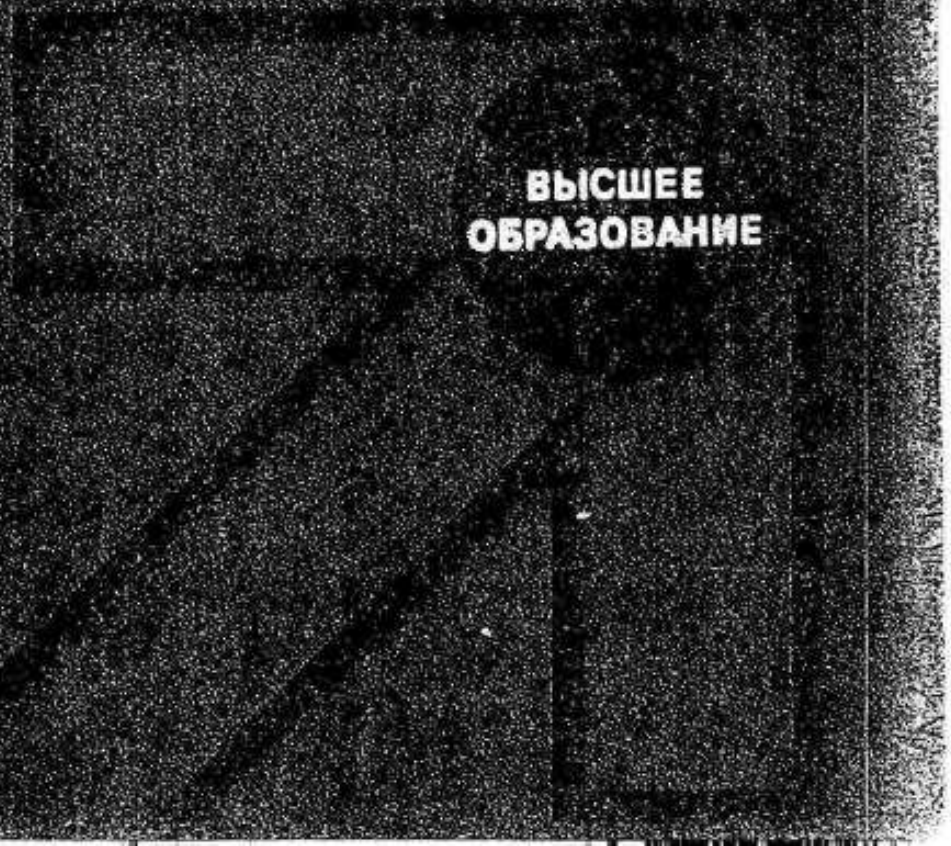
176017

П.П.БОРОДАВКИН

МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ТРУБОПРОВОДНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ



П.П.БОРОДАВКИН

МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ТРУБОПРОВОДНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебника для студентов вузов, обучающихся по специальности «Сооружение газонефтепроводов, газохранилищ и нефтебаз»

760117

Омская областная научная библиотека имени А. С. Пушкина

МОСКВА „НЕДРА" 1986

УДК 624.131:(621.643:69)(075.8)

Бородавкин П. П. Механика грунтов в трубопроводном строительстве: Учебник для вузов. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Недра, 1986. 224 с.

Изложены вопросы взаимодействия сооружений с грунтом, методы обеспечения их надежности в слабых и сильнодеформируемых грунтах. Приведены физико-механические характеристики грунтов, рассмотрено поведение грунтов при приложении к ним различных нагрузок, методы определения осадок и устойчивости сооружений.

Во втором издании (1-е изд. — 1976 г.) расширены разделы по взаимодействию заглубленных трубопроводов с грунтами, механике переувлажненных и мерзлых грунтов, а также включены новые — по закреплению труб в болотах и мерзлых периодически оттаивающих грунтах.

Для студентов вузов по специальности «Сооружение газонефтепроводов, газохранилищ и нефтебаз».

Табл. 36, ил. 159.

Рецензент: кафедра «Сооружение трубопроводов» Уфимского нефтяного института.

Б $\frac{3608000000-006}{043(01)-86}$ 404—86

© Издательство «Недра», 1986

ВВЕДЕНИЕ

«Добычу газа и нефти в Западной Сибири, их транспортировку в европейскую часть страны предстоит сделать важнейшими звеньями энергетической программы одиннадцатой, да и двенадцатой пятилеток», — отмечалось в Отчетном докладе ЦК КПСС XXVI съезду партии.

Это означает, что основной объем работ по строительству крупнейших в мире газо- и нефтепроводов, насосных и компрессорных станций, резервуаров и других сооружений нефтяной и газовой промышленности будет выполняться в сложнейших природно-климатических условиях Западной Сибири и Крайнего Севера. На болотах и вечномерзлых грунтах предстоит построить от Уренгоя до Центра магистральные трубопроводы диаметром 1400 мм и длиной в тысячи километров. При этом надежность системы газопроводов Уренгой — Центр должна быть очень высокой, исключающей любые случайности.

Эксплуатация трубопроводов показала, что расчет трубопроводных конструкций вне связи их с грунтами недопустим. Неучет действительных условий работы трубопроводов в грунтах привел к авариям на ряде магистральных газо- и нефтепроводов, резервуарных парков, насосных и компрессорных станций. Поэтому взгляды на методы расчетов трубопроводов существенно изменились. Опубликовано большое число работ, в которых рассматривается взаимодействие трубопроводов, резервуаров, зданий насосных и компрессорных станций с грунтами. В настоящее время уже ни один трубопровод не сооружается без предварительных расчетов продольных и поперечных перемещений труб в грунте, осадок труб, резервуаров, их изменений во времени и т. п. Эти расчеты можно выполнить только на базе науки, называемой *механикой грунтов*, в которой уже наметились пути, характерные для трубопроводного строительства. Эти особенности определяются прежде всего огромной протяженностью магистральных трубопроводов, повышенной опасностью их воздействия на окружающую среду при авариях и т. д. Если при строительстве сооружений, занимающих небольшую площадь, можно выбирать грунтовые условия, то для линейной части трубопроводов такой возможности не имеется или она крайне ограничена.

Механика грунтов как наука формировалась в СССР в основном трудами русских и советских ученых. Достижения ее идут на уровне мировых, а во многих областях существенно опережают их. В этом главная заслуга таких ученых с мировым именем, как члены-корреспонденты АН СССР Н. М. Герсеванов, В. А. Флорин, Н. А. Цытович, В. В. Соколовский, проф.

Н. П. Пузыревский, проф. Н. Н. Маслов. Особая роль в развитии механики грунтов принадлежит В. А. Флорину, поставившему и решившему много важнейших задач по теории уплотнения земляных масс, прочности грунтовых оснований, расчетам балок на упругом основании. Велик вклад в механику грунтов Н. А. Цытовича, работающего во всех ее отделах и создавшего, по существу, отрасль общей механики грунтов «Механику мерзлых грунтов». В. В. Соколовский разработал совершенную теорию предельных состояний грунтов.

Многие разделы механики грунтов разработаны другими советскими учеными: проф. М. И. Горбуновым-Посадовым, С. С. Голушкевичем, В. Г. Березанцевым, П. Л. Ивановым, С. С. Вяловым, Б. Д. Васильевым и др.

Использование достижений механики грунтов в трубопроводном строительстве позволяет качественно проектировать объекты трубопроводного транспорта нефти и газа в любых грунтовых условиях и обеспечить их высокую эксплуатационную надежность.

Необходимость изучения курса механики грунтов студентами по специальности «Сооружение магистральных трубопроводов» диктуется требованиями практики. Настоящая книга является учебником по механике грунтов для студентов, изучающих трубопроводное строительство.

Глава 1

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ И ЗАКОНОМЕРНОСТЯХ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

§ 1. О ПОНЯТИИ «ГРУНТ» И СОСТАВЛЯЮЩИХ ГРУНТА

1. Понятие «грунт»

Если проследить историю формирования понятия о материалах, составляющих основание сооружений, а также используемых для насыпей, то можно заметить отсутствие единства мнений различных специалистов о названии этих материалов. Приведем некоторые из названий, взятых из опубликованных в разное время работ ряда авторов.

Н. П. Пузыревский употребляет термин «землистые грунты»; Н. М. Герсеванов — «упругая почва», «грунтовая масса»; Ф. П. Саваренский — «грунт — любая горная порода как рыхлая, так и твердая, находящаяся в сфере природного или искусственного воздействия на нее».

В работах В. А. Флорина встречаются понятия «земляная среда», «земляная масса», «грунтовая масса»; Н. А. Цытовича — «грунт — все рыхлые горные породы коры выветривания атмосферы», В. В. Соколовский и В. Г. Березанцев используют термин «сыпучая среда»; М. Н. Гольдштейн — «лёссовидные группы»; в то же время В. А. Приклонский называет аналогичные группы лёссовыми породами». Интересно отметить, что Ю. К. Зарецкий в работе, выполненной под редакцией Н. А. Цытовича, относит к грунтам «все горные породы как скальные, так и дисперсные», что несколько противоречит приведенному определению Н. А. Цытовича. Кроме того, в работах всех перечисленных авторов широко используется и термин «грунт», хотя вкладываемые в него понятия иногда отличаются друг от друга.

Так, В. А. Флорин поддерживает трактовку о грунте, данную Н. А. Цытовичем, в которой из понятия «грунт» исключается почвенный слой (по В. В. Докучаеву, почва — поверхностно лежащее, минерально-органическое образование). Некоторые из авторов, в частности Е. М. Смирнов, включают в понятие грунт и почвенный слой.

Автор не случайно приводит такое разнообразие трактовок понятия «грунт», так как от того, что включает данное понятие, зависит в какой-то мере и то, что должно изучаться в механике грунтов.

При обычном строительстве можно исключить из понятия «грунт» поверхностно лежащее минерально-органическое обра-

зование («почва», по В. В. Докучаеву), которое, как отмечает В. А. Флорин, удаляется, поскольку «на почвах» сооружения обычно не возводятся.

Однако в трубопроводном строительстве при надземной схеме прокладки трубопроводов на слабых водонасыщенных (болотистых) и особенно мерзлых грунтах вопросам сохранения именно поверхностного слоя уделяется большое внимание, так как он создает лучшие условия для работы слоев грунта, расположенных ниже. Поэтому исключать из понятия «грунт» применительно к трубопроводному строительству поверхностный слой минерально-органического происхождения не следует.

При строительстве трубопроводов в горах приходится выполнять большой объем скальных работ. Устраивая выемки, разрыхляют скальный грунт, из которого делают насыпи и т. п. Поэтому выделять понятие «неразрыхленная скала» из понятия «грунт» тоже нецелесообразно. Кроме того, следует иметь в виду, что первооснова слова грунт Grund означает основание, основа.

Поэтому в данном учебнике автор называет *грунтом любые горные породы, как рыхлые, так и монолитные, залегающие в пределах зоны выветривания (включая почвы) и являющиеся объектом инженерно-строительной деятельности человека.*

Из этого определения видно, что грунт может быть использован в качестве оснований сооружений, среды (подземные сооружения) и в качестве материалов (насыпи). В такой трактовке понятие «грунт» в полной мере отвечает условиям трубопроводного строительства как линейного сооружения.

2. Основные виды грунтов

Грунты могут представлять высокопрочные монолитные скальные породы (скальные грунты), а также породы, состоящие из отдельных элементов («рыхлые» грунты).

Скальные грунты обладают высокой прочностью и деформируются под воздействием внешней нагрузки в основном за счет сжатия материала грунта. Поэтому деформация монолитных скальных грунтов весьма мала.

Рыхлые грунты состоят из отдельных элементов, размер которых может изменяться в широком диапазоне, существенно влияя на физико-механические характеристики грунта.

Скальные грунты состоят в основном из магматических и метаморфических пород (граниты, базальты, диориты, порфиры, гнейсы, мраморы, кварциты и др.). Что касается рыхлых грунтов, то в зависимости от размеров отдельных элементов или частиц грунта их подразделяют на крупнообломочные, песчаные и глинистые. Крупнообломочные грунты содержат более 50% по массе частиц крупностью более 2 мм; песчаные — сыпучие грунты в сухом состоянии содержат менее 50% по массе частиц крупностью более 2 мм; глинистые — связные грунты обладают

способностью изменять свойства в зависимости от насыщенности водой от вязкотекучего состояния до твердого. Кроме того, глинистые и песчаные грунты подразделяются по крупности частиц на более дифференцированные виды: суглинок, пылеватый суглинок, супесь, а также заторфованные грунты и торфы (табл. 1).

Таблица 1. Виды грунтов

Вид грунта	Особенности вида грунта	Содержание частиц по массе (в %) в зависимости от размера частиц, мм							
		>200	>10	>2	>0,5	>0,25	>0,1	0,002—0,05	до 0,002
Крупнообломочный	Валунный	>50	—	—	—	—	—	—	—
	Галечниковый	—	>50	—	—	—	—	—	—
	Гравийный	—	—	>50	—	—	—	—	—
Песчаный	Гравелистый	—	—	>25	—	—	—	—	—
	Крупный	—	—	—	>50	—	—	—	—
	Средней крупности	—	—	—	—	>50	—	—	—
	Мелкий	—	—	—	—	—	⩾75	—	—
	Пылеватый	—	—	—	—	—	<75	—	—
Супесь	Тяжелая крупная	—	—	—	—	—	—	<30	5—10
	Легкая крупная	—	—	—	—	>50	—	<30	2—5
	Тяжелая мелкая	—	—	—	—	—	—	<30	5—10
	Легкая мелкая	—	—	—	—	<50	—	—	2—5
Пылеватый суглинок	Тяжелый	—	—	<10	—	—	—	—	20—30
	Средний	—	—	—	—	—	—	—	15—20
	Легкий	—	—	—	—	—	—	—	10—15
Суглинок	Тяжелый	—	—	<10	—	—	—	—	20—30
	Средний	—	—	—	—	—	—	—	15—20
	Легкий	—	—	—	—	—	—	—	10—15
Глина	Тяжелая	—	—	<10	—	—	—	—	50
	Нормальная	—	—	—	—	—	—	—	30—60

3. Составляющие грунта

В естественном состоянии грунт включает в основном жидкую, газообразную и твердую (называемую обычно скелетом грунта) составляющие. В зависимости от условий грунт может быть однофазным (например, плотная сухая скала), двухфазным (твердая составляющая и жидкая или газообразная составляющая) и трехфазным, одновременно содержащим все составляющие.

Жидкая составляющая — это обычно вода, которая может находиться в грунтах в различных состояниях: а) вода в парообразном состоянии; б) так называемая пленочная вода. Она

покрывает тончайшим слоем частицы грунта и удерживается на их поверхности за счет сил взаимодействия между молекулами воды и частицами грунта, возникающими вследствие того, что отрицательно заряженные частицы грунта притягивают молекулы воды, являющиеся диполями. Эти силы преобладают над силами тяжести. Достаточно сказать, что силы молекулярного взаимодействия составляют несколько тысяч ньютонов на квадратный сантиметр на поверхности контакта, но уже на расстоянии более 0,5 мкм практически равны нулю. Поэтому пленочная вода не перемещается под действием силы тяжести; в) вода «свободная» или гравитационная, свободно перемещающаяся под действием сил тяжести от более высокого уровня к более низкому. Такое движение свободной воды между частицами грунта называется фильтрацией и изучается в специальных курсах гидравлики; г) вода в твердом состоянии в виде льда.

Вода играет важную роль в формировании свойств грунта, в изменении этих свойств под влиянием температуры, нагрузки и т. д. Так, глинистые грунты в зависимости от степени насыщенности их водой могут изменять свою консистенцию от текучей, характерной для вязкой жидкости, до тугопластичной. В зависимости от насыщенности грунтов водой под воздействием внешних нагрузок изменяется уплотняемость и сопротивляемость сдвигу.

Газообразная составляющая представляет собой находящийся в порах грунта газ (воздух, метан и т. п.). Газ может находиться в порах грунта в «свободном» состоянии, т. е. иметь связь с атмосферой, а может быть «защемленным» — не иметь связи с атмосферой. Если газ находится в свободном состоянии, то уплотнение грунта под нагрузкой происходит быстро вследствие свободного выхода его из пор в атмосферу, при этом давление в газе быстро уравнивается с атмосферным. Защемленный сжатый газ более медленно просачивается в атмосферу, а в некоторых случаях давление в газе остается избыточным длительное время.

Твердая составляющая представляет собой минеральные частицы различной крупности, связанные между собой (суглинки, торф, глины), очень слабо связанные (сухой песок) и несвязанные (гравий). Совокупность твердых частиц, жестких связей между частицами грунта и составляет скелет грунта. Пространство между частицами скелета может быть заполнено газом, водой либо тем и другим. При изменениях внешней нагрузки на грунт скелет его деформируется, при этом сооружение смещается (дает осадку или сдвигается). Скорость деформаций грунта зависит от многих факторов, и прежде всего от насыщенности грунта водой. Если грунт полностью насыщен водой, то скорость нарастания осадок определяется скоростью фильтрации воды из уплотняющейся области грунта. Если же грунт не полностью водонасыщен, то осадки практически мгновенно достигают наибольшего значения вследствие сжатия газа, а дальнейшее увеличение осадки происходит в результате отфильтровывания воды.

Кроме того, скорость деформаций зависит от вязкости самого скелета грунта, а также от наличия так называемых цементационных или структурных связей. Если частицы грунта сцементированы между собой, то резкое увеличение деформации грунта, сопровождающееся более плотной укладкой его частиц, происходит лишь после разрушения этих связей внешней нагрузкой. Различные грунты состоят из частиц разной крупности. Крупность частиц и их количество, как уже отмечалось, и определяет вид грунта.

Механический состав и характер структурных связей оказывают существенное влияние на свойства грунтов. В крупнозернистых грунтах поверхностные явления на границах между отдельными частицами не имеют практически никакого значения. В то же время в мелкозернистых грунтах (глины, суглинки) влияние этих явлений, а также влияние связей между частицами грунта и молекулами пленочной воды очень существенно.

