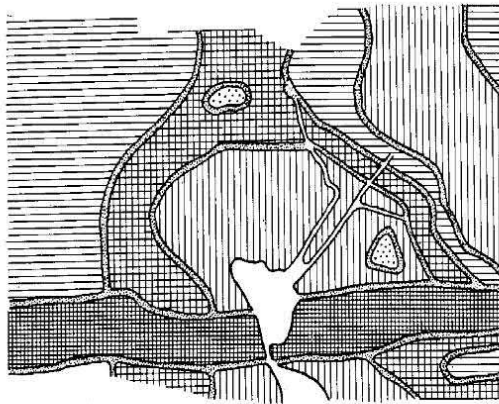


Рис. 18.11. Схема зонирования района по условиям устройства фундаментов зданий (см. экспликацию к рис. 18.10)

высокой степенью детальности, т. е. задача сводится к перебору многочисленных вариантов с помощью ЭВМ. Соответствующая программа разработана в Санкт-Петербургском архитектурно-строительном университете. Реальные проработки для осваиваемой территории развития Санкт-Петербурга показали, что изложенная выше методика позволяет получить большой экономический эффект, существенно снизить стоимость 1 м² площади жилых и общественных зданий, а также максимально избежать неожиданных неприятностей при застройке крайне сложной в инженерно-геологическом отношении территории.

планировочное решение застройки если: а) в составе квартала предусмотрены дома различной этажности; б) характер напластования и другие компоненты инженерно-геологических условий изменяются существенно; в) планировщик имеет определенную свободу маневра в пределах планируемой застройки.

Тогда стоимостная оценка отдельных участков территорий выполняется в том же порядке, что и составление генеральной схемы, но с более

Глава 19

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

19.1. Вариантное проектирование — роль точных знаний и интуиции

Современный уровень развития механики грунтов и фундаментостроения обеспечивает возможность реализации оптимального проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений. В общем случае такое проектирование представляет собой следующий комплекс взаимосвязанных операций.

1. Оценка инженерно-геологических, инженерно-геодезических, инженерно-гидрогеологических данных о территории строительст-

ва, представление основания в виде расчетной схемы, отражающей особенности строения, состояния и свойств грунтов, их изменчивость в плане и по глубине, процессы, которые могут развиваться в результате строительства и эксплуатации сооружения.

2. Анализ конструктивной схемы и технологических особенностей сооружения (определение нагрузок и воздействий, передаваемых сооружением на основание; оценка чувствительности несущих конструкций к неравномерным деформациям; обеспечение технологических требований к размещаемому в сооружении производству).

3. Выбор возможных вариантов типов оснований и фундаментов применительно к особенностям конкретной площадки строительства, конструктивной схеме и технологическим особенностям проектируемого сооружения с учетом технических возможностей местной базы строительной индустрии и строящих организаций.

4. Расчет и проектирование по предельным состояниям оснований и фундаментов выбранных вариантов.

5. Определение методов производства работ по подготовке оснований, строительству фундаментов и подземной части сооружения применительно к рассматриваемым вариантам оснований и фундаментов.

6. Принятие оптимального проекта оснований и фундаментов на основе технико-экономического анализа рассматриваемых вариантов по минимуму приведенных затрат, сметной стоимости, трудоемкости изготовления и возведения, продолжительности работ, капитальным вложениям в материально-техническую базу строительства, возможным дополнительным расходам в период эксплуатации сооружений.

Такой подход удовлетворяет в конкретном проекте требованиям основных положений проектирования оснований и фундаментов:

обеспечение прочности и нормальной эксплуатации зданий и сооружений (деформации сооружения, обусловленные неравномерными осадками основания, не должны превышать допустимых величин);

максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания и прочности материалов фундамента;

достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости, сокращение сроков строительства сооружения и ускорение ввода его в эксплуатацию.

Таким образом, вариантное проектирование является основным принципом проектирования фундаментов и оснований зданий и сооружений.

При этом важно, чтобы все альтернативные варианты отвечали условиям сопоставимости, т. е. уровень детальности исходных данных и степень проектной проработки каждого варианта должны быть одинаковы. Только при таких условиях можно с уверенностью принять оптимальное решение. Опыт показывает, что достигаемая таким образом экономия может составлять 10...15% стоимости работ нулевого цикла.

Вариантное проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений является сложной многофакторной задачей. Многообразие климатических и инженерно-геологических условий реальных площадок строительства, большая изменчивость характеристик физико-механических свойств слагающих их грунтов, огромный диапазон конструктивных и технологических особенностей различных зданий и сооружений промышленного, гражданского, административного, культурно-бытового и других назначений — все это приводит к необходимости индивидуального подхода к проектированию фундаментов каждого сооружения на определенной площадке строительства.

Широкий спектр конструктивных типов фундаментов (фундаменты мелкого заложения — столбчатые, ленточные, прерывистые, перекрестные, плитные и т. п., свайные фундаменты, различающиеся по материалу, конструкции, способу изготовления, более сложные типы фундаментов), с одной стороны, обеспечивает возможность реализации наиболее выгодных вариантов для конкретных условий, с другой — делает задачу проектирования еще более громоздкой в техническом отношении. Наконец, необходимость учета при технико-экономическом анализе вариантов особенностей материально-технической базы района строительства (наличие мощности и номенклатура продукции заводов железобетонных изделий, их отдаленность от площадки строительства, обеспеченность транспортом, крановым, сваебойным и другим оборудованием), в свою очередь, резко повышает многофакторность задачи.

При таких условиях проблема проектирования оснований и фундаментов содержит в себе следующие противоречия:

каждый элемент комплекса (изыскания, расчеты оснований и фундаментов, конструирование фундаментов и улучшение оснований) основывается на точных, экспериментально-теоретически обоснованных знаниях, составляющих предмет дисциплин области фундаментостроения;

выбор для детального анализа ограниченного количества наиболее подходящих вариантов технических решений оснований и фундаментов в конкретных условиях строительства во многих случаях не может быть регламентирован строго определенными правилами и часто производится на интуитивном уровне, зависящем от опыта проектировщика.

Конечно, во многих случаях уже исходные данные для проектирования (характеристики строительной площадки, нагрузки и конструктивная схема сооружения и т. д.) дают направление такого выбора (естественное или искусственное основание, способы улучшения свойств грунтов и т. п., фундаменты мелкого заложения или свайные фундаменты и т. д.). Однако это именно лишь направление выбора, так как установление оптимального (проектного) варианта решения должно основываться только на тщательном технико-экономическом анализе сравниваемых вариантов, и чем больше

вариантов решений будет рассмотрено, тем больше вероятность того, что принятое решение будет действительно оптимальным.