В настоящее время различают два вида структурных связей в грунтах: водноколлоидные и кристаллизационные. Первый тип связей обладает свойством частичного и даже полного восстановления после их разрушения. Что касается кристаллизационных связей, то они, сами являясь хрупкими химическими веществами (естественными цементами), при разрушении их внешней нагрузкой не восстанавливаются, грунт в этом случае утрачивает связность.

§ 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Механика грунтов — научная дисциплина прикладного характера. Ее расчетные модели удачно сочетают строгие методы решения с использованием физико-механических характеристик грунтов, определяемых опытным путем с большей или меньшей достоверностью в зависимости от условий проведения опыта или применяемых приборов. Чем ближе физико-механические характеристики, определенные опытным путем, к действительным, тем точнее прогноз состояния сооружения, которое будет построено на данном грунте.

Физико-механические характеристики грунта можно подразделить на две основные группы: характеристики, определяемые путем непосредственных измерений с помощью приборов в полевых или лабораторных условиях на образцах грунта ненарушенной структуры, и характеристики, определяемые расчетным путем по данным характеристик первой группы.

К характеристикам первой группы относятся плотность и объемный вес грунта в естественном состоянии, природная (естественная) влажность, модуль общей деформации грунта, коэффициент фильтрации.

Расчетным путем определяют такие характеристики, как коэффициент пористости, объемный вес скелета грунта, коэффициент водонасыщенности и т. д.

1. Пористость грунта

Пористостью грунта называют отношение

$$n = v_п/v, \tag{1.1}$$

где $v_п$ — объем пор в грунте; v — общий объем грунта.

Объем твердых частиц в единице объема грунта определяет отношение (заполненность)

$$m = v_т/v, \tag{1.2}$$

где $v_т$ — объем твердых частиц в общем объеме грунта v.

Одна из важнейших характеристик грунта — коэффициент пористости

$$\varepsilon = n/m. \tag{1.3}$$

Учитывая зависимость (1.3), а также имея в виду, что $n+m=1$, получаем

$$n = \varepsilon/(1+\varepsilon); \tag{1.4}$$

$$m = 1/(1+\varepsilon). \tag{1.5}$$

Анализируя выражения (1.3), (1.4) и (1.5), видим, что они устанавливают количественную связь между объемом пор и твердых частиц в грунте и дают представление о плотности грунта. Чем меньше пористость грунта n, тем плотнее грунт, тем меньше будет деформация сжатия грунта при прочих равных условиях. В табл. 2 приведены пористости и коэффициенты пористости некоторых грунтов в естественном состоянии.

Таблица 2. Пористость и коэффициент пористости грунтов

Вид грунта	Пористость n	Коэффициент пористости ε
Скальный	0,01	Менее 0,01
Пески крупные и средней крупности	0,35—0,41	0,55—0,7
Пески мелкие	0,37—0,45	0,6—0,8
Лёссы	0,5—0,75	1—3
Глины и суглинки	0,4—0,5	0,65—1
Торф при степени разложения, %:		
до 10	0,9—0,91	8,5—10
11—25	0,89—0,9	8—9
25—40	0,86—0,89	6—8
более 40	0,8—0,86	4—6

2. Удельный вес грунта

Удельным весом совершенно плотного грунта называют средний удельный вес минеральных частиц в достаточно большом объеме грунта по сравнению с объемом отдельной частицы. Опыт, накопленный за время существования механики грунтов как самостоятельной отрасли науки, показывает, что удельный вес большинства грунтов составляет величину, изменяющуюся в пределах 0,025—0,028 Н/см³ (пески, супеси, суглинки, глины). Для песка удельный вес в среднем $\Delta \approx 0{,}026$ Н/см³, для глин и суглинков $\Delta = 0{,}027$ Н/см³. Для торфяных грунтов удельный вес значительно меньше и составляет $\Delta \approx 0{,}006$—$0{,}01$ Н/см³.

Кроме удельного веса, в механике грунтов используют понятие удельного веса грунта в различных состояниях. Различают удельные веса сухого грунта $\gamma_{ск}$, или, иначе, скелета грунта, полностью водонасыщенного грунта $\gamma_{нас}$, грунта, находящегося в естественном состоянии, $\gamma_{ест}$ и грунта, находящегося в воде во взвешенном состоянии, $\gamma_{взв}$.

Удельный вес $\gamma_{ск}$ определяется как вес единицы объема совершенно сухого грунта. Учитывая зависимость (1.5), $\gamma_{ск}$ можно определить как

$$\gamma_{ск} = m\Delta = \Delta/(1+\varepsilon). \tag{1.6}$$

Таким образом, из уравнения (1.6), зная Δ и $\gamma_{ск}$, можно найти коэффициент пористости ε грунта в естественном состоянии.

Учитывая, что $n=1-m$, и принимая во внимание (1.4) и (1.6), для полностью водонасыщенного грунта

$$\gamma_{нас} = \gamma_{ск} + n\gamma = \frac{\Delta + \varepsilon\gamma}{1+\varepsilon}, \tag{1.7}$$

где γ — удельный вес воды.

При засыпке трубопроводов, емкостей и т. п., уложенных в водонасыщенных грунтах, часто в качестве балласта, удерживающего трубопровод или емкость от всплытия, учитывают грунт засыпки. При этом удельный вес такого балласта должен определяться как для взвешенного грунта $\gamma_{взв}$.

Очевидно, что

$$\gamma_{взв} = \gamma_{ск} - m\gamma = \frac{\Delta - \gamma}{1+\varepsilon}. \tag{1.7'}$$

Удельный вес грунта в естественном состоянии $\gamma_{ест}$ определяется как вес единицы объема грунта ненарушенной структуры.

Если ввести понятие о коэффициенте водонасыщенности грунта

$$\eta = v_в/v_п, \tag{1.8}$$

где $v_в$ — объем воды в порах грунта, то $\gamma_{ест}$ можно представить в виде

$$\gamma_{ест} = \gamma_{ск} + n\eta\gamma. \tag{1.9}$$

В зависимости от плотности грунтов, их влажности и минералогического состава удельный вес грунтов в (Н/см³) в естественном состоянии изменяется в пределах: пески 0,015—0,017 глины и суглинки 0,014—0,02, лёссы 0,012—0,016.

Эти значения имеют ориентировочный характер. При выполнении реальных расчетов удельный вес грунтов следует определять на основании измерений в натурных условиях.

3. Влажность грунта и показатели пластичности

В механике грунтов обычно используют понятие о весовой влажности грунтов. Так называют отношение веса воды $q_в$ к весу твердых частиц $q_т$ в каком-либо объеме грунта. Определяется она по результатам взвешивания грунта в естественном состоянии $q_{ест}$ и того же грунта, но высушенного до совершенно сухого состояния при температуре 105°С ($q_т$). Определив $q_{ест}$ и $q_т$, весовую влажность можно рассчитать по формуле

$$w = q_в/q_т, \tag{1.10}$$

где $q_в$ — вес воды в порах грунта, определяемый из условия $q_в = q_{ест} - q_т$.

Выражение (1.10) можно представить и в виде

$$w = \frac{\gamma_{ест} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}. \tag{1.11}$$

Если использовать понятие о коэффициенте водонасыщенности η, то влажность можно определить из условия

$$w = \eta\varepsilon\gamma/\Delta. \tag{1.12}$$

Влажность полностью водонасыщенного грунта можно получить из (1.12), приняв $\eta = 1$, т. е.

$$w_{нас} = \varepsilon\gamma/\Delta. \tag{1.13}$$

В зависимости от заполненности пор водой грунты подразделяют на маловлажные при $\eta \leqslant 0{,}5$, влажные, при $0{,}5 < \eta \leqslant 0{,}8$ и насыщенные при $0{,}8 < \eta \leqslant 1$.

При $\eta < 1$ грунты представляют трехфазную систему, при $\eta = 1$ — двухфазную, названную Н. М. Герсевановым грунтовой массой.

Рассмотрим характерные влажности и их влияние на состояние грунтов.

В зависимости от влажности грунтов и от содержания в них глинистых частиц грунты могут находиться в твердом, текучем либо пластичном состояниях. Нижний предел пластичности $w_{пл}$ характеризуется влажностью, при которой данный грунт переходит из полутвердого в пластичное состояние. Верхний предел пластичности $w_{тек}$ характеризуется влажностью, при которой грунт из пластичного переходит в текучее состояние. Разность $w_{тек} - w_{пл}$ называется числом пластичности и обозначается $I_р$.

Верхний предел $w_{тек}$ определяется стандартным испытанием, как влажность замешанного с водой грунта, при которой специальный конус массой 76 г с углом при вершине 30° погружается в грунт на глубину 10 мм. Нижний предел $w_{тек}$ определяется влажностью, при которой свойство пластичности теряется.

Таблица 3. Основные данные по пластичности

Вид грунта	Число пластичности $I_р$	Диаметр жгута в момент крошения
Глина	$\geqslant 0{,}17$	1
Суглинок	0,07—0,17	1—3
Супесь	$< 0{,}07$	3

Этой влажности соответствует влажность, при которой жгут, сделанный из грунта, при раскатывании начинает крошиться (табл. 3).

4. Показатели плотности и консистенции грунтов

Для сыпучих грунтов используется показатель плотности, определяемый из условия

$$D = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}, \tag{1.14}$$

где ε_{max} — коэффициент пористости грунта в возможно достижимом рыхлом состоянии; ε_{min} — коэффициент пористости в самом плотном состоянии грунта.

При $D \leqslant 1/3$ грунт называют рыхлым; при $1/3 < D \leqslant 2/3$ — средней плотности и при $D > 2/3$ — плотным. Плотность песчаного грунта определяют и по коэффициенту пористости ε (табл. 4).

Таблица 4. Коэффициент пористости песчаного грунта в зависимости от плотности его сложения

Вид песков	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Крупный и средней крупности	$\leqslant 0{,}55$	0,55—0,7	$\geqslant 0{,}7$
Мелкий	$\leqslant 0{,}6$	0,6—0,75	$\geqslant 0{,}75$
Пылеватый	$< 0{,}6$	0,6—0,8	$> 0{,}8$

Показатель плотности D в лабораторных условиях определяют по значениям ε_{max} и ε_{min} при известном ε, а также в полевых условиях, для чего применяют способ статического зондирования. Суть способа заключается во вдавливании в грунт стандартного конуса (диаметр 36 мм, площадь 10 см², угол при вершине 60°) и определении предельного сопротивления грунта

Таблица 5. Предельное сопротивление грунта разной плотности по стандартному конусу, Н/см²

Вид песков	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Крупный и средней крупности	>1500	500—1500	<500
Мелкий	>1200	400—1200	<400
Пылеватый:			
влажный	>1000	300—1000	<300
водонасыщенный	>700	200—700	<200

вдавливанию. В табл. 5 приведены ориентировочные предельные сопротивления для песчаных грунтов разной плотности.

Пластичные свойства глинистых грунтов характеризуются показателем консистенции

$$I_{\text{тек}} = \frac{w - w_{\text{пл}}}{w_{\text{тек}} - w_{\text{пл}}}, \qquad (1.15)$$

По консистенции различают следующие состояния грунтов:

Твердое	$I_{\text{тек}} \leqslant 0$
Полутвердое	0—0,25
Тугопластичное	0,25—0,5
Мягкопластичное	0,5—0,75
Текучепластичное	0,75—1
Текучее	1

Несмотря на определенную условность показателей плотности и консистенции, использование их при оценке состояния грунта в различных условиях естественного залегания может оказаться полезным. Особенно целесообразной является такая оценка при изысканиях трасс магистральных трубопроводов. Практически невозможно провести тщательное определение всех физико-механических характеристик грунтов на тысячах километров трассы, так как область прохождения трассы трубопровода весьма обширна. Поэтому при изысканиях очень важно определить зоны распространения песчаных грунтов различных плотностей или глинистых грунтов, обладающих показателем консистенции менее 0,5. Выбор трассы трубопровода на таких грунтах гарантирует устойчивое состояние трубопровода на весь период эксплуатации.

После выбора генерального направления трассы устанавливается узкая полоса варьирования линии трубопровода, вдоль которой проводится уже детальное исследование свойств грунтов, используемых при расчете устойчивости, осадок и продольных перемещений трубопроводных конструкций.

Таким образом, даже простейшие данные о свойствах грунта могут дать важный материал для выбора генерального направления трассы магистрального трубопровода и размещения сосредоточенных объектов.

Состояние глинистых грунтов в зависимости от их консистенции может быть определено непосредственным измерением удельного сопротивления грунта погружению в него конуса с углом при вершине 30°, вычисляя его по формуле

$$p_{\text{п}} = P/h^2, \qquad (1.16)$$

где P — усилие, прикладываемое к конусу; h — глубина погружения конуса.

Характеристика состояния глинистых грунтов, определенная по формуле (1.16), следующая:

	$P_{\text{п}}$, Н/см²
Очень прочное	⩾20
Прочное	От 10 до 20
Средней прочности	От 5 до 10
Слабое	5

§ 3. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК

Длительная эксплуатационная надежность наземных и подземных сооружений объектов нефтяной и газовой промышленности в большой мере зависит от поведения грунта под нагрузками, создаваемыми этими сооружениями.

Разные грунты обладают различной способностью сжиматься при действии одинаковых нагрузок. Так, плотный скальный грунт сжимается за счет упругих деформаций скалы; если грунт трещиноватый, то дополнительное сжатие такого скального грунта происходит за счет уменьшения толщины трещин. Значительно сложнее процесс уплотнения рыхлых песчаных и глинистых грунтов.

Песчаные грунты при действии статической нагрузки уплотняются за счет более плотной укладки частиц; еще значительнее будет сжимаемость песка даже при кратковременном действии динамической нагрузки. При этом происходит переукладка частиц и пористость грунта резко уменьшается. Уплотнение глинистых грунтов также происходит за счет более компактной укладки минеральных частиц и уменьшения толщины их водноколлоидных оболочек.

Если процесс уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов происходит быстро, то уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов — очень медленно. Это объясняется тем, что для уменьшения пористости грунта необходимо время для отжатия воды из пор. Скорость же движения воды в порах глинистых грунтов очень мала. Поскольку многие виды грунтов обладают структурными связями, то процесс более плотной укладки частиц может начаться лишь после их разрушения. До этого момента сжимаемость грунтов будет определяться упругими деформациями как частиц, так и структурных связей, представ-

ляющих в совокупности своеобразное сплошное упругое тело. В механике грунтов разработан метод, позволяющий учесть многообразие особенностей каждого конкретного вида грунта. Этот метод заключается в построении кривой зависимости между напряжениями в скелете и изменениями пористости, полученными на основании лабораторных исследований сжимаемости грунта с ненарушенной естественной структурой.

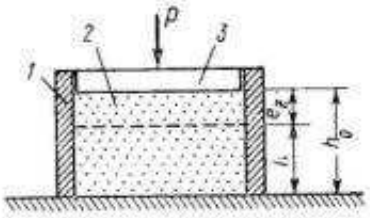


Рис. 1.1. Схема компрессионного прибора

Исследования проводятся обычно на приборе одноосного сжатия образцов грунта. Основная рабочая часть прибора — цилиндрическое кольцо *1*, в которое закладывается образец исследуемого грунта (рис. 11). С помощью поршня *3* на грунт *2* передается сжимающая нагрузка *P*, значение которой известно. Зная площадь поршня, можно вычислить давление q на единицу поверхности грунта. Поскольку боковое расширение грунта невозможно, сжимающие напряжения σ в скелете грунта равны по величине q. Прикладывая последовательно к грунту ряд значений q и выдерживая каждую ступень нагрузки до полного затухания деформаций грунта, замеряют для каждого значения q осадку поршня $e_z = h_0 - h$. Таким образом, по замеренным e_z, зная площадь образца F, можно судить об изменении пористости грунта.

Начальный коэффициент пористости ε_0 определяется по формулам (1.6), (1.7) или (1.9). Коэффициенты пористости при любой уплотняющей нагрузке

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - \frac{e_z F}{m_v}, \qquad (1.17)$$

где $e_z F$ — изменение объема пор образца грунта при сжатии его нагрузкой q.

Определив далее объем твердых частиц во всем объеме образца грунта с учетом (1.5), будем иметь

$$m_v = \frac{F h_0}{1 + \varepsilon_0},$$

и, подставив его в (1.17), получим

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - \frac{(1 + \varepsilon_0)\, e_z}{h_0}. \qquad (1.18)$$

Эта формула используется для вычислений ε_i при различных q, а значит, и $\sigma(z)$, на основании которых строят так называемую компрессионную кривую (рис. 1.2). Уравнение кривой *1* имеет вид

$$\varepsilon = -A \ln(\sigma + \sigma_0) + c, \qquad (1.19)$$

в которой параметры A, σ_0 и c определяются по опытным кривым. Учитывая, что нагрузки от веса сооружений обычно составляют 10—50 Н/см², представляется возможным заменить действительную кривую *1* прямой, проходящей через точки *аб* (см. рис. 1.2). Тогда для участка *аб*

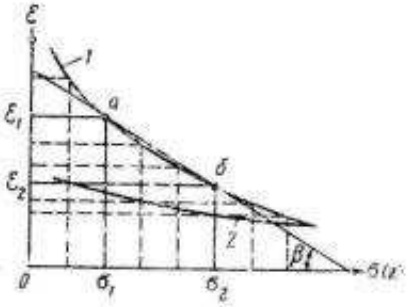


Рис. 1.2. Компрессионная кривая: *1* — кривая уплотнения; *2* — кривая разбухания

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - a_{уп}\sigma(z), \qquad (1.20)$$

где

$$a_{уп} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \qquad (1.21)$$

— коэффициент уплотнения (или сжимаемости) грунта. Он численно равен тангенсу угла наклона прямой к оси напряжений β. Зависимость (1.21) имеет в механике грунтов большое практическое значение и позволяет решать ряд важнейших задач.