На современном этапе развития проектного дела в фундаментостроении обычно выполняется такая последовательность операций:

составляются эскизные проработки реальных для рассматриваемого случая вариантов решений (уже здесь удачный выбор ограниченного числа решений во многом зависит от опыта проектировщика);

отбрасываются наиболее неприемлемые по тем или иным причинам варианты (в качестве критерия оценки могут служить поверочные расчеты, условия производства работ, материально-техническая база строительства и т. п.);

для одного (или нескольких) наиболее загруженных фундаментов производится расчет выбранных вариантов, как правило, не менее трех для каждого фундамента;

производится технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов, удовлетворяющих условиям расчета по предельным состояниям. На этой основе выбирается проектный вариант.

Естественно, при этом надо помнить, что в сооружении имеются и другие фундаменты, которые также должны соответствовать условию оптимального решения. Надо также иметь в виду, что в отдельных случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании может оказаться выгодным применение более дорогих конструктивных решений, если при этом возникают опасения в длительной безаварийной работе сооружения или обеспечивается ускорение ввода объекта в эксплуатацию и получение за счет этого дополнительной продукции.

Определенную информацию, способствующую выбору вариантов решений, может дать анализ опыта строительства и эксплуатации подобных зданий на соседних участках в сходных инженерно-геологических условиях. В процессе проектирования все положительные и отрицательные элементы этого опыта должны быть тщательно изучены. Однако «проектирование по аналогам» не всегда может являться надежным критерием правильности решений оснований и фундаментов. Известно достаточное число случаев, когда обратными расчетами было показано, что нормально эксплуатируемые здания и сооружения имели чрезмерные запасы прочности в конструкциях фундаментов, т. е. были запроектированы экономически нецелесообразно.

В то же время проектировщик должен иметь в виду, что практика строительства постоянно обогащается новыми конструктивными типами фундаментов, а диапазон применения способов улучшения грунтов и механизация таких работ неуклонно расширяются. Поэтому и выбор возможных вариантов оснований и фундаментов не должен ограничиваться традиционными, «лежащими на поверхности» решениями. Инженер-проектировщик обязан постоянно рас-

ширять свою информационную базу, пополнять свои знания с помощью технической литературы, что позволит ему в конкретных условиях наилучшим образом выбрать варианты рассматриваемого решения.

Указанное выше противоречие между «точными знаниями» и «интуицией» при вариантном проектировании фундаментов позволяет наметить пути оптимизации этого процесса. В предыдущих главах учебника было показано, что каждый элемент расчета и проектирования оснований и фундаментов представляет собой, как правило, достаточно простую в математическом отношении задачу, так как заключается в последовательном расчете определенных показателей по весьма несложным формулам, сравнении получаемых результатов и выборе наиболее целесообразного решения. Сложность заключается в многообразии факторов, которые придется учитывать при решении задачи, в «переборе вариантов», т. е. в необходимости проведения большого количества относительно простых, но трудоемких расчетов.

Отсюда возникает естественное стремление проектировщика переложить часть рутинного, однообразного труда на ЭВМ, оставив за собой лишь творческие, наиболее ответственные элементы процесса.

Таким образом, цель автоматизации расчетов и проектирования оснований и фундаментов заключается в том, чтобы все имеющиеся в области фундаментостроения знания (информационные ресурсы) сделать активными.

Под активными информационными ресурсами (по Г. Р. Громову)* понимается та часть информации, которая может быть формализована и помещена в машинные носители в виде работающих программ, содержащих профессиональные знания, навыки, текстовые, графические, справочные и другие материалы. Эта информация должна быть доступна для автоматизированного поиска, хранения и обработки. Некоторые вопросы этой проблемы рассматриваются в § 19.2.

Специалисты в области информатики считают, что отношение объема активных информационных ресурсов к общему объему накопленных профессиональных знаний в скором времени станет одним из важнейших экономических показателей, характеризующих эффективность использования национальных богатств страны.

19.2. Принципы построения систем автоматизированного проектирования в фундаментостроении

При изложении дальнейших материалов настоящей главы будем исходить из того, что студенты знакомы с основами программиро-

*Громов Г. Р. Национальные информационные ресурсы: проблемы промышленной эксплуатации. М., 1985.

вания для решения задач автоматизированного расчета и проектирования в строительстве.

Под системой автоматизированного проектирования (САПР) будем понимать систему средств и способов их эксплуатации, обеспечивающую совместно с традиционными средствами возможность проектирования намеченного объекта, основанную на преимущественном использовании математических методов и средств переработки информации (Г. А. Геммерлинг, 1987). Поскольку основания и фундаменты являются частью любого здания или сооружения, систему автоматизированного проектирования оснований и фундаментов (САПР ОиФ) в принципе следует рассматривать как один из комплексов общей САПР СТРОИТЕЛЬСТВО.

В наиболее передовых отраслях науки и техники (ракето- и самолетостроение и т. п.) подобные универсальные системы уже созданы и успешно работают. Создание общей САПР СТРОИТЕЛЬСТВО и, в частности, обобщенной САПР ОиФ — дело недалекого будущего.

В принципе возможно формализовать всю информацию, обеспечивающую процесс проектирования оснований и фундаментов любых зданий и сооружений в любых инженерно-геологических условиях. Возможна также разработка программных комплексов для расчетов различных типов фундаментов, для технико-экономической оценки различных вариантов, т. е. в конечном счете — для автоматизированного выбора проектного варианта фундаментов конкретного здания в конкретных инженерно-геологических условиях. Имеются или могут быть разработаны программы для различных форм представления любой информации, включая данные о проектном варианте (числовые характеристики, ссылки на альбомы типовых конструкций, рабочие чертежи, сметно-финансовая документация и т. п.). Таким образом, принципиальных постановочных сложностей построение САПР ОиФ не вызывает. Однако разработка такой обобщенной системы связана с большими техническими и организационными трудностями: необходимостью хранения огромной информации, обеспечением выборки из нее требуемых данных и посылки их в определенные модули системы, включение новых и удаление устаревших данных, выполнение многочисленных разнообразных расчетов и т. д.

Сложнейшая система такого рода будет иметь модульную структуру и должна состоять из отдельных элементов: базы данных — хранилища информации; комплексов специальных программ — системного обеспечения подачи команд ЭВМ, связи элементов системы, связи программных комплексов в отдельные модули, связи между модулями системы и т. д.; комплексов прикладных программ для численного решения отдельных групп задач и конкретных частных задач.

Обобщенную САПР ОиФ можно представить в виде модели на рис. 19.1. Рассмотрим в самом обобщенном виде назначение основных модулей этой модели.

Ввод и обработка данных — комплекс программ, обеспечивающих ввод всей исходной информации, необходимой для проектирования, обработки и сортировки данных, контроль грубых ошибок, возникающих при подготовке данных, сообщение об этих ошибках пользователю. Ввод исходных данных может осуществляться как в пакетном, так и в диалоговом режиме работы.

Программное обеспечение управлением данных обеспечивает направление необходимой информации в другие модули и в базу данных, извлечение необходимой информации из базы данных и передачу ее в соответствующие модули, введение в базу данных новой информации и удаление устаревшей и т. п. Разработка программного обеспечения этого модуля является одной из важнейших задач системных программистов.

База данных содержит совокупность всей операционной информации, используемой при проектировании и регламентируемой действующими ГОСТами, СНиПами, сортаментами, руководствами и другими нормативными документами. Объем информации, содержащейся в базе данных, зависит от состава решаемых задач и определяет уровень разработки САПР ОиФ.

Уже приведенное перечисление информации, хранящейся в базе данных, позволяет сделать вывод о сложности задачи разработки обобщенной системы САПР ОиФ. Эта информация лавинообразно возрастает с увеличением числа задач, решаемых системой. Формирование базы данных возможно только с использованием внешних носителей памяти мощных ЭВМ (диски, магнитные ленты и т. п.)

База данных содержит информацию для многих пользователей. Это предполагает, что каждый отдельный пользователь связан с небольшой частью этих данных, но массивы данных различных пользователей перекрываются и могут совместно использоваться различными пользователями.

Программное обеспечение задач расчета и проектирования. Этот модуль состоит из многих подсистем, включающих комплексы программ для решения групп конкретных задач, некоторые из них показаны на рис. 19.1. Естественно, они могут дополняться и другими подсистемами, например опускные колодцы, «стена в грунте», фундаменты на набухающих грунтах и т. д. Это также приводит к увеличению объема информации базы данных. Для того чтобы иметь возможность сравнения вариантов по технико-экономическим показателям, в этом модуле на рис. 19.1 выделена подсистема технико-экономического анализа и выбора проектного варианта.

Программное обеспечение решения частных задач. В пределах каждой группы задач имеются частные задачи, требующие составления отдельных программ. Например, для фундаментов на естественном основании — для столбчатых, ленточных, плитных, щелевых фундаментов и т. д. На рис. 19.1 переход к таким частным задачам от соответствующих подсистем показан лучами и в достаточной форме расшифрован для варианта столбчатого и ленточ-

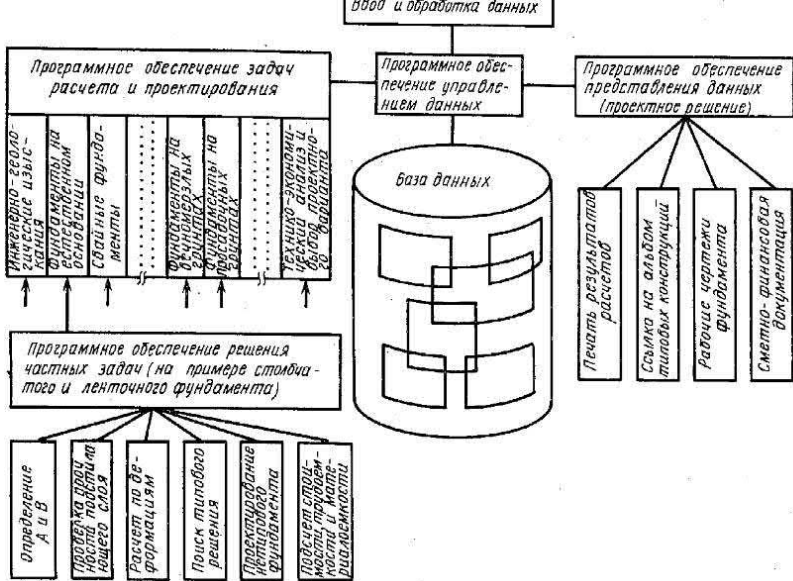


Рис. 19.1. Модель обобщенной системы автоматизированного проектирования оснований и фундаментов

ного фундаментов. Первый из блоков этого варианта в принципе соответствует блок-схеме, которая будет приведена в § 19.3.

Программное обеспечение представления данных обеспечивает вывод информации о проектном варианте основания и фундамента в различной форме, указанной на рис. 19.1 соответствующими блоками. Эта информация обязательно сопровождается сметно-финансовой документацией.

Хотя приведенное выше описание дает лишь самые общие представления о модели САПР ОиФ, уже из него становится понятна сложность создания обобщенной системы. Ее разработка потребует напряженного совместного труда проектировщиков-пользователей, специалистов в области механики грунтов и фундаментостроения и профессиональных системных аналитиков-программистов, основанного на едином методологическом подходе. Трудности, которые подстерегают разработчиков на этом пути, детально и очень образно рассмотрены в цитированной выше монографии Г. Р. Громова. Поэтому на практике сегодня используется более простой путь создания САПР — макетирование или разработка макетов программ.

Макет — это грубо выполненная с соблюдением необходимого минимума исходных требований программная система, позволяющая пользователю реализовывать решение требуемых задач. Считается, что макеты должны разрабатывать пользователи (проектировщики), владеющие программированием, а не профессиональ-

ные программисты. Это объясняется тем, что часто пользователю значительно проще самому сделать грубую программу, чем пытаться объяснить профессиональному программисту, не являющемуся специалистом в области проектирования, требования к такой программе. Вместе с тем создание макета позволяет в дальнейшем пользователю и программисту конкретизировать общее понимание проблемы. В результате профессиональный программист с гораздо меньшими затратами может довести разработанный пользователем макет до программного продукта, т. е. логически целесообразной системы, универсальной для решения рассматриваемого класса задач.

Бурное развитие в практике проектирования применения персональных ЭВМ открывает широкие перспективы в реализации такого подхода. Предполагается, что в 90-х годах более 90% от всего объема коммерчески доступного программного обеспечения будут составлять программы для персональных ЭВМ. Поэтому каждый студент — будущий инженер, занятый проблемами фундаментостроения, — должен иметь представление о тех принципах автоматизированного проектирования оснований и фундаментов, с которыми он будет иметь дело в ближайшие годы.

19.3. Автоматизация расчетов оснований и фундаментов

Расчет и проектирование оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий базируется на положениях нормативных документов, в которых используются решения задач механики грунтов и смежных дисциплин (инженерной геологии, железобетонных конструкций, технологии строительного производства, экономики строительства и т. д.). Автоматизация расчетов, создание макета включают следующие этапы: 1) математическая постановка (формализация) задачи; 2) выбор метода решения задачи; 3) алгоритмизация решения; 4) написание программы.

Рассмотрим последовательно указанные выше этапы автоматизации расчетов на простейшем примере. При этом специально, чтобы не загромождать последующее изложение, упростим задачу, оставив в стороне все дополнительные сложности, обычно возникающие при решении подобной задачи. Пусть требуется разработать программу для расчета размеров подошвы центрально нагруженного ленточно-го или квадратного столбчатого фундамента при неизвестном значении расчетного сопротивления грунтов основания. Примем основание ниже подошвы фундамента однородным (рис. 19.2).

Математическая постановка (формализация) задачи. Этот этап подразумевает запись задачи на точном, формальном языке математики. Для этого необходимо представить ход решения в виде последовательности четких правил. Считается, что хорошо выполнить этап формализации — значит сделать половину всей работы по созданию программы.

На этапе формализации задачи определяют состав и характер

исходных данных, уточняют форму представления результатов. Все условия задачи, включая и имеющие форму словесных описаний, выражают в виде уравнений, неравенств, логических условий и т. п.