Если после приложения уплотняющей нагрузки начать постепенно снижать ее, то можно построить кривую разуплотнения (разбухания) грунта (см. рис. 1.2, кривая *2*). Опыт исследования грунтов показал, что кривая разуплотнения не совпадает с компрессионной кривой. При снятии уплотняющей нагрузки в грунте остаются необратимые деформации. Это свидетельствует о том, что грунт не является упругим телом. Но в то же время его нельзя назвать и пластичным телом, поскольку факт упругого частичного разуплотнения наблюдается даже в илистых и болотистых грунтах.

При исследовании сжимаемости грунтов в приборах одноосного сжатия бокового расширения грунта не наблюдается. В действительности же при приложении к грунту нагрузки в пределах какой-либо ограниченной площади происходит не только вертикальное сжатие грунта, но и боковое его расширение. Поэтому, например, в случае двухмерного напряженного состояния следует иметь в виду, что сумма главных напряжений

$$\theta = \sigma_x + \sigma_z = \xi\sigma_z + \sigma_z = (1 + \xi)\,\sigma_z, \qquad (1.22)$$

где ξ — так называемый коэффициент бокового давления грунта. Учитывая, что при отсутствии бокового расширения грунта

Ом... научна... 76011 7

$\varepsilon = f(\sigma_z)$, и имея в виду выражение (1.22), для двухмерного напряженного состояния будем иметь коэффициент пористости

$$\varepsilon = f\left(\frac{\theta}{1+\xi}\right).$$

Н. М. Герсеванов ввел допущение о том, что ε зависит только от суммы главных напряжений, а не от их соотношения. В соответствии с этим аналогично выражению (1.20) можно записать

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - a_{уп}\frac{\theta}{1+\xi}. \qquad (1.23)$$

Компрессионная кривая, показанная на рис. 1.2, характерна для грунтов, не сцементированных хрупкими связями (глины, пески и др.); поэтому их деформации начинаются сразу же после приложения уплотняющей нагрузки. Несколько иной вид имеет компрессионная кривая грунтов, обладающих хрупкими связями между отдельными частицами, например песчаников.

После приложения сжимающей нагрузки до некоторого значения $q = \sigma_{стр}$ ($\sigma_{стр}$ — напряжения, при которых разрушаются структурные связи) грунт практически не сжимается за счет более плотной укладки частиц. Кривая деформации при этом практически параллельна оси напряжений (рис. 1.3). Грунт в

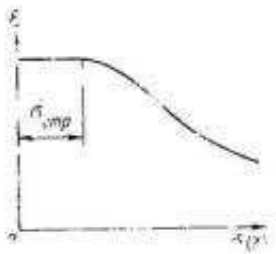


Рис. 1.3. Компрессионная кривая для грунтов, обладающих структурным сцеплением

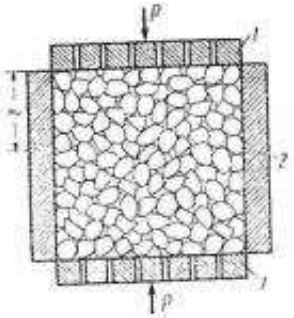


Рис. 1.4. Уплотнение полностью водонасыщенного грунта

этом случае сжимается только за счет упругих деформаций связей и частиц грунта и только после разрушения этих связей начинает сжиматься вследствие более плотной укладки частиц. За пределом $\sigma_{стр}$ кривая компрессии приобретает обычный вид, как на рис. 1.2.

Остановимся, далее, на характере сжимаемости водонасыщенных грунтов.

Уравнение компрессии (1.20) дает результат конечной сжимаемости грунтов для соответствующих значений нормальных напряжений $\sigma(z)$ и не устанавливает связи между коэффициентом пористости ε и временем, когда ε достигнет значения, соответствующего данному $\sigma(z)$. Эти вопросы имеют важное значение при рассмотрении явлений неустановившегося процесса уплотнения, т. е. процесса, происходящего между начальным (ε_0) и конечным (ε) состояниями грунта. Если грунт имеет незначительную влажность, то процесс уплотнения протекает быстро. Если же грунт полностью водонасыщен ($\eta \approx 1$), а расстояния между отдельными частицами его очень малы (глинистые грунты), уплотнение будет происходить только при выдавливании какого-то количества воды из пор грунта. На рис. 1.4 показан водонасыщенный образец грунта, сжимаемый перфорированными поршнями *1*. Приложив уплотняющую нагрузку P через водопроницаемый поршень *1* на образец грунта, помещенный в водонепроницаемом цилиндре *2*, увидим, что в первый момент уплотнения грунта не происходит. Это объясняется тем, что мгновенно водосодержание грунта измениться не может. Следовательно, нагрузка P в момент ее приложения полностью воспринимается водой, давление в которой

$$p_0 = P/F, \qquad (1.24$$

где F — площадь поршня.

Когда давление в воде p станет равным нулю, а это произойдет после полного уплотнения грунта и отфильтровывания из его пор воды, вся нагрузка будет воспринята уже скелетом грунта. Напряжения в нем при этом будут

$$\sigma^* = P/F. \qquad (1.25)$$

Между этими двумя состояниями напряжения в скелете грунта будут определяться из условия

$$\sigma(z, t) = \sigma^* - p(t), \qquad (1.26)$$

где $\sigma(z, t)$ — напряжения на глубине z в момент времени t; $p(t)$ — давление в поровой воде на глубине z в тот же момент времени.

Подставляя равенство (1.26) в (1.20), для любой точки грунта на глубине z в момент времени t получим уравнение для определения коэффициента пористости

$$\varepsilon(z, t) = \varepsilon_0(z) - a_{уп}[\sigma^* - p(z, t)]. \qquad (1.27)$$

Подробнее вопросы фильтрационного уплотнения грунтов рассмотрены в гл. 4. Для иллюстрации явления сжимаемости грунта приведем два примера.

1. Определить коэффициент пористости грунта в естественном состоянии:
для песчаного грунта при $\gamma_{ест} = 0{,}0157$ Н/см³;
для водонасыщенного глинистого грунта при $\gamma_{вод} = 0{,}021$ Н/см³.
Для первого случая по (1.6), если $\Delta = 0{,}0265$ Н/см³,

$$\varepsilon = \frac{\Delta - \gamma_{ест}}{\gamma_{ест}} = 0{,}69.$$

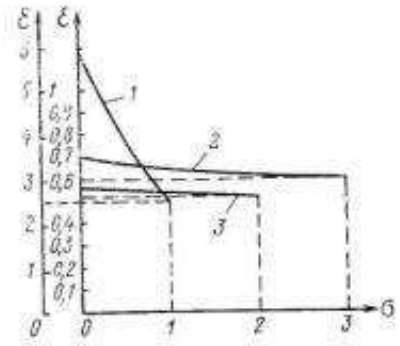


Рис. 1.5. Компрессионные кривые к примеру 2

Для второго случая по (1,7) при $\Delta = 0{,}027$ Н/см³

$$\varepsilon = \frac{\Delta - \gamma_н}{\gamma_н - \gamma} = 0{,}54.$$

2. Определить коэффициент уплотнения грунтов: песчаного ($\varepsilon_0 = 0{,}69$, кривая *2*), глинистого ($\varepsilon_0 = 0{,}54$, кривая *3*) и торфяного ($\varepsilon_0 = 6$, кривая *1*). Компрессионные кривые для этих грунтов приведены на рис. 1.5. Принимаем $\sigma_1 = 0$. Тогда по формуле (1.21) коэффициент уплотнения соответственно для песка, глины и торфа будет

$$a_{уп} = \frac{0{,}69 - 0{,}6}{3 - 0} = 0{,}003 \text{ см}^2/\text{Н},$$

$$a_{уп} = \frac{0{,}54 - 0{,}52}{2 - 0} = 0{,}001 \text{ см}^2/\text{Н},$$

$$a_{уп} = \frac{6{,}0 - 2{,}5}{1} = 0{,}035 \text{ см}^2/\text{Н}.$$

Как видно из второго примера, деформационные свойства торфов в десятки раз больше, чем песчаных или глинистых грунтов. Это следует иметь в виду при проектировании и строительстве сооружений в условиях болотистых грунтов Западной Сибири, где выполняется основной объем работ по строительству сооружений нефтяной и газовой промышленности. Из примеру сооружений нефтяной и газовой промышленности. Из примеров видно, сколь существенны различия в уплотняемости песчаных, глинистых и торфяных грунтов.

§ 4. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ

Многие сооружения нефтяной и газовой промышленности, построенные на грунтах, оказывают на них сдвигающее воздействие, в результате чего в грунте возникают не только сжимающие, но и касательные напряжения. Это особенно отчетливо проявляется при подземной укладке трубопроводов, по которым перекачиваются подогретые газ или нефть. Возникающие в трубах значительные продольные усилия перемещают трубы в продольном и поперечном направлениях. Если сопротивление грунта, окружающего трубу, оказывается недостаточным для уравновешивания продольных и поперечных сил, перемещающих трубопровод, то он может потерять устойчивость, выйти из грунта и разрушиться. Особенно часто такие явления наблюдаются на трубопроводах, проложенных в болотах, а также в рыхлых песчаных грунтах. Поэтому вопросам сопротивления грунтов сдвигу в трубопроводном строительстве следует уделять очень большое внимание.

Рассмотрим основные положения о сопротивлении грунтов сдвигу.

1. Лабораторные исследования. Зависимость Кулона

Основной метод определения характеристик сопротивления грунтов сдвигу — испытание грунта на приборах одноплоскостного среза (рис. 1.6) или на приборах трехосного сжатия, называемых стабилометрами. В последнее время все большее применение находит полевой метод исследований, позволяющий установить расчетные характеристики с наибольшей достоверностью.

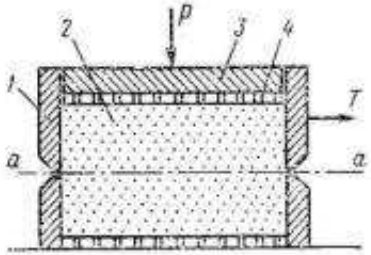


Рис. 1.6. Схема прибора для испытания грунтов на сдвиг

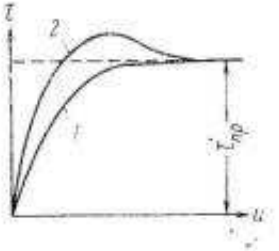


Рис. 1.7. Кривые зависимости продольных перемещений и касательных напряжений

Основной элемент прибора одноплоскостного среза — разрезанное кольцо *1* (см. рис. 1.6), в которое помещается исследуемый образец грунта *2*. К поверхности образца прикладывается через уплотнитель *3* сжимающая сила P, а сдвигающее усилие передается на грунт через верхнюю часть кольца *1*. Вода удаляется из образца при уплотнении через специальные фильтры *4*.

Срезается грунт по плоскости a—a. Зная площадь поверхности среза F и величину сдвигающей силы T, можно рассчитать касательные напряжения по плоскости a—a $\tau = T/F$ при соответствующих им значениях нормальных напряжений $\sigma = P/F$.

Задавая последовательно ступенями ряд значений T при постоянной величине σ, по индикаторам определяют сдвиг верхнего кольца до тех пор, пока не произойдет срез образца по плоскости a—a. По замерам можно построить график (рис. 1.7) зависимости продольных перемещений u срезаемого грунта и касательных напряжений τ. Кривая *1* характерна для рыхлого песка, кривая *2* — для плотного. Как видно из рисунка, при некотором значении касательных напряжений происходит сдвиг срезаемой части образца без дальнейшего увеличения усилия

сдвига. Касательные напряжения, соответствующие моменту среза грунта, называют *предельными* и обозначают $\tau_{пр}$. Проведя ряд описанных опытов с образцами грунта при различных уплотняющих нагрузках P (выдерживая образец под каждой нагрузкой до полного затухания деформаций сжатия), можно построить кривые зависимости предельного сопротивления грунта сдвигу от соответствующих нормальных напряжений (рис. 1.8). Кривая *1* характерна для так называемых несвязных (песчаных) грунтов, а кривая *2* — для связных (глинистых).

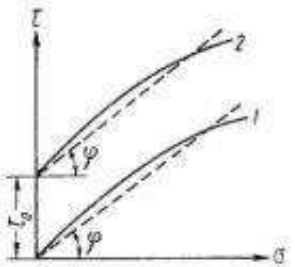


Рис. 1.8. Кривые зависимости $\tau=f(\sigma)$

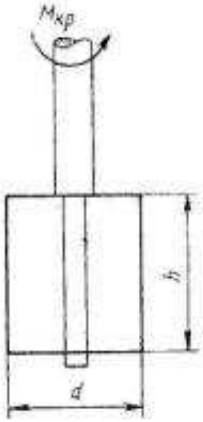


Рис. 1.9. Схема крыльчатки

Если заменить кривые *1, 2* прямыми линиями, то зависимость между $\tau_{пр}$ и σ можно представить в виде:

для несвязных грунтов

$$\tau_{пр}=\sigma \operatorname{tg}\varphi, \tag{1.28}$$

для связных грунтов

$$\tau_{пр}=\sigma \operatorname{tg}\varphi+\tau_0. \tag{1.29}$$

Зависимость (1.28) была предложена в 1773 г. К. Кулоном и носит его имя. При рассмотрении зависимости (1.28) мы встречаемся с новой и одной из важнейших физико-механических характеристик грунтов, так называемым *углом внутреннего трения* φ. Величина $\operatorname{tg}\varphi$ численно равна коэффициенту трения грунта по грунту в плоскости среза.

Рассматривая условие (1.29), мы видим, что предельное сопротивление связных грунтов до некоторого значения τ_0 не зависит от нормальных напряжений. Это объясняется тем, что силы связности грунта создают сопротивление сдвигающим усилиям. Касательные напряжения τ_0, при которых преодолеваются силы связности, в механике грунтов называют *сцеплением грунта* и обозначают символом c.

Таким образом, для связных грунтов можно записать

$$\tau_{пр}=\sigma \operatorname{tg}\varphi+c. \tag{1.30}$$

В. А. Флорин отмечает условность характеристик φ и c, так как они, вообще говоря, лишены физического смысла. Этого же мнения придерживался и Н. А. Цытович. Однако, учитывая, что зависимости (1.28), (1.30) достаточно достоверно отражают действительность, а выделение в общем законе Кулона составляющих φ и c позволяет удобно оперировать ими при решении многих задач, связанных с расчетами устойчивости сооружений, предельное сопротивление грунтов в механике грунтов выражают именно этими зависимостями.

В полевых условиях сопротивление грунта сдвигу можно определить с помощью лопастного прибора (рис. 1.9). В грунт в забой скважины погружают крестообразную крыльчатку размерами h и d. Приводят ее во вращательное движение и измеряют крутящий момент $M_{кр}$ в течение одного оборота крыльчатки при скорости ее вращения 0,1—0,2° в 1 с. Касательное напряжение, равное сцеплению грунта, определяется по формуле

$$c=\frac{2M_{кр}}{\pi d^2 h\left(1+\frac{d}{3h}\right)}. \tag{1.31}$$

При испытании глинистых и заторфованных грунтов текучей и текучепластичной консистенции применяют крыльчатку с $h=20$ см и $d=10$ см, а при испытании заторфованных плотных грунтов и глинистых мягкопластичной консистенции — с $h=15$ см и $d=7{,}5$ см. Плотные грунты испытывают крыльчаткой с $h=12$ см и $d=6$ см.

Величина $\tau_{пр}$ при испытаниях на сдвижном приборе должна определяться после полного затухания деформаций уплотнения. Если это условие не выполнять, то можно получить неправильный результат. Действительно, принимая во внимание уравнение (1.26), нетрудно увидеть, что в момент времени t до окончания уплотнения по формуле (1.30)

$$\tau_{пр}=[\sigma^*-p(t)]\operatorname{tg}\varphi+c, \tag{1.32}$$

где σ^* — нормальные напряжения в скелете грунта после стабилизации процесса уплотнения; $p(t)$ — давление в поровой воде в момент времени t.

Если взять начальный момент, т. е. $t=0$, то, учитывая выражения (1.24) и (1.25), получаем

$$\tau_{пр}=\left(\frac{P}{F}-\frac{P}{F}\right)\operatorname{tg}\varphi+c=c, \tag{1.33}$$

что не соответствует действительности.

Поэтому методики испытаний грунтов на сдвиг должны исключать возможность подобных ошибок. Следует отметить, что

любые испытания в лабораторных условиях не дадут действительного значения $\tau_{пр}$. Это объясняется тем, что в естественных условиях грунт находится под нагрузкой, создаваемой только массой грунта. После приложения уплотняющей нагрузки требуется иногда значительное время, чтобы вода отфильтровала из области повышенных давлений. Значение же $\tau_{пр}$ по (1.32) в этот период будет ниже по сравнению с $\tau_{пр}$, определенным на сдвижном приборе с полностью дренированным грунтом.

Для приближения замеренных результатов к действительным в последние годы испытание грунтов на сдвиг в основном проводят в полевых условиях. Для этого используют лопастные приборы, шаровые и жесткие бетонные штампы.

Как показали поставленные во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева исследования, метод определения сопротивления сдвигу оказывает довольно существенное влияние на конечные результаты. Так, φ и c, определенные в полевых условиях по результатам сдвига жестких бетонных штампов, довольно существенно отличаются от результатов, полученных на приборе одноплоскостного среза для грунтов с ненарушенной структурой. В табл. 6 приведены некоторые сравнительные данные, полученные П. Д. Евдокимовым.

Таблица 6. Характеристики грунтов, полученные при испытании штампами

Вид грунта	Метод испытания					
	бетонный штамп		одометр		стабилометр	
	φ, градус	c, Н/см²	φ, градус	c, Н/см²	φ, градус	c, Н/см²
Мелкий песок	25—30	0,6	34	0,6	42	0
Плотные суглинки, супеси	22—45	6,3	27—35	0,6	33	15
Глина	14—16	3,8—5,2	17	0,92	—	—
Плотная глина	28	1,6	34	20,7	—	—

Применявшиеся бетонные штампы размером от 1,5×1 до 2,5×2,5 м позволили интегрированно учесть свойства грунта большого объема, в то время как испытания в лабораторных условиях на образцах объемом в несколько кубических сантиметров дают возможность определить лишь свойства грунта в той точке, в которой взята проба. Это нужно иметь в виду при оценке прочности грунтовых оснований.