Известно, что площадь подошвы центрально нагруженного фундамента определяется из условия

$$p \leq R, \quad (19.1)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента; R — расчетное сопротивление грунта основания. Среднее давление под подошвой фундамента можно определить как

$$p = N/A + \bar{\gamma}d, \quad (19.2)$$

где N — вертикальная нагрузка на фундамент, заданная на уровне обреза; A — площадь подошвы фундамента, $\bar{\gamma}$ — среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на обрезах; d — глубина заложения фундамента.

Расчетное сопротивление грунта основания R , согласно СНиП 2.02.01 — 83, может быть вычислено по формуле (9.5):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma + M_q d \gamma' + (M_q - 1) d_b \gamma' + M_c c], \quad (19.3)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} , k , k_z , M_{γ} , M_q , M_c — коэффициенты, принимаемые по СНиПу; c — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего под подошвой фундамента; d_b — глубина подвала. Остальные обозначения даны к формуле (9.5) на рис. 19.2.

Площадь подошвы ленточного фундамента может быть определена по формуле

$$A = b \cdot l, \quad (19.4)$$

а столбчатого квадратного фундамента — по формуле

$$A = b^2, \quad (19.5)$$

где b — ширина ленточного или сторона квадратного столбчатого фундамента.

Общее решение задачи может быть получено из совместного решения уравнений (19.2) и (19.3) с учетом (19.4) или (19.5). При обычных «ручных» расчетах решение этих уравнений производится методом последовательных приближений или графически. Возмо-

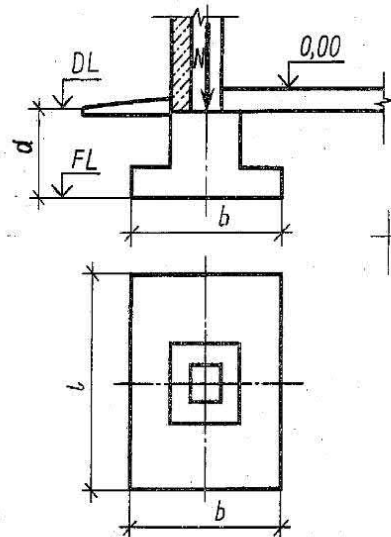


Рис. 19.2. Расчетная схема фундамента и основания

жен и другой путь математической постановки задачи. Например, если принять $p = R$, то

$$A = N / (R - \bar{\gamma}d). \quad (19.6)$$

Тогда для ленточного фундамента формулу (19.6) можно привести к виду

$$a_0 b^2 + a_1 b - N = 0, \quad (19.7)$$

для столбчатого фундамента

$$a_0 b^3 + a_1 b^2 - N = 0, \quad (19.8)$$

где

$$a_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_\gamma k_z \bar{\gamma},$$

$$a_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_q d \gamma' + (M_q - 1) d_b \gamma' + M_c c] - \bar{\gamma}d.$$

Здесь ширина ленточного и сторона квадратного столбчатого фундамента могут быть определены соответственно как корни квадратного и кубического уравнений. Таким образом, уже различные пути формализации задачи определяют тот или иной метод ее решения.

В этап математической постановки задачи входит определение состава и характера исходных данных. Проанализируем эти данные. Например, значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2} учитывают совместную работу сооружения и основания и зависят от жесткости здания, от типа и разновидностей грунтов основания. В СНиП 2.02.01 — 83 они заданы в форме таблиц. Вполне возможно формализовать и процесс автоматизированной выборки этих неформальных табличных данных. Однако для упрощения рассматриваемого примера отнесем выборку этих коэффициентов на долю «ручного» труда и будем вводить их в расчет как константы. Распространим это и на коэффициенты k и k_z .

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c также заданы в таблице СНиПа и могут быть вычислены с помощью линейной интерполяции как функции угла внутреннего трения грунта основания φ . Однако эти же коэффициенты можно определить и непосредственно по формулам (6.20), полученным из решения задачи о первой критической нагрузке:

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2};$$

$$M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + 1; \quad (19.9)$$

$$M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}.$$

С позиций автоматизации расчетов оказывается удобнее ввести в программу вычисление этих коэффициентов по формулам (19.9), чем вводить в память ЭВМ соответствующую таблицу и разрабатывать алгоритм интерполяции.

Для определения типа фундамента (ленточный или столбчатый), что должно быть задано по условиям проектирования, введем некоторую переменную T и поставим условие: при $T=1$ — фундамент ленточный, при $T \neq 1$ — фундамент столбчатый.

Таким образом, в качестве исходных данных для решения рассматриваемой задачи (с принятыми здесь упрощениями) используются значения следующих величин: γ_{c1} ; γ_{c2} ; k ; k_z ; γ ; γ' ; d ; d_b ; φ ; c ; N ; T .

Представление результатов расчетов примем в форме распечатки значений: ширины подошвы фундамента b , расчетного сопротивления грунта R и среднего давления под подошвой фундамента p . На этом этап формализации задачи может считаться законченным.

Выбор метода решения. Этот этап тесно связан с предыдущим, поскольку уже при формализации задачи, как было показано, анализируются возможные математические методы ее решения. Критерием выбора решения задачи на ЭВМ служат время реализации разрабатываемой программы, требуемый объем оперативной памяти ЭВМ, точность решения и т. д. Следовательно, этот этап требует от инженера не только знаний в области фундаментостроения, но и специальных знаний вычислительной и прикладной математики.

Для рассматриваемого примера возможны следующие методы решения: более простой — воспользоваться известными формулами определения корней квадратного (19.7) и кубического (19.8) уравнений, более сложный — решение методом последовательных приближений системы уравнений (19.3) и (19.6) с учетом выражений (19.4) или (19.5). В данном случае более простые методы неудобны, так как приведут к двум разным программам, одна — для ленточного, другая — для квадратного столбчатого фундамента, т. е. окажется потеряна возможность создания более универсального макета. Метод последовательных приближений, хотя и более трудоемкий, позволит построить единую программу для обоих типов фундаментов.

Тогда в качестве первого приближения примем значение расчетного сопротивления грунта R в уравнении (19.3) равным табличному значению R_0 , определяемому по СНиП 2.02.01 — 83. Затем по формуле (19.6) вычислим площадь фундамента A и в зависимости от типа фундамента по формулам (19.4) или (19.5) — ширину фундамента. Далее по формуле (19.3) уточним значение R . Если вновь вычисленное значение R совпадает со значением этой переменной на

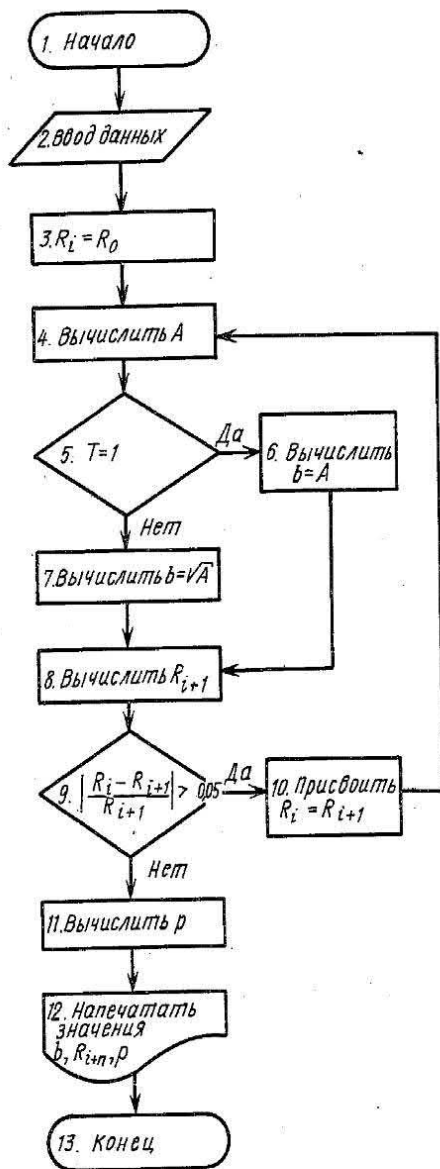


Рис. 19.3. Блок-схема решения задачи, приведенной на рис. 19.2

предыдущем шаге приближения или отличается от него на наперед заданную величину, то решение задачи можно считать полученным. Если расхождение этих переменных существенно, переходим к следующему шагу приближений.

Алгоритмизация решения. Алгоритм, по определению акад. А. Н. Колмогорова,— это всякая система вычислений, выполняемых по строго определенным правилам, которая после какого-либо числа шагов заведомо приводит к решению поставленной задачи. Алгоритм может быть представлен в форме словесного описания, в графической форме (блок-схема), в форме записи на специальном (алгоритмическом) языке. Алгоритм решаемой задачи в форме блок-схемы представлен на рис. 19.3. Приведем словесное описание блоков этого алгоритма.

1. Начало вычислительного процесса.

2. Ввод данных, необходимых для начала расчетов (см. этап формализации задачи).

3. Вычислить значения коэффициентов M_p , M_q , M_c по формулам (19.9); присвоить переменной R_i значение R_0 .

4. Вычислить по формуле (19.6) значение A .

5. Условие, обеспечивающее принадлежность фундамента к ленточному или столбчатому. задается в качестве исходных данных.

Если задано $T=1$, управление передается на блок 6 и вычисляется ширина ленточного фундамента. Если значение переменной T отлично от 1, то управление передается на блок 7 и вычисляется сторона квадратного столбчатого фундамента.

6. Вычислить по формуле (19.4) ширину ленточного фундамента и передать управление на блок 8.

7. Вычислить по формуле (19.5) размер стороны квадратного столбчатого фундамента.

8. Вычислить по формуле (19.3) значение расчетного сопротивления грунта R_{i+1} для найденного значения ширины фундамента.

9. Блок сравнения вычисленного значения расчетного сопротивления R_{i+1} на шаге вычисления $i+1$ со значением R_i на требуемом шаге i . Этот блок служит для определения заданной точности расчетов методом последовательного приближения. В данном случае принята точность расчета величины R в 5%.

Если вычисленное значение R_{i+1} удовлетворяет принятой точности расчетов, то получено окончательное решение и управление передается на блок 11. Если неравенство блока 9 не выполняется, управление передается на блок 10.

10. Переменной R_i присвоить значение R_{i+1} и перейти к новому шагу последовательных приближений; управление передается на блок 4.

11. Вычислить по формуле (19.2) значение p .

12. Печать результатов расчетов (b, R_{1+n}, p): значение R_{1+n} соответствует шагу последовательных приближений $1 + n$, при котором выполняется условие блока 9.

13. Конец вычислительного процесса.

Написание программы. На этом этапе осуществляется запись алгоритма на алгоритмическом языке программирования, обеспечивающая возможность ввода программы в ЭВМ. Для написания программы выбирают язык программирования. Обычно для проблемных задач это алгоритмические языки — ФОРТРАН, БЕЙСИК, ПАСКАЛЬ. При использовании для автоматизированных расчетов персональных ЭВМ наиболее простым и распространенным языком сейчас является БЕЙСИК.

Ввод программы в зависимости от типа ЭВМ осуществляется с устройств подготовки данных. На персональных ЭВМ ввод программы производится с клавиатуры ЭВМ.

Простота работы с современными ЭВМ и быстрое действие расчетов позволяют даже на первом этапе автоматизированного проектирования производить перебор многих вариантов. Окончательный выбор проектного варианта на основе технико-экономического анализа результатов расчетов в этом случае делает проектировщик. Проиллюстрируем это на примере анализа данных расчета свайного фундамента по программе СВАЯ, разработанной в МГСУ*.

Пусть необходимо запроектировать свайный фундамент под колонну с центральной нагрузкой 1000 кН. Основание сложено глинистыми грунтами с показателем консистенции от поверхности

*Ухов С. Б., Щербина Е. В., Попов А. З. Расчет и проектирование оснований и фундаментов на ЭВМ. — Белгород: БТИСМ, 1988.

до глубины 10 м $I_L=0,6$, ниже $I_L=0,2$. Глубина заложения подошвы ростверка 2 м. Программа позволяет определять не только несущую способность и число свай в фундаменте, но и приведенные затраты, включая земляные работы и устройство ростверка, общую стоимость фундамента, трудоемкость работ, коэффициенты использования несущей способности свай по грунту (k_T) и по материалу (k_M). Все эти данные выводятся на печать.

В подобном случае удобно поручить ЭВМ перебор всех типоразмеров забивных призматических свай, выпускаемых промышленностью. Для рассматриваемого примера анализировались 32 типоразмера свай сечением $20 \times 20 \dots 35 \times 35$ см. Время счета с выводом на печать для всех 32 вариантов составило 5 мин. В упрощенном виде часть распечатки представлена в табл. 19.1.

Данные таблицы показывают, что при переходе свай из слоя 1 ($I_L=0,6$) в слой 2 ($I_L=0,2$) даже на 1 м ($L=9$ м) несущая способность свай резко повышается и уменьшается количество свай в фундаменте. Дальнейшее увеличение длины свай ведет к повышению ее несущей способности и увеличению коэффициента использования несущей способности свай по материалу. Однако, поскольку минимальное количество свай в столбчатом фундаменте равно 2 (см. гл. 11), длина свай свыше 10 м оказывается нецелесообразной. Об этом же свидетельствуют и технико-экономические показатели: при $L=10$ м и $n=2$ суммарные приведенные затраты на один фундамент (212,87 руб.) и трудоемкость (16,95 чел-дн) оказываются минимальными. Это и определило выбор проектного варианта фундамента с двумя сваями сечением 30×30 см и длиной 10 м.