2. Другие формы уравнения предельного сопротивления грунта сдвигу

Рассмотрим несколько условий предельного напряженного состояния. Заранее заметим, что все они представляют ту или иную интерпретацию уравнения (1.30). Запишем уравнение

(1.30) в виде

$$\tau_{пр} = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi, \qquad (1.34)$$

где σ_c — условное напряжение всестороннего сжатия грунта, эквивалентное сцеплению c.

Физический смысл такой эквивалентности означает следующее: грунт считается как бы обжатым равномерным всесторонним давлением и для преодоления этого сжатия нужно приложить растягивающее усилие, равное по величине c. Чтобы уравнение (1.34) соответствовало (1.30), необходимо принять $\sigma_c = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$.

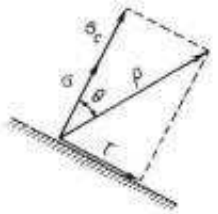


Рис. 1.10. Схема напряжений в грунте

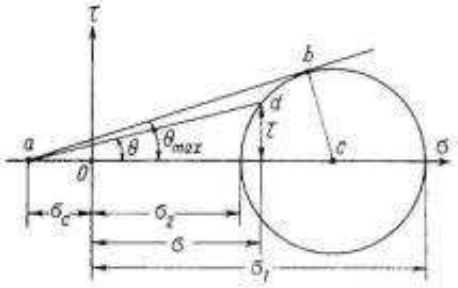


Рис. 1.11. Диаграмма напряжений грунта при сдвиге

Рассмотрим напряжения, действующие по какой-либо площадке в грунте (рис. 1.10). Результирующее напряжение, построенное на составляющих τ и $\sigma + \sigma_c$, называется *полным приведенным напряжением*, действующим на данной площадке. Из рисунка видно, что

$$\tau = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \theta. \qquad (1.35)$$

Сравнивая это выражение с (1.34), видим, что предельное состояние на рассматриваемой площадке может наступить лишь при $\theta = \varphi$, т. е. когда угол отклонения полного приведенного напряжения от нормали к площадке равен углу внутреннего трения.

Еще одно важное условие предельного равновесия может быть получено с помощью диаграммы напряженного состояния (рис. 1.11). По оси абсцисс вправо от начала координат откладываем главные напряжения σ_1 и σ_2, действующие в рассматриваемой точке, и строим круг напряжений. Влево от точки 0 откладываем σ_c. По оси ординат откладываем значения касательных напряжений τ. Соединив точку a с точкой d, лежащей на окружности, видим, что

$$\frac{\tau}{\sigma + \sigma_c} = \operatorname{tg} \theta.$$

Угол отклонения θ прямой ad от оси абсцисс характеризует отклонение полного приведенного напряжения от нормали к рассматриваемой площадке. Наибольшим углом отклонения прямой ad будет угол θ_{max}, куда прямая ad станет касательной к окружности, т. е. совпадает с прямой ab. Такая прямая называется *предельной прямой*. В соответствии с рис. 1.11 имеем

$$\sin\theta_{max} = \frac{bc}{ac}.$$

Учитывая, что

$$bc = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \quad \text{а} \quad ac = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \sigma_c,$$

и подставляя эти значения в выражение для $\sin\theta_{max}$, получаем

$$\sin\theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c}.$$

Зная, что предельное напряженное состояние наступает лишь при $\theta = \varphi$, условие предельного состояния в любой точке, выраженное через главные напряжения, запишем в виде

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c} = \sin\varphi. \tag{1.36}$$

Если для какой-либо точки $\sin\varphi > \sin\theta$, то ни по одной из элементарных площадок в рассматриваемой точке не может быть предельного состояния, а следовательно, и смещения грунта по грунту.

Зависимость (1.36) имеет важное значение для решения многих практических задач, таких, как задачи устойчивости грунтов, давления их на ограждающие конструкции и т. п. Собственно, на зависимостях (1.30) и (1.36) построена в основном целая теория предельного равновесия грунтов.

§ 5. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Грунты в естественном состоянии, как правило, содержат какое-то количество воды, которая под воздействием различных факторов непрерывно перемещается из одних областей в другие. Так, пленочная, или связная, вода движется из более влажных мест в менее влажные; она перемещается по порам грунта, как по капиллярам, поднимаясь выше уровня грунтовой воды (до полутора метров). Однако наиболее важное значение имеет движение свободной воды в порах полностью водонасыщенного грунта. В отличие от движения, например, пленочной воды, которое иногда называют *миграцией влаги*, движение свободной воды, происходящее под воздействием сил тяжести или давления, создаваемого в поровой воде внешними нагрузками, называют *фильтрацией*. Фильтрация происходит из областей грунта с более высоким давлением в области более низкого давления.

В подземной гидравлике, как правило, оперируют величинами не давлений p, а напоров H. Между ними имеется следующая связь:

$$H = \frac{p}{\gamma} + z, \tag{1.37}$$

где z — высота над плоскостью сравнения $0-0$ (рис. 1.12).

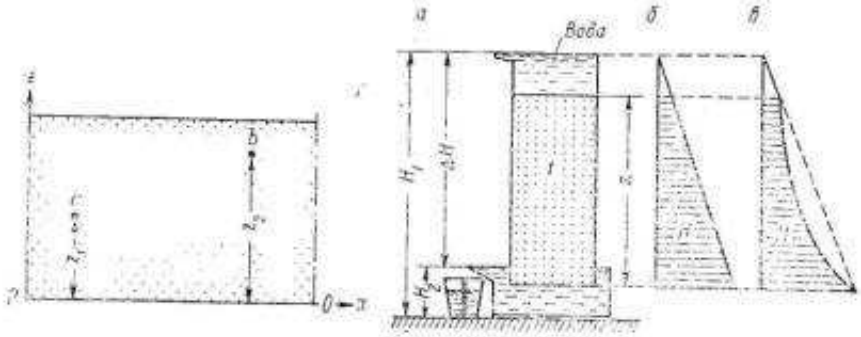


Рис. 1.12. Схема для определения напора в фильтрационном потоке

Рис. 1.13. Схема притока для определения коэффициента фильтрации и эпюры напоров:
а — схема прибора; *б, в* — эпюры напоров

Например, напор в точке a

$$H_a = \frac{p_a}{\gamma} + z_1,$$

а в точке b

$$H_b = \frac{p_b}{\gamma} + z_2.$$

Еще в 1856 г. Г. Дарси опытным путем установил, что скорость фильтрации

$$u = -k\frac{\partial H}{\partial s}, \tag{1.38}$$

где k — коэффициент фильтрации; $\partial H/\partial s$ — отношение разности напоров в двух сколь угодно близких друг к другу точках к расстоянию между ними. Это отношение называют *градиентом напора*, а зависимость (1.38) — *зависимостью Дарси*, или *основным законом фильтрации*. Как видно из (1.38), k имеет единицу измерения скорости фильтрации при градиенте напора, равном единице. Единица измерения коэффициента фильтрации см/с, м/сут, м/год.

Если рассматривать одномерную задачу теории фильтрации, чему соответствует, например, строго вертикальное движение

воды в грунте, то движение воды можно охарактеризовать только одним значением скорости

$$u_z = -k_z \frac{\partial H}{\partial z},$$

где k_z — коэффициент фильтрации воды в вертикальном направлении; $\partial H/\partial z$ — соответствующий градиент напора.

При двухмерной задаче, когда вода может двигаться в любом направлении в плоскости xoz, составляющие вектора скорости фильтрации определяются как

$$u_x = -k_x \frac{\partial H}{\partial x}, \qquad u_z = -k_z \frac{\partial H}{\partial z},$$

где k_x — коэффициент фильтрации в направлении оси x.

Ориентировочные значения коэффициентов фильтрации, см/с:

Крупнозернистый песок	10^{-1}—10^{-2}
Среднезернистый песок	10^{-2}—10^{-3}
Мелкозернистый песок	10^{-3}—10^{-4}
Супесь	10^{-4}—10^{-5}
Суглинок	10^{-5}—10^{-7}
Глина	Менее 10^{-7}
Торф при разложении, %	
До 10	10^{-1}—10^{-2}
11—24	10^{-2}—10^{-3}
25—40	10^{-4}—10^{-5}
Более 40	10^{-5}—10^{-6}

Определяют коэффициенты фильтрации в лабораторных, а также в полевых условиях по результатам пробных откачек воды из специально устраиваемых шурфов.

В лаборатории k обычно определяют на приборе, схема которого показана на рис. 1.13, *а*. В цилиндр поперечного сечения F помещают образец грунта *1*, через который фильтруется вода. Как видно из рисунка, ΔH во время опыта остается постоянной, следовательно, и градиент напора $(H_2-H_1)/s$ будет постоянной величиной.

Определяя при проведении опыта расход воды через сечение F и имея в виду, что средняя скорость фильтрации $u=Q/F$, а также учитывая зависимость (1.38) получаем

$$\frac{Q}{F} = -k\frac{H_2-H_1}{s} = k\frac{H_1-H_2}{s}.$$

Из этого уравнения находим

$$k = \frac{Qs}{(H_1-H_2)F}, \qquad (1.39)$$

где Q — расход воды через сечение F.

Таким образом, можно определить коэффициенты фильтрации k_x и k_z, ориентируя соответствующим образом грунт, помещаемый в цилиндр.

В полевых условиях определение k более сложно и требует выполнения довольно трудоемких работ. Суть полевого метода заключается в том, что в грунте устраивают специальные траншеи или шурфы, в которые отфильтровывается вода из грунта. Замеряя расход поступающей воды и определяя по снижению естественного уровня грунтовых вод в траншее градиент напора, находят коэффициент фильтрации по формуле, аналогичной (1.39).

1. Понятие о начальном градиенте напора

Исследования связных грунтов показывают, что фильтрация в грунте может происходить только при градиенте напора, превышающем некоторую величину. Впервые предложил назвать эту величину *«начальным градиентом»* i_0 Н. П. Пузыревский. Интересно отметить, что не только глинистые грунты, но и торфяные также обладают начальным градиентом. Так, начальный градиент торфа в зависимости от степени его разложения и плотности колеблется от 0,4 (торф в естественном состоянии) до 2 (торф под уплотняющей нагрузкой до 20 Н/см²).

Наличие в грунтах начального градиента оказывает существенное влияние на фильтрацию. Действительно, в соответствии с определением понятия «начальный градиент» фильтрация имеет место, если $\partial H/\partial s > i_0$. При $\partial H/\partial s \leqslant i_0$ скорость фильтрации $u=0$. Таким образом, с учетом начального градиента зависимость (1.38) получает вид

$$u = -k_1\left(\frac{\partial H}{\partial s} - i_0\right), \qquad (1.40)$$

где k_1 — коэффициент фильтрации, отличающийся от k в зависимости (1.38). Это отличие видно на рис. 1.14, на котором представлена зависимость скорости фильтрации от начального градиента напора. В соответствии с (1.38) эта зависимость характеризуется линией *1*, проходящей через начало координат, а при наличии начального градиента — линией *2*, которая отсекает на оси $\partial H/\partial s$ значение i_0. Нетрудно увидеть, что в случае (1.38) $k=\operatorname{tg}\alpha$, а в случае (1.40) $k_1=\operatorname{tg}\alpha_1$.

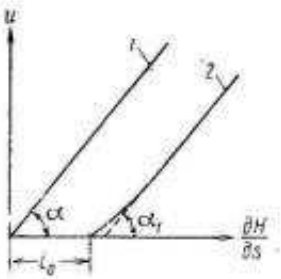


Рис. 1.14. Зависимость скорости фильтрации от начального градиента напора

Учет начального градиента напора не только изменяет картину фильтрации в целом, но и оказывает существенное влияние при расчетах деформаций грунтов.

2. Влияние на фильтрацию деформируемости скелета

Если вдоль образца грунта *1* (см рис. 1.13, *а*) построить линию падения напора, то для крупнозернистых грунтов она будет иметь вид, показанный на рис. 1.13, *б*. Устанавливается эпюра *H* почти мгновенно. Это объясняется практической недеформируемостью скелета грунта. Градиент напора в этом случае будет одинаковым для любого сечения грунта. Если же взять грунт глинистый и установить по длине образца пьезометрические трубки, показывающие величину напора в сечении, где установлены трубки, то изменение напоров будет происходить, как показано на рис. 1.13, *в*. Следовательно, градиенты напора также будут изменяться в соответствии с формой линии падения напоров. Поскольку в любом сечении образца грунта расход воды в различных сечениях будет одинаковым, то коэффициент фильтрации должен изменяться таким образом, чтобы скорость фильтрации оставалась постоянной.

Описанное явление имеет важное значение при рассмотрении вопросов уплотнения водонасыщенных грунтов, изменения сопротивления грунта сдвигу при изменении уплотняющей нагрузки. С таким явлением приходится встречаться, например, при укладке подводных трубопроводов способом протаскивания, при расчете нестабилизированных осадок сооружений на слабых водонасыщенных грунтах и т. п.

§ 6. ЭЛЕКТРООСМОС В ГРУНТЕ

При пропускании постоянного электрического тока через водонасыщенный грунт в нем возникает движение воды в порах грунта в сторону отрицательного электрода. Такое движение жидкости называют *электроосмосом*. Одновременно наблюдается стремление твердых частиц продвигаться к положительно заряженному электроду. Это явление называют *электрофорезом*.

Явление электроосмоса в грунте легко обнаруживается при проведении простейшего опыта. В стеклянный ящик *1* (рис. 1.15), заполненный водонасыщенным грунтом *2*, опускаются электроды. Электрод *3* изготавливается в виде медной трубы — сваи диаметром 2—3 см с закрытым нижним концом; электрод *4* представляет собой медную тонкую пластинку. При наложении на электроды внешнего электрического потенциала начинается движение воды в порах грунта, как показано на рис. 1.15, в сторону сваи. Вокруг сваи очень быстро образуется водяная рубашка, а давление в поровой воде по нижнему концу сваи оказывается настолько сильным, что свая начинает подниматься. Влажность грунта в области

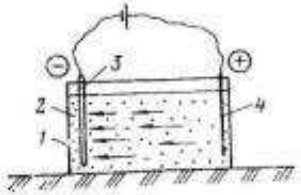


Рис. 1.15. Схема лабораторной установки электроосмоса

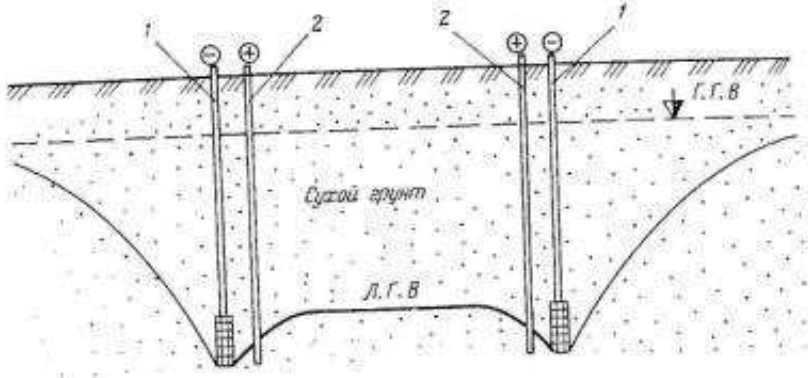


Рис. 1.16. Схема водопонижения с помощью электроосмоса (ГГВ, ЛГВ — соответственно горизонт и линия грунтовых вод)

1 — система катодов, представляющих собой иглофильтры для откачки воды; *2* — система анодов из труб или из арматурной стали

пластинки (положительный электрод) быстро уменьшается, и через некоторое время водонасыщенный глинистый грунт высыхает. Глина из текучего состояния переходит в тугопластичное.

Электроосмос используется в практике для понижения уровня грунтовых вод, уменьшения влажности грунтов и повышения их несущей способности. Особенно эффективен электроосмос в мелкозернистых песчаных и супесчаных грунтах с коэффициентом фильтрации до 10^{-3}—10^{-4} см/с. При этом для откачки воды используют водопонизительные установки типа иглофильтров. Схема водопонижения с использованием такой установки показана на рис. 1.16. Расстояние между анодами и катодами *e* составляет 1—2 м. В качестве источника постоянного

Таблица 7. Значения электропроводности и коэффициента электроосмоса грунтов

Вид грунта	e, $\frac{1}{\text{Ом·см}}$	$k_э$, $\frac{\text{см}^2}{\text{В·с}}$
Песок	$1{,}5\cdot10^{-5}$	1—2
Супесь пылеватая	$0{,}5\cdot10^{-5}$	5—8
Суглинок	$3{,}5\cdot10^{-4}$	8—10
Заторфованный суглинок	$1\cdot10^{-3}$	1,5—2,5

электрического тока можно использовать мотор-генератор любого типа, имея в виду при этом, что эффективным электроосмос может быть при условии, что напряжение тока не более 50 В, сила тока на 1 м² противофильтрационной завесы до 1 А.

Основной характеристикой электроосмоса является коэффициент электроосмоса

$$k_э = \frac{Qe}{I}, \qquad (1.41)$$

где Q — расход воды вследствие электроосмоса, определяемый опытным путем, см³/с; e — удельная электропроводность грунта, 1/(Ом·см); I — сила тока, А.

Знак $k_э$, можно определить ожидаемый дополнительный приток воды за счет электроосмоса.

В табл. 7 приведены значения удельной электропроводности грунтов и средние значения коэффициента электроосмоса $k_э$.

Глава 2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ

Для расчетов прочности как оснований, так и самих сооружений (подземных трубопроводов, резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов, подземных газохранилищ, фундаментов насосных и компрессорных станций) необходимо определять напряженное состояние грунтов, используемых в качестве оснований сооружений или среды, в которой эти сооружения возводятся. Особое значение такие расчеты имеют для объектов нефтяной и газовой промышленности, являющихся сооружениями высокой степени неблагоприятного воздействия хранимых и перекачиваемых продуктов на окружающую среду в случае аварий.

Напряжения в грунте возникают от собственной массы, воздействия внешней нагрузки и фильтрационных сил. Определение напряженного состояния даже упругих тел (имеющих строгие геометрические формы), подвергающихся силовым воздействиям, — весьма сложная задача. Тем более сложным является исследование напряженного состояния грунтов, свойства которых, как было показано в первой главе, изменяются в широком диапазоне. Поэтому одной из важнейших в теории напряженного состояния грунтов является схематизация прочностных и деформационных свойств грунта. Она должна быть выполнена таким образом, чтобы можно было довольно четко составить расчетную модель грунта, используя которую можно было бы решить те или иные задачи по определению напряженного состояния.

§ 1. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТА

1. Модель линейно-деформируемой среды

Крупнейшие специалисты в области механики грунтов Н. М. Герсеванов, В. А. Флорин и другие уделили много внимания обоснованию возможности использования решений теории упругости применительно к грунтовым основаниям. Н. М. Герсеванов еще в 1930 г. обратил внимание на возможность замены нелинейной компрессионной кривой зависимостью, при которой

жду деформациями и напряже-
ями устанавливается линейное
ношение $\varepsilon = -a_{уп}\sigma$, аналогичное
висимости Гука, являющейся ос-
вной предпосылкой теории упру-
сти. Причем Н. М. Герсеванов
тко объяснил не только сходство,
и различие этих зависимостей.
ли в соответствии с законом Гу-
тело считается абсолютно упру-
м, т. е. при уменьшении напряже-
й никаких остаточных деформа-
й не возникает, то при снятии на-
узки при компрессионных испыта-
ях для большинства грунтов
роме скальных) характерно появление остаточных деформа-
й. Поэтому Н. М. Герсеванов ввел понятие «линейно-дефор-
руемая среда», подчеркнув тем самым отличие от «среды тео-
и упругости». В этом случае решения теории упругости можно
спользовать при условии однократного сжатия грунта, а так-
е с учетом некоторых дополнительных ограничений.

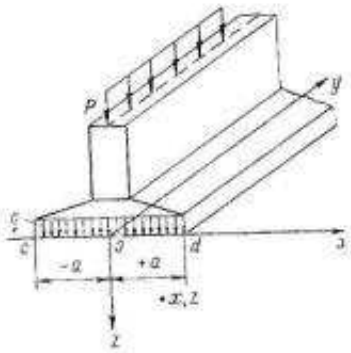


Рис. 2.1. Ленточный фундамент

Имея в виду сказанное, рассмотрим основные зависимости
еории упругости применительно к грунтовым основаниям соо-
ужений, в случае плоской задачи, или иначе, плоского де-
ормированного или плоского напряженного состояния. На
ис. 2.1 показан ленточный фундамент под здание, представляю-
ий собой тело большой длины в направлении оси y с одинако-
ым сечением в плоскости xoz. Напряжения q в пределах по-
ошвы cd фундаментной плиты от равномерно распределенной
агрузки P также одинаковы по всей длине фундамента. Таким
бразом, напряженное состояние грунта в любой плоскости xoz
о оси будет одинаковым. Достаточно найти распределение на-
ряжений σ_x, σ_z и τ_{xz} в плоскости xoz, чтобы считать напряжен-
ое состояние грунтового массива определенным. Такой вид
лоской задачи называют *плоским деформированным состоя-*

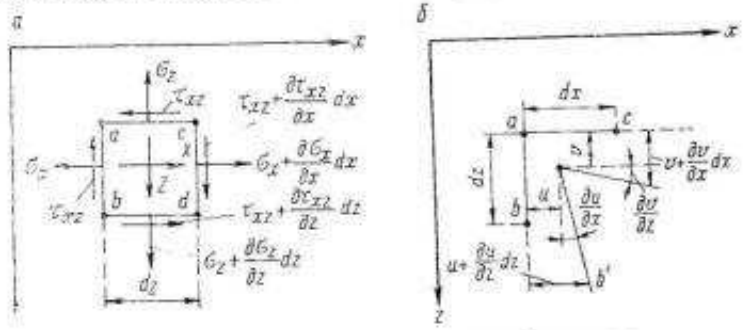


Рис. 2.2. Схема напряженного состояния и деформаций элемента

нием. Оно характерно не только для ленточных фундаментов, но и для подземных трубопроводов, балок на упругом основании и т. п.

Для определения значений напряжений σ_x, σ_z и τ_{xz} для любой точки x, z (см. рис. 2.1) необходимо иметь три уравнения. Рассмотрим элемент грунта в плоскости xoz единичной протяженности в направлении оси y (рис. 2.2 *а*). Элемент имеет бесконечно малые стороны dx и dy и расположен в точке x, z (см. рис. 2.1). По граням элемента действуют напряжения, показанные на рис. 2.2, *а*. Кроме них, в пределах элемента могут действовать объемные силы X и Z, например силы тяжести, фильтрационные силы.

Спроектировав силы на оси x и z, получим уравнения равновесия

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0,$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0. \qquad (2.1)$$

Двух уравнений недостаточно для определения трех неизвестных. Для получения третьего уравнения в теории упругости рассматривают деформацию тела. На рис. 2.2, *б* показаны две грани элемента, деформированного напряжениями σ_x, σ_z и τ_{xz}. Как видно из рисунка, точки *a*, *b*, *c* переместились, а грани элемента, кроме того, изменили свое направление (ab на ab' и т. д.), т. е. повернулись. Деформации вдоль осей x и z будут

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \qquad \varepsilon_z = \frac{\partial v}{\partial z}, \qquad (2.2)$$

а деформации сдвига, т. е. поворота двух граней,

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial z}. \qquad (2.3)$$

Дифференцируя первое из уравнений (2.2) дважды по z, второе — дважды по x и уравнение (2.3) — по x и z, получаем уравнение

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial z}, \qquad (2.4)$$

называемое *условием совместности деформаций.*

Учитывая известные из курса «Сопротивление материалов» соотношения между σ_x, σ_z, τ_{xz} и ε_x, ε_z и γ_{xz} для случая плоской задачи, можно получить условие совместности в форме

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} = -\frac{1}{1-\mu}\left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial z}\right), \qquad (2.5)$$

где μ — коэффициент Пуассона.

Два уравнения (2.1) и условие (2.5) являются основными уравнениями теории упругости, позволяющими определить искомые напряжения σ_x, σ_z и τ_{xz}. Для однозначного их решения необходимо ввести еще граничные условия, например, для случая рис. 2.1. При $z=0$ и $x=\pm a$ решение должно иметь вид:

$$\sigma_x = 0, \qquad \tau_{xz} = 0 \quad \text{и} \quad \sigma_z = q.$$

В 1862 г. Эри удалось свести решение трех уравнений к одному, вводя особую функцию $\varphi_э$, удовлетворяющую следующим условиям:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial z^2}, \qquad \sigma_z = \frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial x^2},$$

$$\tau_{xz} = -\frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial x \partial z}. \qquad (2.6)$$

Тогда уравнение (2.5) можно представить в виде

$$\frac{\partial^4 \varphi_э}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \varphi_э}{\partial x^2 \partial z^2} + \frac{\partial^4 \varphi_э}{\partial z^4} = 0. \qquad (2.7)$$

Если использовать полярные координаты, то уравнение (2.7) можно записать в виде

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2}{\partial \theta^2}\right)\left(\frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi_э}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial \theta^2}\right) = 0, \qquad (2.8)$$

где r, θ — соответственно радиус и угол, определяющие положение точки, x, z в полярных координатах.

Значения напряжений аналогично условиям (2.6) будут

$$\sigma_r = \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi_э}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi_э}{r^2 \partial \theta^2};$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \varphi_э}{\partial r^2}; \qquad \tau_{r\theta} = -\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial \varphi_э}{\partial \theta}\right). \qquad (2.9)$$

2. Модель теории предельного напряженного состояния

В этой расчетной модели считается, что во всех точках грунта имеется предельно-напряженное состояние. Тогда основными уравнениями этой модели будут уравнения равновесия (2.1) и условие предельного напряженного состояния (1.36). Кроме того, как и в модели линейно-деформируемой среды, в этой модели должны удовлетворяться граничные условия. Устанавливая область применимости первой модели, следует иметь в виду, что решения, полученные на ее основе, достаточно хорошо соответствуют действительности, если в грунте не возникает значительных областей предельно-напряженного грунта.

Вторая модель применима как раз в тех случаях, когда весь грунт или большая его часть в основании сооружения переходит в предельное напряженное состояние. Такие случаи харак-

терны, например, для быстрых оползневых подвижек масс грунта при строительстве магистральных трубопроводов в горных районах.

Модель теории предельного напряженного состояния использована В. В. Соколовским и С. С. Голушкевичем при разработке ими статики «сыпучей грунтовой среды». Элементы этой теории рассмотрены в пятой главе. В данной главе при определении напряженного состояния грунта используется только первая расчетная модель.

§ 2. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ ОТ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ

1. Плоская задача

Пусть к поверхности полуплоскости приложена сосредоточенная сила P (рис. 2.3, *а*), равномерно распределенная в направлении, перпендикулярном к плоскости рисунка. Требуется установить

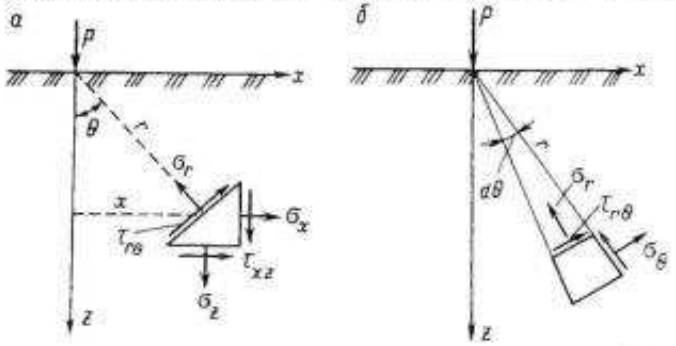


Рис. 2.3. Схема для расчета напряжений в грунте от сосредоточенной силы, приложенной к полуплоскости

закон изменения напряжений в грунте, т. е. получить значения σ_x, σ_z и τ_{xz} для любой точки x, z полуплоскости. Решение этой задачи впервые было получено Фламаном в 1892 г. Задача решается в полярных координатах.

Необходимо подобрать функцию напряжений φ_3 таким образом, чтобы она удовлетворяла условию (2.8). Фламан предложил принять

$$\varphi_3 = \frac{P}{\pi} r\theta \sin\theta. \tag{2.10}$$

Значения r и θ понятны из рис. 2.3. Подставив (2.10) в уравнение (2.8), убеждаемся в том, что (2.9) удовлетворяет уравнению (2.8). По формулам (2.9) находим

$$\sigma_r = \frac{2P}{\pi r}\cos\theta; \qquad \sigma_\theta = 0; \qquad \tau_{r\theta} = 0. \tag{2.11}$$

Значения σ_r, σ_θ и $\tau_{r\theta}$ показаны на рис. 2.3, *б*. Суммируя проекции σ_r на ось z в пределах окружности радиуса r, получаем

$$2\int_0^{\pi/2} \sigma_r \cos\theta d\theta = \frac{4P}{\pi}\int_0^{\pi/2} \cos^2\theta d\theta = P,$$

т. е. сумма проекций внутренних нормальных напряжений равна внешней силе.

Поскольку $\sigma_\theta = \tau_{r\theta} = 0$, то в любой точке полуплоскости напряжения имеют радиальный характер. Они как бы стекаются к точке приложения силы. Если построить на полуплоскости линии равных напряжений, то они будут представлять окружности, имеющие общую ось симметрии, проходящую через линию действия сосредоточенной силы (рис. 2.4). Каждая окружность

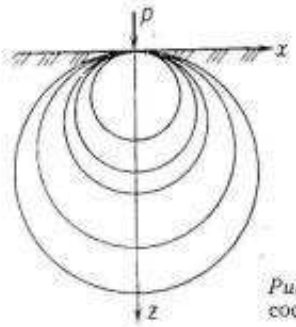


Рис. 2.4. Линии равных напряжений σ_r при действии сосредоточенной силы на полуплоскость

обозначает геометрическое место точек действия равных по величине радиальных напряжений.

Если от полярных координат перейти к прямоугольным, то получим

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi}\frac{x^2 z}{(x^2+z^2)^2}; \qquad \sigma_z = \frac{2P}{\pi}\frac{z^3}{(x^2+z^2)^2};$$
$$\tau_{xz} = \frac{2P}{\pi}\frac{xz^2}{(x^2+z^2)^2}. \tag{2.12}$$

Из формулы (2.11) видно, что при $r \to 0$, $\sigma_r \to \infty$, чего на самом деле быть не может. Это свидетельствует о недостатках исходной расчетной модели, не допускающей ни в одной из точек возникновения предельного состояния. Совершенно очевидно, что при $\sigma_r \to \infty$ в какой-то части основания под силой возникает область (пусть очень малая), в которой материал полуплоскости перейдет в пластичное состояние и σ_r станет величиной конечной.

2. Пространственная задача

К полупространству приложена сосредоточенная сила (рис. 2.5). Интересно отметить, что эта задача была решена Буссинеском в 1885 г., т. е. раньше, чем плоская задача Фламаном.

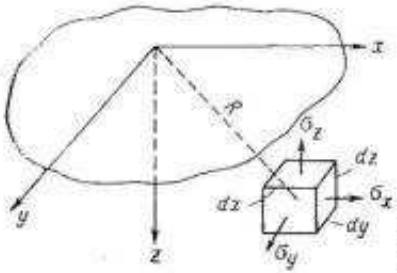


Рис. 2.5. Схема для расчета напряжений в грунте от сосредоточенной силы, приложенной к полупространству

Значения напряжений σ_z, τ_{xz}, τ_{yz} определяются по формулам:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{R^5}; \qquad \tau_{xz} = -\frac{3P}{2\pi}\frac{xz^2}{R^5};$$

$$\tau_{yz} = -\frac{3P}{2\pi}\frac{yz^2}{R^5}.$$

Вывод этих формул, а также формул для определения σ_x и σ_y приходится в курсах теории упругости. Как и в случае плоской задачи, при $R \longrightarrow 0$ σ_z и другие напряжения стремятся к бесконечности, что также объясняется несовершенством расчетной модели теории упругости.

§ 3. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ ОТ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ

1. Равномерно распределенная полосовая нагрузка

Представим распределенную нагрузку состоящей из бесконечно большого числа сосредоточенных нагрузок $qd\xi$ (рис. 2.6). Тогда, чтобы определить напряжения в любой точке x, z, нужно

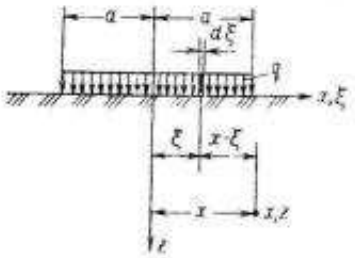


Рис. 2.6. Схема для расчета напряжений в грунте от равномерно распределенной нагрузки

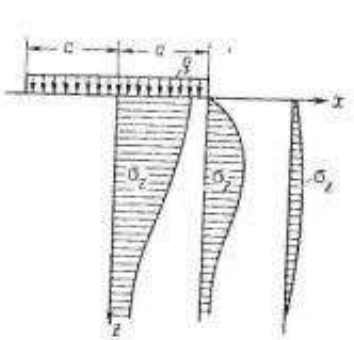


Рис. 2.7. Эпюры напряжений σ_z по разным вертикалям

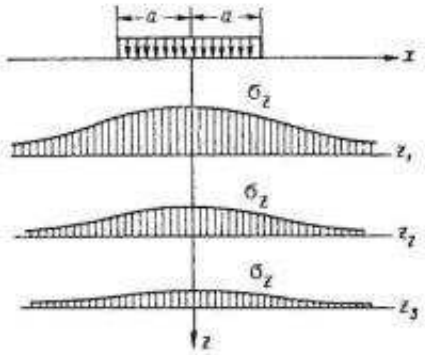


Рис. 2.8. Эпюры напряжений σ_z на различных глубинах

просуммировать соответствующие напряжения в этой точке от всех сосредоточенных нагрузок $qd\xi$. Сделать это позволяет одно из свойств модели линейно-деформируемой среды: напряжения в какой-либо точке от нескольких сил определяются арифметическим суммированием составляющих напряжений от каждый силы. Заменяя суммирование интегрированием в пределах $\pm a$ и учитывая (2.12), получаем

$$\sigma_x = \frac{2q}{\pi}\int_{-a}^{+a}\frac{(x-\xi)^2 z}{[(x-\xi)^2+z^2]^2}\,d\xi;$$

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi}\int_{-a}^{+a}\frac{z^3}{[(x-\xi)^2+z^2]^2}\,d\xi; \qquad (2.13)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2q}{\pi}\int_{-a}^{+a}\frac{(x-\xi)z^2}{[(x-\xi)^2+z^2]^2}\,d\xi.$$

Значения σ_x в долях от равномерно распределенной нагрузки q приведены в табл. 8, а σ_z — в табл. 9. На рис. 2.7 показаны примерные очертания эпюр напряжений σ_z по разным вертикалям, а на рис. 2.8 — эпюры напряжений σ_x на разных глубинах. На рис. 2.9, *а* показаны линии равных напряжений σ_z, а на рис. 2.9, *б* — линии равных напряжений σ_x. Для линий σ_x характерно седлообразное очертание. Такую же форму имеют и линии равных τ_{xz}.