Таблица 19.1. Выборка из результатов расчета свайного фундамента

Свая		Несущая способность свай, кН	Количество свай	Суммарные приведенные затраты на фундамент, руб. в ценах 1986 г.	Трудоемкость на устройство фундамента, чел-дн	Коэффициент использования несущей способности	
$L, \text{ м}$	$d, \text{ м}$					по грунту k_T	по материалу k_M
3	0,3	90	18	676,71	25,66	0,62	0,09
5	0,3	124,0	11	615,11	23,06	0,73	0,12
7	0,3	158,3	8	578,57	21,37	0,79	0,16
9	0,3	502,9	3	340,18	21,68	0,66	0,50
10	0,3	568,1	2	212,87	16,95	0,88	0,57
11	0,3	634,5	2	228,44	17,95	0,78	0,63
13	0,3	771,0	2	279,71	19,97	0,65	0,77
15	0,3	912,2	2	313,96	21,98	0,55	0,91

Использование подобных программ существенно облегчает проведение вариантных расчетов. Как указывалось на Всесоюзном совещании по фундаментостроению (Уфа, 1987), применение САПР ОиФ даже на таком уровне разработки в отдельных проектных организациях Украины позволило сократить время расчетов в 20...30 раз.

Теперь, после изучения материалов, приведенных в настоящем учебнике, сделаем некоторые обобщения, которые полезно знать каждому инженеру-строителю, независимо от рода его дальнейшей деятельности.

Фундаменты являются частью конструкции здания или сооружения, через которую нагрузки от сооружения передаются на грунты основания. Нормальная эксплуатация здания или сооружения может быть обеспечена только при надежной работе его основания и фундаментов.

Проектирование и устройство оснований и фундаментов представляет собой комплексную задачу, решение которой, по образному выражению проф. Б.И. Далматова, всегда должно основываться на совместном рассмотрении трех факторов: что строится (сооружение), на чем строится (основание) и как строится (производство работ). В ряде случаев приходится принимать во внимание и четвертый фактор: каковы последствия строительства, т.е. как повлияет возведение проектируемого здания, сооружения или комплекса застройки на изменение окружающей среды и, прежде всего, на изменение условий взаимодействия сооружения и основания. Только в этом случае оказывается возможным для конкретного случая строительства выбрать из всего многообразия решений единственное, оптимальное в техническом и экономическом отношении, и осуществить его на практике.

В зависимости от типа, назначения, конструктивных и технологических особенностей сооружения — с одной стороны, от особенностей геологического строения основания, физико-механических свойств грунтов и возможных их изменений в результате строительства и эксплуатации сооружения — с другой, сложность устройства оснований и фундаментов может быть различна. Этому соответствует широкая номенклатура типов фундаментов и способов улучшения строительных свойств грунтов оснований, обеспечивающая возможность строительства и нормальной эксплуатации любых сооружений в самых сложных инженерно-геологических условиях.

Однако стоимость, трудоемкость и длительность работ, связанных с устройством оснований и возведением фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях, может составлять весьма значительную часть общих расходов на строительство сооружения. Поэтому всегда важно оценивать технико-экономическую целесообразность размещения тех или иных сооружений в определенных инженерно-геологических условиях.

Очень важной составляющей всего комплекса являются инженерно-геологические и геотехнические изыскания на площадке предполагаемого строительства. Необходимо всегда помнить, что изыскания проводятся для проектирования и строительства определенного сооружения или комплекса сооружений. Поэтому программа изысканий должна учитывать специфические особенности проектируемых зданий и сооружений, а рекомендации изыскателей содержать конкретную информацию, необходимую для проектирования и строительства именно этих зданий и сооружений. Целесообразно, особенно в сложных инженерно-геологических условиях, тесная взаимосвязь между проектировщиками и изыскателями, что позволит своевременно вносить необходимые коррективы в программу изысканий, а в случае необходимости — и в проект сооружения. Это обеспечит повышение качества и сокращение продолжительности проектно-изыскательских работ.

Опыт показывает, что недостаточное инженерно-геологическое обоснование проектных решений, ошибки в определении характеристик физико-механических свойств грунтов или отсутствие прогноза возможных их изменений в результате строительства и эксплуатации сооружения являются основными причинами всех неприятностей, приводящих к нарушению нормальной эксплуатации сооружений и даже к авариям. В то же время качественное и целенаправленное проведение этих работ обеспечивает возможность принятия оптимальных решений. Опыт ряда проектных организаций свидетельствует, например, что увеличение затрат на изыскания на 5...10 % позволяет в некоторых случаях за счет повышения расчетных характеристик грунтов основания снизить стоимость фундаментов на 20...30 %.

В настоящее время проектирование фундаментов зданий и сооружений базируется на расчетах оснований по предельным состояниям. Во многих случаях при этом оказывается достаточным пользоваться методами расчетов, основанными на простейших моделях поведения грунтов под нагрузками: теории предельного равновесия — для расчетов по несущей способности и теории линейного деформирования — для расчетов по деформациям. При правильно выбранных расчетных схемах и характеристиках грунтов запроектированные на основе расчетов основания и фундаменты обеспечивают нормальную эксплуатацию зданий и сооружений. Однако в ряде случаев, такой подход приводит к излишним запасам при проектировании сооружений или, в особо сложных случаях, оказывается недостаточным для проектного обоснования.

Поэтому современная механика грунтов развивается в двух направлениях: первое — совершенствование методов расчетов, основанных на использовании простейших моделей поведения грунтов, и методов определения характеристик этих моделей (более обоснованное назначение расчетного сопротивления и предельных нагрузок на грунты основания, более совершенные методы расчетов осадок и т.п.); второе — разработка нелинейных моделей, более полно учитывающих поведение грунтов под нагрузками, методов определения характеристик этих моделей и численных расчетов взаимодействия сооружений и оснований. Второе направление особенно важно при проектировании фундаментов больших размеров при значительных нагрузках от сооружения и сложных силовых воздействиях (каркасные здания повышенной этажности, силосные корпуса элеваторов, реакторные отделения АЭС, сооружения на шельфе, в сейсмически активных районах и т.п.). По мере развития прикладной математики и вычислительной техники это направление приобретает все большее практическое значение и круг инженерных задач, решаемых методами нелинейной механики грунтов, постоянно расширяется.

В то же время не следует увлекаться использованием сложных моделей грунтов и численных методов расчетов в тех случаях, когда для решения инженерной задачи оказывается достаточным применение относительно простых схем. Здесь крайне важен опыт проектировщика, понимание решаемой задачи во всей полноте ее постановки и знание возможностей тех или иных методов анализа.

Развитие механики грунтов неразрывно связано с совершенствованием конструктивных и технологических решений в области фундаментостроения. Более полный анализ взаимодействия фундаментов и оснований позволил в последние годы разработать и внедрить в строительство новые конструкции фундаментов мелкого заложения (фундаменты с угловыми вырезами, шелевые фундаменты, фундаменты с промежуточной подготовкой, буробетонные фундаменты и т.д.); свайных фундаментов (завинные сваи различного сечения и формы по длине, буронабивные, буроналивные сваи и т.п.); новые методы улучшения свойств грунтов оснований. Поиск более совершенных решений в этих направлениях продолжается, особенно применительно к региональным грунтовым условиям. Однако важно иметь в виду, что разработка новых эффективных типов фундаментов и методов улучшения свойств грунтов основания возможна только на основе детального изучения их работы методами механики грунтов и обоснования технологий массового их возведения. Вопросы технологии и механизации работ в фундаментостроении приобретают все большее значение.