Для определения главных напряжений Митчелом предложены очень простые формулы

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(\varepsilon_0 + \sin\varepsilon_0);$$

$$\sigma_2 = \frac{q}{\pi}(\varepsilon_0 - \sin\varepsilon_0), \qquad (2.14)$$

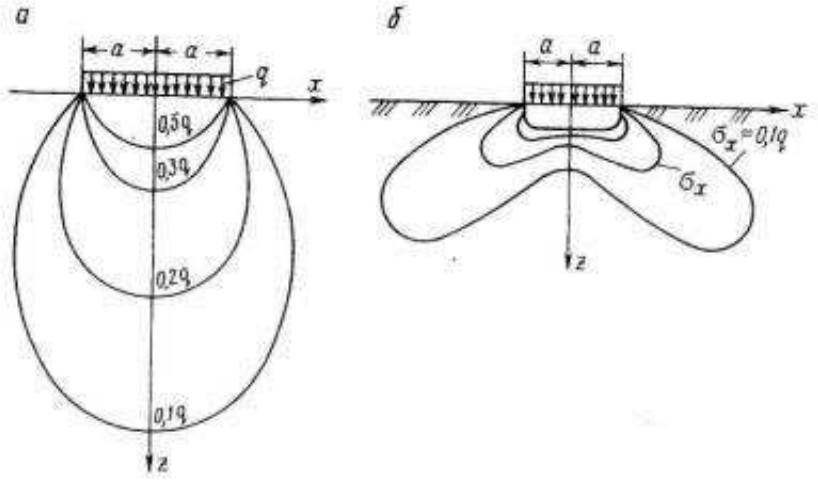


Рис. 2.9. Линии равных напряжений σ_z и σ_x

где ε_3 — угол, под которым видна полоса нагрузки из точки, в которой определяются σ_1 и σ_2 (рис. 2.10). Причем σ_1 направлено в сторону нагрузки по биссектрисе угла ε_3, а σ_2 — по перпендикуляру к ней.

2. Треугольная полосовая нагрузка

Если основание загружено, как показано на рис. 2.11, то из условия подобия треугольников с катетами $2a$, q_0 и ξ, $q(\xi)$ получим

$$q\left(\frac{\xi}{a}\right)=\frac{q_0\xi}{2a}.$$

Использовав тот же подход, что и при равномерно распределенной нагрузке, будем иметь

$$\sigma_x=\frac{q_0}{\pi a}\int_0^{2a}\frac{(x-\xi)^2 z\xi}{[(x-\xi)^2+z^2]^2}\,d\xi;$$

$$\sigma_z=\frac{q_0}{\pi a}\int_0^{2a}\frac{z^3\xi}{[(x-\xi)^2+z^2]^2}\,d\xi. \qquad (2.15)$$

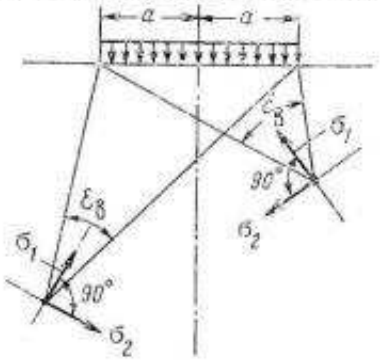


Рис. 2.10. Схемы для определения главных напряжений

Таблица 8. Распределение напряжений σ_x

z/a	x/a											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0	1	1	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,1	0,972	0,872	0,871	0,864	0,835	0,774	0,468	0,123	0,042	0,015	0,009	0,006
0,2	0,754	0,75	0,742	0,736	0,685	0,593	0,437	0,19	0,03	0,016	0,016	0,016
0,3	0,643	0,643	0,618	0,615	0,564	0,482	0,405	0,238	0,117	0,047	0,027	0,015
0,5	0,45	0,448	0,44	0,462	0,399	0,356	0,348	0,286	0,171	0,074	0,041	0,026
0,7	0,314	0,309	0,305	0,301	0,286	0,276	0,291	0,284	0,2	0,096	0,054	0,034
1	0,134	0,186	0,191	0,199	0,178	0,195	0,225	0,224	0,211	0,122	0,074	0,049
1,5	0,08	0,081	0,081	0,087	0,097	0,114	0,143	0,18	0,185	0,145	0,097	0,068
2	0,042	0,042	0,043	0,045	0,055	0,067	0,089	0,123	0,145	0,135	0,103	0,077
3	0,015	0,013	0,013	0,017	0,021	0,028	0,04	0,063	0,084	0,102	0,097	0,083
4	0,006	0,006	0,006	0,007	0,01	0,013	0,021	0,033	0,049	0,071	0,078	0,075
5	0	0	0	0	0,002	0,004	0,011	0,02	0,03	0,048	0,062	0,053

Таблица 9. Распределение напряжений σ_z при равномерной нагрузке

z/a	x/a											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0	1	1	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,1	1	1	1	1	1	1	0,5	0,002	0	0	0	0
0,2	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,01	0,005	0	0	0
0,3	0,993	0,987	0,985	0,966	0,91	0,498	0,03	0,005	0,001	0	0	0
0,5	0,96	0,96	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001	0
0,7	0,906	0,905	0,9	0,887	0,83	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
1	0,822	0,82	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0 005	0,003
1,5	0,67	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,05	0,015	0,007
2	0,54	0,54	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,14	0,094	0,065

Таблица 10. Распределение напряжений σ_z при треугольной нагрузке

z/2a	x/2a												
	−1,5	−1	−0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5
0	0	0	0	0	0,25	0,5	0,75	0,5	0	0	0
0,25	—	—	0,001	0,075	0,256	0,48	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,5	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,41	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5	0,02	0,048	0,096	1,145	0,178	0,2	0,202	0,185	0,124	0,062	1,041
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,05
3	0,05	0,064	0,08	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,09	0,071	0,05
4	0,051	0,06	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	[illegible]	0,6	0,049
[illegible]	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,068	0,061	0,047

Рис. 2.11. **Треугольная нагрузка**

Рис. 2.12. **Линии равных напряжений σ_z при треугольной нагрузке**

Значения σ_z в долях от q_0 приведены в табл. 10. Эпюры напряжений имеют вид, аналогичный эпюрам σ_z, показанным на рис. 2.7 и 2.8. Линии равных напряжений аналогичны линиям, показанным на рис. 2.9, с той лишь разницей, что они смещены в сторону возрастания нагрузки (рис. 2.12).

3. Комбинированная полосовая нагрузка

Используя решения для полосовой равномерно распределенной и треугольной нагрузок, можно найти напряжения в любой точке основания от полосовых нагрузок, показанных на рис. 2.13, *а—г*, а также для любых комбинаций равномерно распределенной и треугольной нагрузок. Для этого необходимо выделить в каждой из комбинаций нагрузок равномерную и треугольную полосовые нагрузки и просуммировать для какой-то точки x, z составляющие напряжений σ_x, σ_z, и τ_{xz} от каждой отдельной нагрузки.

Рис. 2.13. Схемы расчетных нагрузок

Если нагрузка распределена по нелинейному закону, то ее можно приближенно заменить комбинацией равномерно распределенной и треугольной нагрузок и затем найти напряжения в любой точке основания.

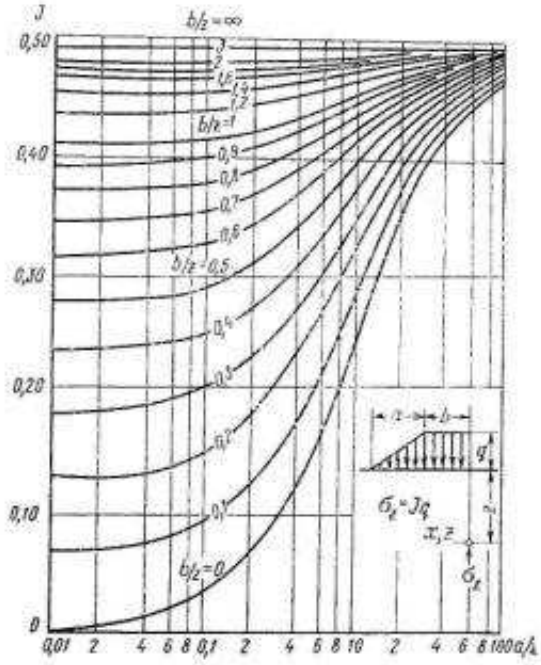


Рис. 2.14. График для определения напряжений σ_z

Для определения составляющих напряжений можно пользоваться табл. 8—10 или графиком (рис. 2.14) для σ_z.

В последнем случае значение сжимающих напряжений определяется по формуле

$$\sigma_z = Iq, \tag{2.16}$$

где I — алгебраическая сумма коэффициентов для нагрузок справа ($I_п$) и слева ($I_л$) от вертикали, проходящей через рассматриваемую точку.

Пример. Допустим, что необходимо найти σ_z для точки x, z (см. рис. 2.13, *а*).

Для нагрузки слева

$$I_л = I\left(\frac{a_1}{z}, \frac{b_1}{z}\right); \tag{2.17}$$

для нагрузки справа

$$I_п = I\left(\frac{a_2}{z}, \frac{b_2}{z}\right), \tag{2.18}$$

где I находим по графику (см. рис. 2.14).

Суммируя выражения (2.17) и (2.18), находим I и, далее, по формуле (2.16) — σ_z.

Приведем численный пример, приняв $z=100$ см, $a_1=a_2=100$ см, $b_1=150$ см, $b_2=50$ см, $q=10$ Н/см^2=0,1 МПа.

Для нагрузки слева при $a_1/z=1$ и $b_1/z=1,5$ по графику находим $I_л \approx 0,47$; для нагрузки справа при $a_2/z=1$ и $b_2/z=0,5$ по графику имеем $I_п \approx 0,28$. Полная величина $I=0,47+0,28=0,75$. По формуле (2.16) $\sigma_z=7,5$ Н/см^2=0,075 МПа.

Если нагрузка распределена равномерно и только в пределах b_1+b_2, то $a_1=a_2=0$. Тогда $I_л=0,46$, $I_п=0,28$, $I=0,74$. Соответственно $\sigma_z=7,4$ Н/см^2=0,074 МПа.

4. Приближенное определение напряжений от полосовой распределенной нагрузки

В механике грунтов имеются способы приближенного определения напряжений в грунте, основанные на некоторых допущениях. Один из них позволяет довольно точно находить распределение напряжений σ_z на различных глубинах. Допустим к поверхности грунта приложена нагрузка, как показано на рис. 2.15. Было сделано допущение, что напряжения распределяются в пределах глубины 0—z_2 по трапецеидальному закону, начиная от глубины z_2 и более — по треугольному. При этом площадь каждой из эпюр напряжений равна площади внешней нагрузки. Ограничивающие линии AA' и BB' наклонены к оси z под углом, α, принимаемым для плотных глин в пределах 45—60°, для песков 45° и для слабых глинистых и заторфованных грунтов около 30°. Линии AO и BO проводим параллельно линиям BB' и AA' соответственно. Учитывая эти допущения, легко показать, что $q_1=q_0$, $q_2=q_0$, а величину q_3 определяем по формуле, полученной из равенства площадей внешней нагрузки

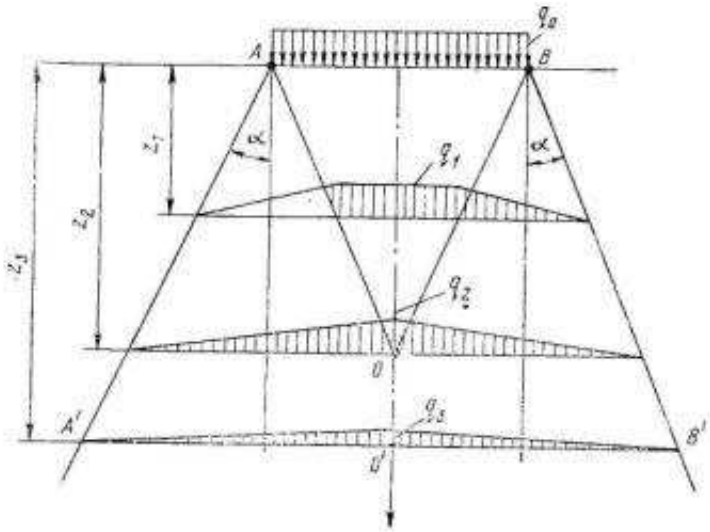


Рис. 2.15. Расчетная схема для определения напряжения σ_z

площади треугольной эпюры $A'O'B'$:

$$q_3 = \frac{2aq_0}{a + z\,\mathrm{tg}\,\alpha}. \qquad (2.19)$$

Отметим, что при $\alpha \approx 45 \div 60°$ точное решение практически совпадает с приближенным, при меньших α приближенные напряжения оказываются на 10—15% ниже. Достоинством рассмотренного метода является то, что при вполне достаточной для практики точности можно без наличия какого-либо справочного пособия рассчитать напряженное состояние основания, построить эпюры распределения напряжений по горизонтали на глубине, а затем построить эпюры распределения напряжений по любой вертикали.

§ 4. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА. КОЭФФИЦИЕНТ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ И МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ГРУНТА

Вопрос об определении напряжений в грунте от собственного веса имеет важное значение, особенно для сооружений трубопроводов, располагающихся ниже дневной поверхности грунта.

Если считать поверхность грунта горизонтальной, то нетрудно видеть, что объемные силы в уравнениях равновесия (2.1), если составить их для трехмерной задачи, будут

$$X = Y = 0, \qquad Z = \gamma_{\text{ест}}(z),$$

где $\gamma_{\text{ест}}$ — удельный вес грунта в естественном состоянии на глубине z.

Напряжения в грунте, удовлетворяющие уравнениям (2.1) и (2.5), а также граничным условиям $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xz} = 0$ при $z = 0$, определяются из уравнений

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_{\text{ест}}(z)\,dz; \qquad \sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu}\int_0^z \gamma_{\text{ест}}\,dz;$$

$$\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0,$$

где μ — коэффициент, аналогичный коэффициенту Пуассона.

Для однородного грунта можно принять $\gamma_{\text{ест}}$ величиной постоянной. Тогда

$$\sigma_z = \gamma_{\text{ест}} z; \qquad \sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma_{\text{ест}} z;$$

$$\tau_{xz} = 0, \qquad (2.20)$$

т. е. сжимающие напряжения на глубине z определяются давлением массы грунта толщиной z.

Остановимся на рассмотрении влияния на σ_z удельного веса грунта. Если грунт сухой, то $\gamma_{\text{ест}}$ следует принимать равным

$\gamma_{\text{ест}}$. Если же грунт сложен из нескольких различных слоев толщиной h_i, то

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_{\text{ест}\,i} h_i, \qquad (2.21)$$

где $\gamma_{\text{ест}\,i}$ — удельный вес грунта в пределах i-го слоя в состоянии, характерном для данного слоя.

При полностью водонасыщенном грунте удельный вес грунта должен определяться с учетом взвешивания частиц грунта в воде, т. е.

$$\sigma_z = \gamma_{\text{взв}} z = (\gamma_{\text{нас}} - \gamma)\,z, \qquad (2.22)$$

где $\gamma_{\text{взв}}$ — удельный вес взвешенного в воде грунта; $\gamma_{\text{нас}}$ — удельный вес водонасыщенного грунта (см. гл. 1); γ — удельный вес воды.

Учет взвешенного грунта очень важен при балластировке газопровода, укладываемого на обводненных грунтах, песчаным грунтом. Действительно, если определить σ_z, считая $\gamma_{\text{ест}} = \gamma_{\text{нас}}$, то давление грунта окажется больше, чем на самом деле. Такая ошибка приводит (при пригрузке газопровода грунтом), как правило, к «всплытию» трубопровода, т. е. к созданию аварийной ситуации.

В уравнение (2.20) входит коэффициент μ, смысловое значение которого можно охарактеризовать следующим образом.

Приняв допущение об отсутствии боковых деформаций грунта, видим, что уравнение (2.20) приобретает вид

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z; \qquad \sigma_z = \gamma_{\text{ест}} z. \qquad (2.23)$$

Эти формулы и используются для определения напряжений в грунте при отсутствии внешних нагрузок. Отношение $\mu/(1-\mu)$ называют *коэффициентом бокового давления грунта*, определенным в условиях, когда боковые деформации грунта отсутствуют, и обозначают ξ, т. е.

$$\xi = \mu/(1-\mu). \qquad (2.24)$$

Из уравнения (2.23) видно, что

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \qquad (2.24')$$

и представляет собой отношение горизонтальных (поперечных) напряжений к сжимающим в условиях отсутствия боковых деформаций, что и было принято при получении выражения (2.23). Если снять ограничение на поперечные деформации, то коэффициент бокового давления будет отличаться от значений, определяемых по формуле (2.24). Эта зависимость получена Н. М. Герсевановым исходя из следующих соображений. Считая, что полная (упругая и остаточная) деформация может быть охарак-

теризована, как и в теории упругости, зависимостью

$$e_x = \frac{1}{E_0}[\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)], \qquad (2.25)$$

и учитывая невозможность боковых деформаций, получаем $e_x = 0$. Аналогично и $e_y = 0$. Приняв во внимание (2.24′), из (2.25) при $e_x = 0$ приходим к уравнению $\xi - \mu\xi - \mu = 0$. Откуда и находим зависимость (2.24′). В формуле (2.25) E_0 — модуль деформации.

Значения коэффициентов μ и ξ для различных грунтов колеблются по данным различных исследователей от 0,1 до 1. Средние их значения в зависимости от вида грунта следующие:

	μ	ξ		μ	ξ
Песок	0,28	0,4	Суглинок	0,37	0,6
Супесь	0,31	0,45	Глина	0,45	0,8

Модуль деформации грунта E_0 учитывает в отличие от модуля упругости для совершенно упругих тел как упругие, так и остаточные деформации. Например, при невозможности боковых деформаций определяют модуль общей деформации по формуле

$$E_0 = \frac{d\sigma_z}{de_z}. \qquad (2.26)$$

Заменяя бесконечно малые приращения σ_z и e_z конечными значениями, можно определить модуль деформации по результатам компрессионных испытаний. Обычно эти значения занижены. Испытания сжимаемости грунтов в полевых условиях с помощью больших штампов дают более высокие значения E_0, так как при этом учитываются и боковые деформации. Модуль E_0 в этом случае определяют по формуле

$$E_0 = (1 - \mu^2)\frac{\Delta p}{\Delta s}\omega d,$$

где μ — коэффициент Пуассона (см. табл. 2.4); Δp — приращение давления, передаваемого штампом на грунт; Δs — приращение осадки штампа при соответствующем Δp; ω — коэффициент формы штампа, при круглом штампе $\omega = 0{,}8$.