Опыт показывает, что второй характерной группой ошибок, приводящих к нарушению нормальной эксплуатации сооружения, являются ошибки, связанные

с производством работ по устройству оснований, возведению фундаментов, а в ряду случаев, и эксплуатации сооружений. В проекте производства работ должны предусматриваться такие решения, которые обеспечат сохранность свойств грунтов основания в процессе строительства и осуществление конструкций фундаментов, определенные техническим проектом. Любые отступления от проектных решений при выполнении строительных работ должны тщательно анализироваться и оцениваться их возможные последствия. Не менее важным, особенно в сложных инженерно-геологических условиях, является соблюдение режима эксплуатации построенных сооружений.

Имеющееся уже сейчас в арсенале строителей большое количество разнообразных конструктивных типов фундаментов, методов подготовки оснований и способов производства работ нулевого цикла, тенденция к выработке новых решений ставят на повестку дня еще одну важную проблему — разработку теории и методов оптимизации проектирования оснований и фундаментов. Должны быть выработаны такие технические, технологические и экономические критерии, которые позволят от нынешнего варианта проектирования, т.е. выбора для данного сооружения в конкретных грунтовых условиях среди нескольких возможных — одного наилучшего решения фундамента, перейти к оптимальному проекту — выбору среди всех возможных решений основания и фундаментов для данных условий строительства оптимального варианта. Решение этой проблемы следует искать на пути создания автоматизированной системы проектирования оснований и фундаментов.

Таким образом, современный инженер-строитель должен полностью отдавать себе отчет в том, что теория и практика механики грунтов и фундаментостроения находится в постоянном развитии. Накопленный к настоящему времени уровень знаний и умения в условиях быстро развивающегося в техническом и экономическом отношении общества завтра уже может стать недостаточным. Поэтому авторы настоящего учебника стремились не только познакомить будущего инженера с современным положением в этой области строительства, но и побудить его к дальнейшему самостоятельному творчеству.

Основная

- Далматов Б. И.* Механика грунтов, основания и фундаменты. Л., 1988.
- Иванов П. Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М., 1991.
- Цытович Н. А.* Механика грунтов (краткий курс). М., 1983.
- ГОСТ 25100 — 82. Грунты. Классификация. М., 1982.
- СНиП 2.02.01 — 83. Основания зданий и сооружений. М., 1985.
- СНиП 2.02.03 — 85. Свайные фундаменты. М., 1986.
- Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика/Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. М., 1985.
- Основания и фундаменты. Справочник строителя/Под ред. М. И. Смородинова. М., 1983.

Дополнительная

Механика грунтов

- Вялов С. С.* Геологические основы механики грунтов. М., 1978.
- Гольдштейн М. Н.* Механические свойства грунтов. М., т. 1, 1971; т. 2, 1973; т. 3, 1979.
- Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И.* Расчет конструкций на упругом основании. М., 1984.
- Зарецкий Ю. К.* Лекции по современной механике грунтов.— Изд. Ростовского университета, 1989.
- Иванов П. Л.* Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях. Л., 1978.
- Красников Н. Д.* Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л., 1970.
- Мальшев М. В.* Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. М., 1980.
- Маслов Н. Н.* Основы инженерной геологии и механики грунтов. М., 1982.
- Тер-Мартirosян З. Г.* Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. М., 1986.
- Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н.* Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., 1981.
- Ухов С. Б.* Скальные основания гидротехнических сооружений. М., 1975.
- Флорин В. А.* Основы механики грунтов. М.— Л., т. 1, 1951; т. 2, 1961.
- Цытович Н. А.* Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М., 1973.
- Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З. Г.* Основы прикладной геомеханики в строительстве. М., 1981.

Основания и фундаменты

- Абелев М. Ю.* Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М., 1983.
- Абрамов С. К.* Подземные дренажи в промышленном и городском строительстве. М., 1973.
- Бартоломей А. А.* Основы расчета свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. М., 1982.
- Веселов В. А.* Проектирование оснований и фундаментов. М., 1990.
- Ильичев В. А., Монголов Ю. В., Шаевич В. М.* Свайные фундаменты в сейсмических районах. М., 1983.
- Клейн Г. К., Черкасов И. И.* Фундаменты городских транспортных сооружений. М., 1985.
- Коновалов П. А.* Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М., 1988.
- Крутов В. И., Бадасаров Ю. А., Рабинович И. Г.* Фундаменты в вытрамбованных котлованах. М., 1985.
- Крутов В. И.* Основания и фундаменты на насыпных грунтах. М., 1988.
- Ободовский А. А.* Проектирование свайных фундаментов. М., 1977.
- Ржаницын Б. А.* Химическое закрепление грунтов в строительстве. М., 1986.
- Савинов О. А.* Современные конструкции фундаментов под машины с динамическими нагрузками. Л., 1979.
- Смородинов М. И., Федоров Б. С.* Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». М., 1976.
- Сорочан Е. А.* Строительство сооружений на набухающих грунтах. М., 1979.
- Сорочан Е. А.* Фундаменты промышленных зданий. М., 1986.
- Сотников С. Н., Симагин В. Г., Вершинин В. П.* Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. М., 1986.
- Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П.* Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М., 1986.
- Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях/М. Ю. Абелев, В. А. Ильичев, С. Б. Ухов и др. М., 1986.
- Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении/Под ред. В. А. Ильичева. М., 1987.
- Ухов С. Б., Щербина Е. В., Попов А. З.* Расчет и проектирование оснований и фундаментов на ЭВМ.— Белгород: БТИСМ, 1988.
- Швец В. Б., Тарасов Б. Л., Швец Н. С.* Надежность оснований и фундаментов. М., 1980.
- Штоль Т. М., Теличенко В. Н., Феклин В. Н.* Технология возведения подземной части зданий и сооружений. М., 1990.
- СНиП 2.01.01 — 82. Строительная климатология и геофизика. М., 1983.
- СНиП 2.01.07 — 85. Нагрузки и воздействия. М., 1986.
- СНиП 1.02.07 — 87. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. М., 1987.
- СНиП II-7 — 81. Строительство в сейсмических районах. М., 1982.
- СНиП 2.02.05 — 87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 1988.
- СНиП 2.02.04 — 88. Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. М., 1990.