В табл. 11 приведены средние значения E_0 для некоторых видов грунтов. Данные таблицы могут использоваться лишь для ориентировочной оценки напряженного состояния оснований или их деформаций. Для окончательных расчетов необходимо использовать модуль общей деформации, определенный для грунтов, залегающих на строительной площадке.

При определении модуля E_0 следует иметь в виду, что его значение несколько изменяется в зависимости от метода измерения. Так, в результате многочисленных исследований установлено, что в среднем отношение модуля E_0, определенное, напри-

Таблица 11. Модуль деформации E, МПа

Вид грунта	Коэффициент пористости грунта ε					
	0,4—0,5	0,51—0,6	0,61—0,7	0,71—0,8	0,81—0,9	0,91—1
Песчаные грунты:						
гравийные и крупные	46	4	33	—	—	—
средней крупности	46	4	33	—	—	—
мелкие	37	28	24	—	—	—
пылеватые	14	12	1	—	—	—
Глинистые грунты при влажности, соответствующей пределу пластичности:						
9,5—12,4	23	16	13	—	—	—
12,5—15,4	35	21	15	12	—	—
15,5—18,4	—	3	19	13	1	8
18,5—22,4	—	—	30	18	13	9
22,5—26,4	—	—	—	26	16	11
26,5—30,4	—	—	—	—	22	1,4

мер, прессиометрическим методом, к E_0, определенному стандартным методом штампа, имеющего площадь 5000 см² (в шурфах) и 600 см² (в скважинах), может колебаться в пределах 0,45—0,9. Поэтому определять E_0 в пределах строительной площадки следует по одной методике.

§ 5. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ

Проникая в поры грунта, вода оказывает силовое воздействие на его частицы. Это происходит в основном вследствие сил трения и лобового сопротивления отдельных частиц фильтрационному потоку. Суммарное воздействие фильтрационного потока на скелет грунта называют *фильтрационной силой*, а воздействие этого потока, приходящегося на единицу объема грунта, — *интенсивностью фильтрационной силы*. Для определения интенсивности фильтрационной силы рассмотрим элемент грунта, через который фильтрует вода (рис. 2.16).

Пусть на грани элемента $x = 0$ и $z = 0$ действует давление p, а на грани $x = dx$ и $z = dz$ действуют давления

$$p + \frac{\partial p}{\partial x}dx \quad \text{и} \quad p + \frac{\partial p}{\partial z}dz.$$

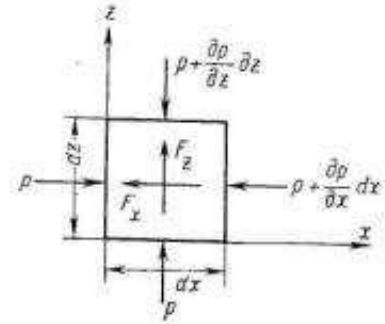


Рис. 2.16. Схема для определения интенсивности фильтрационных сил

Изменение давления на соответствующих гранях компен-

сируется объемной фильтрационной силой

$$F=\vec{F}_x+\vec{F}_z,$$

где $\vec{F}_x$ и $\vec{F}_z$ — составляющие фильтрационной силы.

Проектируя все силы на оси x и z, получаем

$$F_x dxdz+\frac{\partial p}{\partial x}dxdz=0,$$

$$F_z dxdz+\frac{\partial p}{\partial z}dxdz=0.$$

Откуда составляющие интенсивности объемной фильтрационной силы

$$F_x=-\frac{\partial p}{\partial x}, \qquad F_z=-\frac{\partial p}{\partial z}. \tag{2.27}$$

Как уже было показано, давление

$$p=\gamma(H-z_0), \tag{2.28}$$

где H — напор в точке xz; z_0 — расстояние от этой точки до плоскости сравнения. Если плоскость сравнения остается неизменной, то, подставляя выражение (2.28) в (2.27), получаем

$$F_x=-\gamma\frac{\partial H}{\partial x}; \qquad F_z=-\gamma\frac{\partial H}{\partial z}. \tag{2.29}$$

Имея формулы для определения интенсивности объемных фильтрационных сил, можно найти и напряжения в грунте, обусловливаемые этими силами. Это можно получить, используя уравнения (2.1) и (2.5) при $X=F_x$ и $Z=F_z$ и принимая соответствующие граничные условия.

Обозначим напряжения в грунте от любых сил, кроме фильтрационных, σ_x^0, σ_z^0 и τ_{xz}^0. Тогда подставив напряжения и объемные фильтрационные силы в уравнения (2.1) и (2.5), можно убедиться, что напряжения, возникающие в грунте от фильтрационного потока, определяются как

$$\sigma_x^{\Phi}=\sigma_x^0-\gamma H; \qquad \sigma_z^{\Phi}=\sigma_z^0-\gamma H; \qquad \tau_{xz}^{\Phi}=\tau_{xz}^0. \tag{2.30}$$

Выполнив вычисления, получим

$$\frac{\partial\sigma_x^0}{\partial x}-\gamma\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{xz}^0}{\partial z}+\gamma\frac{\partial H}{\partial z}=0;$$

$$\frac{\partial\tau_{xz}^0}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_z^0}{\partial z}-\gamma\frac{\partial H}{\partial z}+\gamma\frac{\partial H}{\partial z}=0.$$

Поскольку

$$\frac{\partial\sigma_x^0}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{xz}^0}{\partial z}=0$$

и

$$\frac{\partial\tau_{xz}^0}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_z^0}{\partial z}=0,$$

то и уравнения (2.31) отвечают условиям (2.1). Аналогично можно убедиться в выполнении условия (2.5), если фильтрационные напряжения определяются по формулам (2.30). Уравнения (2.30) позволяют решить задачи, связанные с расчетами прочности основания, когда грунты подвергаются воздействию внешних сил, включая и фильтрационные. При этом напряжения σ_x^0 и σ_z^0 определяются по одной из расчетных моделей, приведенных в предыдущих параграфах. Покажем на одном из простейших примеров важность учета фильтрационных сил.

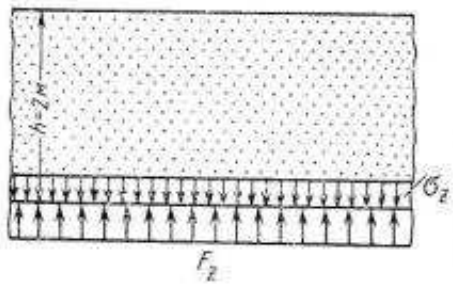


Рис. 2.17. Силовое воздействие восходящего фильтрационного потока

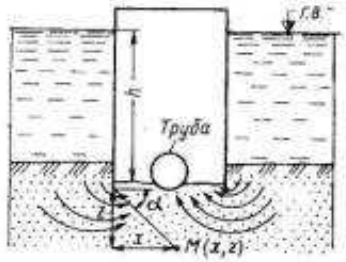


Рис. 2.18. Фильтрационное воздействие потока на трубопровод при ремонте

Требуется определить напряжение в грунте на глубине $h=2$ м при наличии восходящего фильтрационного потока (рис. 2.17). Напор на этой глубине $H=3$ м. Грунт однородный, $\gamma_{нас}=0{,}02$ Н/см³. По (2.22) на глубине 2 м

$$\sigma_z^0=0{,}01\cdot 200=2 \text{ Н/см}^2=0{,}02 \text{ МПа}.$$

По (2.30)

$$\sigma_z^{\Phi}=\sigma_z^0-\gamma H=2-0{,}01\cdot 300=1 \text{ Н/см}^2=-0{,}01 \text{ МПа}.$$

Этот результат свидетельствует о том, что при напоре $H=3$ м на глубине 2 м возникают растягивающие напряжения, которые разрушают грунтовое основание. Такой случай может возникнуть, если, например, ведутся работы по ремонту трубопровода за ограждающими стенками (рис. 2.18).

Формулы для определения напоров можно найти в специальных курсах гидравлики.

Для случая, показанного на рис. 2.18, используем решение В. А. Флорина.

Фильтрационные напряжения в произвольной точке (плоская задача):

$$\sigma_z^{\Phi} = \frac{\gamma h}{\pi} \cdot \frac{xz}{x^2 + z^2};$$

$$\sigma_x^{\Phi} = \frac{\gamma h}{\pi} \cdot \frac{xz}{x^2 + z^2}. \qquad (2.31)$$

Суммируя эти напряжения с напряжениями в грунте от собственной массы, можно определить условия, при которых разрушение грунта от фильтрационных сил происходить не будет и можно вести работы за ограждающими стенками.

§ 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЛАСТЕЙ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ, ВОЗНИКАЮЩИХ В ГРУНТЕ

Приложение к грунту какой-либо нагрузки обусловливает появление в нем напряжений, которые оказывают существенное влияние на характер деформаций грунта. Если напряжения достаточно малы, то деформации грунта имеют практически линейный характер. При некотором значении напряжений в грунте могут возникнуть пластические деформации. Соответственно и использование той или иной расчетной модели грунта для определения его напряженного состояния в значительной мере, как показано В. А. Флорином, зависит от зон или областей, в которых грунт переходит в пластичное состояние или, иначе говоря, в предельно-напряженное состояние. Однако выражения «достаточно малые напряжения» и «некоторое значение напряжений» не дают четкого представления о количественном значении напряжений, при которых какие-то области грунта переходят в предельное состояние, так же как и не дают ответа на вопрос: а каковы очертания этих областей и где они располагаются.

Между тем вопрос об условиях возникновения и развития областей предельного состояния имеет очень важное значение при решении задач, связанных с обеспечением надежной эксплуатации сооружений. Пусть, например, мы должны рассмотреть осадки узла сопряжения стенки и днища железобетонного резервуара (рис. 2.19). Давление стенки *1* и продукта *2* на днище *3* может оказаться настолько значительным, что, как показывает опыт, грунт начнет выдавливаться из-под края днища *3* как сильно вязкая жидкость. Это свидетельствует о том, что грунт в какой-то области под днищем перешел в предельное напряженное состояние и «течет» под нагрузкой. Естественно, что определить осадки края резервуара в таком случае, используя компрессионную кривую, нельзя, если не выяснить, каковы очертания этой области или хотя бы глубина ее распространения.

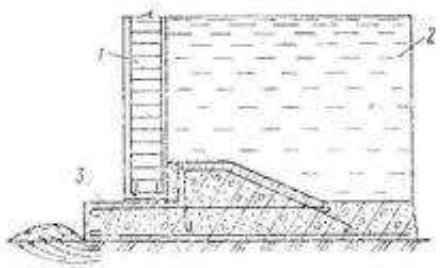


Рис. 2.19. Сопряжение стенки и днища резервуара

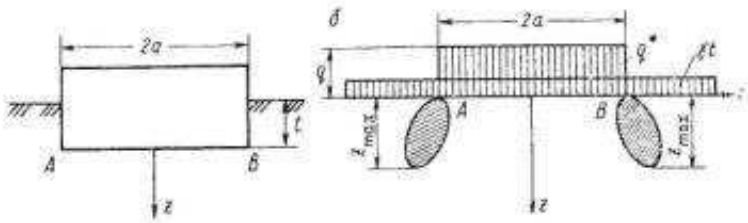


Рис. 2.20. Возникновение областей пластических деформаций грунта

На рис. 2.20, *а* показана схема сооружения, а на рис. 20, *б* — его расчетная схема. Сооружение заглублено в грунт на глубину t. Интенсивность давления по подошве AB сооружения равна q. Разделив нагрузку q на q^* и $\gamma_{ест} t$, можно считать, что часть нагрузки q и давление грунта на глубине t образуют сплошную распределенную нагрузку, равную $\gamma_{ест} t$. Таким образом, дополнительные напряжения в грунте будет создавать лишь оставшаяся часть внешней нагрузки $q^* = q - \gamma_{ест} t$. При некотором значении q^* в основании рассматриваемого сооружения может возникнуть предельное напряженное состояние. Наиболее часто такое состояние сначала возникает в краевых точках A и B. Нагрузка, при которой это происходит, получила название *критической краевой нагрузки* и обозначается $q_{кр}$. Если нагрузка q^* будет больше $q_{кр}$, то предельное состояние распространяется на глубину z_{max}, образуя области, заштрихованные на рис. 2.20, *б*. Чтобы в какой-либо точке основания имело место предельное напряженное состояние, необходимо выполнение условия

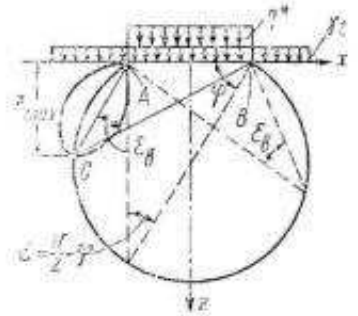


Рис. 2.21. Схема для определения очертания области пластических деформаций

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_z}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c} = \sin\varphi. \qquad (2.32)$$

Чтобы предельное состояние возникло и в точке C (рис. 2.21), также требуется выполнение этого условия.

Значения главных напряжений σ_1 и σ_2 только от нагрузки q^* могут быть приняты в уже известном виде (см. § 3 на-

стоящей главы)

$$\sigma_1 = \frac{q^*}{\pi}(\varepsilon_в + \sin\varepsilon_в);$$

$$\sigma_2 = \frac{q^*}{\pi}(\varepsilon_в - \sin\varepsilon_в). \qquad (2.33)$$

Поскольку q^* не учитывает напряжений от $\gamma_{ест}t$, то для определения полных напряжений к этим значениям напряжений нужно прибавить главные напряжения, возникающие в грунте от его собственной массы. Принимая коэффициент бокового давления $\xi = 1$, что, как показано В. А. Флориным, не вносит в конечный результат расчета существенной погрешности, получаем для точки C

$$\sigma_z = \gamma_{ест}z + \gamma_{ест}t;$$
$$\sigma_x = \xi\sigma_z = \gamma_{ест}z + \gamma_{ест}t. \qquad (2.34)$$

Поскольку напряжения σ_x и σ_z являются главными и равными друг другу, то и по любым образом ориентированным площадкам взаимноперпендикулярные напряжения в грунте будут равны друг другу. Следовательно, σ_1 и σ_2, входящие в условие (2.32), можно записать, учитывая (2.33) и (2.34), в виде

$$\sigma_1 = \frac{q^*}{\pi}(\varepsilon_в + \sin\varepsilon_в) + \gamma_{ест}z + \gamma_{ест}t;$$

$$\sigma_2 = \frac{q^*}{\pi}(\varepsilon_в - \sin\varepsilon_в) + \gamma_{ест}z + \gamma_{ест}t. \qquad (2.35)$$

Подставив значения (2.35) в (2.32), получаем

$$\frac{\frac{q^*}{\pi}\sin\varepsilon_в}{\frac{q^*}{\pi}\varepsilon_в + \sigma_c + \gamma_{ест}t + \gamma_{ест}z} = \sin\varphi. \qquad (2.36)$$

Это условие предельного состояния, полученное для точки C, одновременно является уравнением кривой, ограничивающей область предельного состояния. Действительно, если взять любые точки вне ограничивающей кривой ACA, то для них угол отклонения полного приведенного напряжения (см. гл. 1, § 4, п. 2) $\theta_{max} < \varphi$, т. е. условие предельного состояния не выполняется.

Если следовать по прямой, параллельной оси x и проходящей через точку C, нетрудно видеть, что в любых точках на этой прямой, не совпадающих с точкой C, угол отклонения полного приведенного напряжения $\theta_{max} < \varphi$. И только в точке C при соответствующем этой точке угле видимости $\varepsilon_в$ величина θ_{max}, а следовательно, и $\sin\theta_{max}$ достигают максимума. Максимума величина $\sin\theta_{max}$ достигает, когда производная $\sin\theta_{max}$ по $\varepsilon_в$ равна нулю.

Беря производную от выражения

$$\sin\theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c} = \frac{\frac{q^*}{\pi}\sin\varepsilon_в}{\frac{q^*}{\pi}\varepsilon_в + \sigma_c + \gamma_{ест}t + \gamma_{ест}z}$$

и приравнивая ее нулю, получаем

$$\cos\varepsilon_в = \frac{\frac{q^*}{\pi}\sin\varepsilon_в}{\frac{q^*}{\pi}\varepsilon_в + \sigma_c + \gamma_{ест}t + \gamma_{ест}z}. \qquad (2.37)$$

В точке C должны выполняться одновременно условия (2.36) и (2.37). Поэтому $\cos\varepsilon_в$ должен быть равен $\sin\varphi$. Это может быть только при

$$\varepsilon_в = \frac{\pi}{2} - \varphi. \qquad (2.38)$$

Кривая, удовлетворяющая условию (2.38), есть окружность, проходящая через точки A и B. Подставляя (2.38) в условие (2.36), получаем

$$q^* = \pi\frac{\gamma_{ест}z_{max} + \gamma_{ест}t + \sigma_c}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}.$$

Имея в виду, что $q^* = q\gamma_{ест}t$, получаем

$$q = \pi\frac{\gamma_{ест}z_{max} + \gamma_{ест}t + \sigma_c}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma_{ест}t. \qquad (2.39)$$

Формула (2.39) устанавливает зависимость между глубиной распространения области пластических деформаций (или предельного напряженного состояния) z_{max} и внешней нагрузкой q. Если $z_{max} = 0$, то получим формулу Н. П. Пузыревского для критической краевой нагрузки

$$q_{кр} = \pi\frac{\gamma_{ест}t + \sigma_c}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma_{ест}t = \pi\frac{\gamma_{ест}t + c\cdot\operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma_{ест}t. \qquad (2.40)$$

Если внешняя нагрузка $q \leqslant q_{кр}$, то ни в одной точке основания, кроме краевых точек A и B, не возникает предельного напряженного состояния, а так как при $q \geqslant q_{кр}$ нет никакой опасности для эксплуатационной надежности сооружения со стороны основания, то и никаких коэффициентов, снижающих расчетное давление q ниже критического, вводить не надо. Из формулы (2.40) видно, что $q_{кр}$ для песчаных грунтов равно нулю, если подошва сооружения не заглублена. Для глинистых грунтов $q_{кр}$ зависит от сцепления c, и поэтому она будет больше нуля даже при $t = 0$.