Предисловие	3
Введение	5
 Часть 1. МЕХАНИКА ГРУНТОВ	
Глава 1. Состав, строение и состояние грунтов 11	
1.1. Грунтовые основания. Происхождение грунтов	11
1.2. Состав грунтов	14
1.3. Форма, размеры и взаимное расположение частиц в грунте	21
1.4. Структурные связи между частицами грунта	24
1.5. Трещины и их влияние на свойства грунтов	27
 Глава 2. Физические характеристики, классификация грунтов, строение оснований 28	
2.1. Основные физические характеристики грунтов	28
2.2. Классификация грунтов	35
2.3. О связи физических и механических характеристик грунтов	37
2.4. Геологическое строение оснований	39
2.5. Особые виды грунтов с неустойчивыми структурными связями	44
 Глава 3. Экспериментально-теоретические предпосылки механики грунтов 54	
3.1. Постановка задач в механике грунтов	54
3.2. Особенности деформирования грунтов	60
3.3. Основные расчетные модели грунтов	67
 Глава 4. Механические свойства грунтов 74	
4.1. Общие положения	74
4.2. Деформируемость грунтов	79
4.3. Водопроницаемость грунтов	90
4.4. Прочность грунтов	95
4.5. Другие методы определения характеристик деформируемости и прочности грунтов	105
4.6. Определение расчетных характеристик механических свойств грунтов	110
 Глава 5. Определение напряжений в массивах грунтов 113	
5.1. Основные положения	113
5.2. Определение напряжений по подошве фундаментов и сооружений	116
5.3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности	121
5.4. Определение напряжений в массиве грунтов от действия собственного веса	130
 Глава 6. Прочность, устойчивость грунтовых массивов и давление грунтов на ограждения 133	
6.1. Значение вопроса. Основные положения	133

6.2. Критические нагрузки на грунты основания	136
6.3. Практические способы расчета несущей способности и устойчивости оснований	144
6.4. Устойчивость откосов и склонов	149
6.5. Давление грунтов на ограждающие конструкции	159
Глава 7. Деформация грунтов и расчет осадок оснований сооружений	169
7.1. Значение вопроса. Основные положения	169
7.2. Теоретические основы расчета осадок оснований фундаментов	173
7.3. Практические методы расчета конечных деформаций оснований фундаментов	181
7.4. Практические методы расчета осадок оснований фундаментов во времени	190
7.5. Особые случаи расчета осадок оснований фундаментов	199
Глава 8. Приложение численных методов расчета к задачам механики грунтов	207
8.1. Общие положения	207
8.2. Основные положения МКР и МКЭ	209
8.3. Расчет осадок фундамента методами линейной и нелинейной механики грунтов	220
Часть 2. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ	
Глава 9. Общие принципы проектирования оснований и фундаментов	224
9.1. Основные положения	224
9.2. Общая оценка взаимодействия сооружений и оснований	229
9.3. Принципы расчетов оснований по предельным состояниям	223
9.4. Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и их влияния на сооружения	241
9.5. Техничко-экономическое обоснование принимаемых решений	244
Глава 10. Фундаменты мелкого заложения	246
10.1. Основные сведения	246
10.2. Конструкции фундаментов мелкого заложения	248
10.3. Расчет фундаментов мелкого заложения	254
10.4. Основные положения проектирования гибких фундаментов	276
Глава 11. Свайные фундаменты	281
11.1. Классификация свай и свайных фундаментов	281
11.2. Взаимодействие свай с окружающим грунтом	291
11.3. Расчет несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок	295
11.4. Расчет несущей способности свай при действии горизонтальных нагрузок	305
11.5. Расчет и проектирование свайных фундаментов	308
Глава 12. Инженерные методы преобразования строительных свойств оснований	317
12.1. Общие положения	317
12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основаниях сооружений	318
12.3. Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов и искусственных оснований	321
12.4. Закрепление грунтов	335
Глава 13. Фундаменты глубокого заложения. Заглубленные сооружения	341
13.1. Опускные колодцы	341
13.2. Кессоны	353
13.3. Тонкостенные оболочки и буровые опоры	357
13.4. «Стена в грунте»	360
13.5. Анкеры в грунте	364

Глава 14. Проектирование котлованов. Защита подвалов и фундаментов от подземных вод и сырости	368
14.1. Общие положения	368
14.2. Основные размеры котлованов. Обеспечение устойчивости стенок котлованов	369
14.3. Защита котлованов от подтопления	379
14.4. Защита помещений и фундаментов от подземных вод и сырости	384
Глава 15. Фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах	390
15.1. Общие положения	390
15.2. Фундаменты в районах распространения вечномёрзлых грунтов	392
15.3. Фундаменты на лессовых просадочных грунтах	406
15.4. Фундаменты на набухающих грунтах	415
15.5. Фундаменты на слабых пылевато-глинистых водонасыщенных и заторфованных грунтах	419
15.6. Фундаменты на засоленных грунтах	424
15.7. Фундаменты на насыпных грунтах	428
Глава 16. Фундаменты на скальных и элювиальных грунтах, закарстованных и подрабатываемых территориях	432
16.1. Проектирование фундаментов на скальных и элювиальных грунтах	432
16.2. Особенности строительства на закарстованных территориях	441
16.3. Проектирование фундаментов на подрабатываемых территориях	448
Глава 17. Фундаменты при динамических воздействиях	445
17.1. Особенности динамических воздействий на сооружения и грунты основания	455
17.2. Фундаменты под машины и оборудование с динамическими нагрузками	459
17.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий	472
Глава 18. Реконструкция и ремонт фундаментов, укрепление их оснований, строительство в условиях стесненной застройки и развитие территории городов	481
18.1. Особенность строительства в условиях реконструкции и стесненной застройки	481
18.2. Проектирование оснований и фундаментов реконструируемых зданий	484
18.3. Возведение фундаментов вблизи существующих зданий	492
18.4. Оптимизация освоения присоединяемых территорий с позиций фундаментостроения	499
Глава 19. Основные положения автоматизированного расчета и проектирования фундаментов сооружений	502
19.1. Вариантное проектирование — роль точных знаний и интуиции	502
19.2. Принципы построения систем автоматизированного проектирования в фундаментостроении	506
19.3. Автоматизация расчета оснований и фундаментов	510
Заключение	517
Литература	520

Учебное издание

Ухов Сергей Борисович, Семенов Владимир Владимирович, Знаменский Владимир Валерианович, Тер-Мартirosян Завен Григорьевич, Чернышев Сергей Николаевич

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Редактор Т. Ф. Мельникова
Младший редактор Е. В. Попова
Художественный редактор Ю. Г. Иванова
Художник Э. А. Марков
Технический редактор А. К. Нестерова
Корректор Г. И. Кострикова

ИБ 9451

© С. Б. Ухов, 1994 г.

ЛР № 030504 от 9.03.93. Изд № Стр-27. Сдано в набор 25.01.93. Подп. в печать 15.11.93.
Формат 60 × 88¹/₁₆. Бум. офс № 2. Гарнитура таймс. Печать офсетная. Усл. печ. л. 32,34.
Усл.-кр. отт. 32,34. Уч.-изд. л. 35,81. Тираж 10 000 экз. Заказ № 482.

Издательство «АСВ», 129337, Г. Москва, Ярославское ш., 26

Набрано на персональных компьютерах издательства.

Отпечатано в Московской типографии № 4 Комитета РФ по печати.
129041, Москва, Б. Переяславская ул., 46.