Из формулы (2.39) находим глубину области предельно напряженного грунта

$$z_{max} = \frac{(q - \gamma_{ест} t)\left(\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi\right) - \pi\,(c \cdot \operatorname{ctg}\varphi + \gamma_{ест} t)}{\pi \gamma_{ест}}. \qquad (2.41)$$

Однако не следует стремиться к тому, чтобы в основании совершенно не возникали области предельного напряжения. Это привело бы во многих случаях к неоправданному увеличению размеров сооружений и их излишнему заглублению. Как показано В. А. Флориным, вполне допустимо принять максимальную глубину распространения области пластических деформаций на $z_{max} = a/2$, где a — полуширина сооружения (см. рис. 20, *а*).

Однако, как показали наши исследования, в применении к расчету оснований резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов эта рекомендация нуждается в уточнении. Так, размеры днищ резервуаров достигают 50 м в плане. Если следовать приведенным выше указаниям, то можно допустить развитие областей предельного напряженного состояния на глубину до 12 м. Конечно, при этом могут произойти значительные местные осадки отдельных участков днищ резервуаров. Такие осадки довольно часты для узлов соединения стенки с днищем. При этом возникают различного рода перекосы, как показано, например, на рис. 2.22, делающие невозможным эксплуатацию резервуара с полной высотой налива нефтепродукта. Особую опасность перекосы резервуаров представляют для подводящих и отводящих нефтепродукты трубопроводов, которые могут разрушиться (рис. 2.23). Пунктиром показано проектное положение стенки и днища резервуара, а сплошными линиями — положение в результате выпора грунта из-под окрайки днища. Такое положение часто приводит к отрыву трубопровода в сечении *ab* и соответственно к потерям нефтепродукта. На практике имеют место случаи, когда из-за перекосов резервуаров их приходится выводить из эксплуатации. Мы пришли к выводу, что для резервуаров нельзя определять z_{max} по полной ширине резервуара. Независимо от размеров днищ необходимо ограничивать интенсивность нагрузки $q_{кр}$ на грунт по краю днища величиной, при которой максимальная глубина области предельного состояния z_{max} составляет для железобетонных резервуаров $z_{max} \approx 1 \div 1{,}5$ м, для металлических $z_{max} \approx 0{,}5 \div 0{,}8$ м.

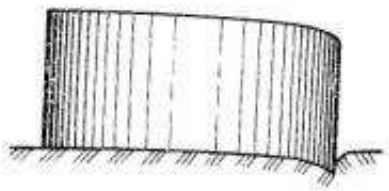


Рис. 2.22. Неравномерная осадка резервуара

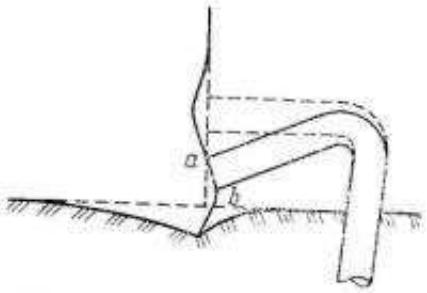


Рис. 2.23. Деформации зоны подключения трубопровода

Пример. Определить $q_{кр}$ для окрайки днища резервуара, показанного на рис. 2.18. Грунт в основании — глина с характеристиками $\gamma_{ест} = 0{,}02$ Н/см³, $c = 1$ Н/см², $\varphi = 20°$, глубина заложения днища резервуара $t = 0$.

По формуле (2.40) находим $q_{кр} = 5{,}65$ Н/см². По формуле (2.41) находим глубину распространения области предельно напряженного грунта z_{max}, приняв $q = 10$ Н/см², т. е. больше $q_{кр}$. Выполнив вычисления, получим $z_{max} = 106$ см. Таким образом, нагрузка $q = 10$ Н/см² при принятых исходных данных обусловливает z_{max} в допустимом пределе.

Глава 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПО КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Нагрузка, передаваемая на грунтовое основание через подошву фундамента, вызывает со стороны грунта реактивные напряжения, которые часто называют *контактными напряжениями*. Зная закон их распределения, можно определять внутренние усилия в материале фундамента (изгибающие моменты и перерезывающие силы), а также деформации фундамента и осадки поверхности основания последнего. Поэтому вопросам определения контактных напряжений в механике грунтов уделяется большое внимание.

Распределение контактных напряжений в значительной мере зависит от принятой расчетной модели сооружения. В настоящее время в основном используют две модели: модель недеформируемого сооружения (часто говорят «совершенно жесткого сооружения») и модель сооружения конечной жесткости.

Под *совершенно жестким* понимают сооружение, деформируемость которого под воздействием внешних нагрузок и реакций грунта настолько мала по сравнению с деформируемостью основания, что ею можно пренебречь при определении контактных напряжений. Примером таких сооружений могут служить береговые устои трубопроводных мостов, массивные подпорные стенки, массивные фундаменты (рис. 3.1) и т. п.

Многие сооружения передают внешние нагрузки на основание через фундаменты, обладающие деформируемостью, вполне соизмеримой с деформируемостью основания. Такие сооружения называют *сооружениями конечной жесткости*, а иногда *гибкими сооружениями*. Примерами сооружений конечной жесткости могут служить трубопровод, укладываемый на грунтовое

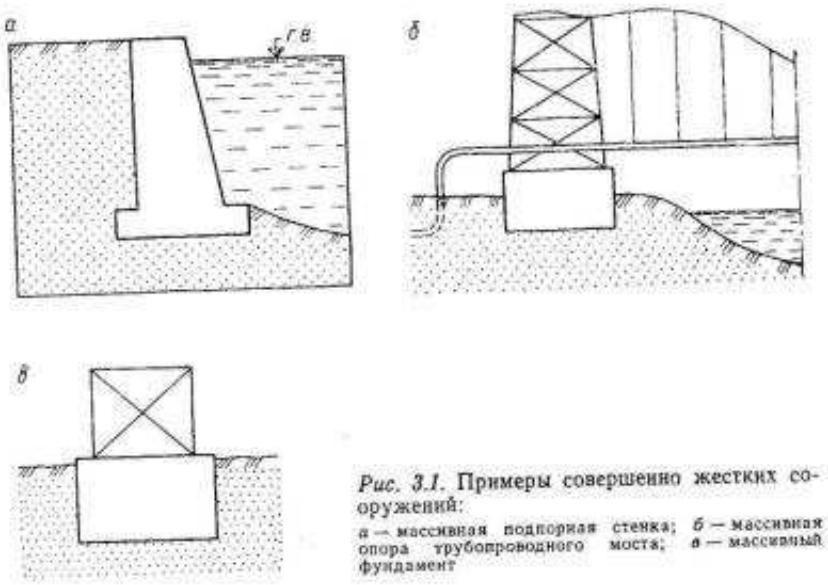


Рис. 3.1. Примеры совершенно жестких сооружений:
а — массивная подпорная стенка; *б* — массивная опора трубопроводного моста; *в* — массивный фундамент

основание, днище резервуара для хранения нефти и нефтепродуктов. Большая или меньшая жесткость сооружения обусловливает перемещение поверхности подошвы фундамента соответственно осадкам основания. Совершенно жесткое сооружение при любых перемещениях и поворотах под воздействием внешних нагрузок не изменяет первоначальной формы (рис. 3.2, *а*).

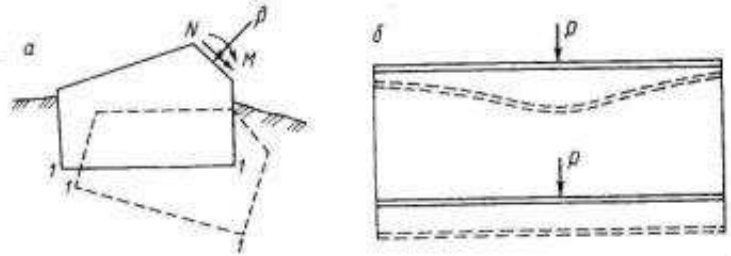


Рис. 3.2. Перемещения сооружений совершенно жестких (*а*) и гибких (*б*)

Гибкое сооружение допускает искривление контактной поверхности и тем большее, чем меньше жесткость сооружения. На рис. 3.2, *б* пунктиром показано, как изменится упругая линия стального трубопровода, уложенного на мягком грунте, если к нему приложить сосредоточенную нагрузку. Таким образом, принятие той или иной расчетной модели может привести к качественному изменению как распределения контактных напряжений, так и величин осадок и крена сооружений.

§ 1. НАПРЯЖЕНИЯ ПО ПОДОШВЕ СОВЕРШЕННО ЖЕСТКИХ СООРУЖЕНИЙ

В механике грунтов наиболее часто используют два метода расчета контактных напряжений: метод, основанный на применении формул сопротивления материалов, и метод, основанный на применении формул теории упругости.

1. Применение формул сопротивления материалов

Для установления закона распределения напряжений по контактной поверхности используем формулы внецентренного сжатия.

В случае плоской задачи (рис. 3.3, *а*) от силы P напряжения в точке x находят по формуле

$$\sigma_x = \frac{P}{a} + \frac{M_y x}{I_y}, \tag{3.1}$$

где M_y — момент силы P относительно оси y; I_y — момент инерции.

Подставляя значения M_y и I_y в (3.1), получаем

$$\sigma_x = \frac{P}{a} + \frac{Pe_x x}{1 \cdot \frac{a^3}{12}} = \frac{P}{a}\left(1 + \frac{12 e_x x}{a^2}\right). \tag{3.2}$$

Как видно из выражения (3.2), распределение контактных напряжений линейное. Поэтому достаточно найти только краевые напряжения в точках $x = \pm a/2$ и соединить их прямой линией, чтобы получить эпюру контактных напряжений (см. рис. 33, *а*)

$$\sigma_{\pm \frac{a}{2}} = \frac{P}{a}\left(1 \pm \frac{6e_x}{a}\right). \tag{3.3}$$

Если на сооружение действует нагрузка, распределенная по какой-либо площади, то, имея в виду, что сооружение совершенно жесткое, можно заменить ее равнодействующей, т. е. сосредоточенной силой, и использовать формулы (3.2) и (3.3).

В случае пространственной задачи (рис. 3.3, *б*) напряжение в угловых точках $x = \pm a/2$, $y = \pm b/2$

$$\sigma_x = \frac{P}{a}\left(1 \pm \frac{6e_x}{a} \pm \frac{6e_y}{b}\right). \tag{3.4}$$

2. Применение формул теории упругости

Экспериментальная проверка контактных напряжений, определенных по приведенным формулам, показала значительные расхождения как в форме эпюры, так и в их величине. Получить

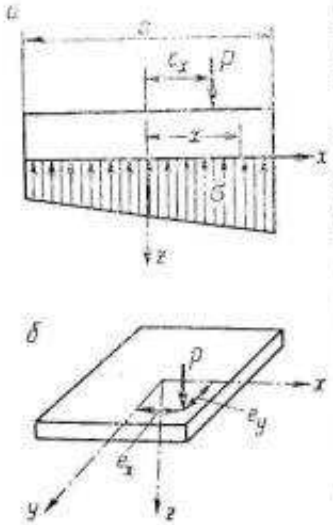


Рис. 3.3. Схемы для расчета контактных напряжений:
а — плоская задача; *б* — пространственная задача

линейную эпюру напряжений под жесткими штампами (так называют модели совершенно жестких сооружений) не удается. На рис. 3.4, *а* показаны эпюры контактных напряжений, полученных при вдавливании в глинистый грунт штампа диаметром 30 см (опыты О. Фабера), на рис. 34, *б* — очертания эпюр контактных напряжений при вдавливании квадратного штампа 60×60 см в песчаный грунт. Как видно из этого рисунка, очертания эпюры в зависимости от нагрузки могут изменять свои очертания от седловидных до параболических (опыты Пресса).

Результаты, качественно довольно близкие к экспериментальным, позволяют использовать решения контактных задач теории упругости.

Для случая плоской задачи при центральной приложенной сосредоточенной силе P (рис. 3.5) распределение напряжений по контактной поверхности (решение М. А. Садовского) определяется из уравнения

$$\varphi(x) = \frac{P}{\pi\sqrt{a^2 - x^2}}. \qquad (3.5)$$

Если нагрузка равномерно распределена по площади сооружения с интенсивностью q, то

$$\varphi(x) = \frac{2qa}{\pi\sqrt{a^2 - x^2}}. \qquad (3.5')$$

На рис. 3.5 показаны эпюры $\varphi(x)$, определенные по формуле (3.5). Как видно из (3.5), в краевых точках $x = \pm a$ $\varphi(x)$ обра-

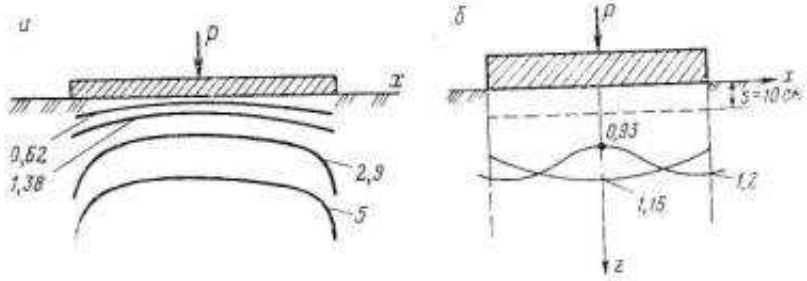


Рис. 3.4. Эпюры контактных напряжений:
а — под жестким штампом; 0,62; 1,38; 2,9; 5 Н/см² — средние нагрузки по подошве штампа; *б* — при малых и средних значениях давлений

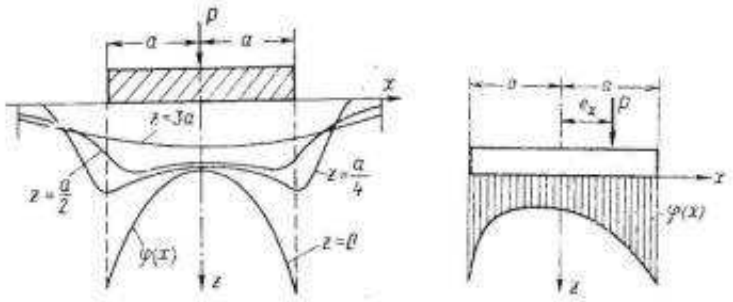


Рис. 3.5. Расчетные эпюры напряжений под жестким штампом

Рис. 3.6. Случай внецентренного приложения силы

щается в бесконечность. Конечно, в реальных грунтах таких напряжений быть не может. Это указывает на определенное несовершенство принятой расчетной модели грунта — модели теории упругости. Как и метод внецентренного сжатия, метод теории упругости не позволяет получить решение контактной задачи, в полной мере отвечающее действительности. При малых нагрузках эпюра напряжений имеет, как показывают опыты, действительно седлообразное очертание (см. рис. 3.4, *б*); при увеличении нагрузки седлообразность очертания постепенно исчезает и, наконец, эпюра принимает параболическую форму. Это объясняется, по-видимому, тем, что с возникновением и развитием областей предельного напряженного состояния грунт все больше теряет свойства линейно-деформируемой среды и приобретает свойства пластичного тела. Поэтому применимость формул теории упругости становится при нагрузках, приближающихся к предельно несущей способности грунта основания, все менее обоснованной.

Таким образом, применимость решений теории упругости для расчетов контактных напряжений, так же как и при расчете напряжений в основании, определяется прежде всего развитием областей предельного напряженного состояния.

Кроме центрального приложения силы, в практике трубопроводного строительства встречаются случаи приложения момента или внецентренного приложения силы (рис. 3.6). Такие случаи, как правило, встречаются при устройстве береговых опор для подводных переходов трубопроводов через реки, ущелья и т. п.

Решение для внецентренного приложения силы получено В. А. Флориным в виде

$$\varphi(x) = \frac{P}{\pi\sqrt{a^2 - x^2}}\left(1 + \frac{2ex}{a^2}\right). \qquad (3.6)$$

Эпюра $\varphi(x)$ показана на рис. 3.6.

В заключение отметим, что использование формул внецентренного сжатия вполне уместно при выполнении приблизительных расчетов.

Решения теории упругости можно использовать, когда необходимо получить эпюру распределения напряжений, более соответствующую действительности. Но при этом следует иметь в виду сказанное выше относительно областей предельного напряженного состояния, определяющих вообще возможность применения решений теории упругости.

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ СООРУЖЕНИЙ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ

К сооружениям конечной жесткости относятся различные тонкие плиты, днища резервуаров, гибкие балки, трубопроводы и т. п. Определение напряжений по подошве сооружений конечной жесткости имеет важное значение. Эти напряжения необходимо знать при расчете прочности самих сооружений. Установить закон изменений контактных напряжений или реакций основания по подошве сооружения можно, используя либо способ коэффициента постели, либо способ линейно-деформируемого основания.

Способ коэффициента постели.

Способ коэффициента постели основан на нескольких допущениях, в определенной мере идеализирующих как грунтовое основание, так и само сооружение. Рассмотрим гибкое сооружение, например плиту, имеющую одинаковую ширину b по всей длине. К плите приложена внешняя нагрузка $f(x)$, равномерно распределенная по ширине и изменяющаяся произвольным образом по длине (рис. 3.7). Так, в пределах $0—a_1$ $f(x)=q$ в сечении $x=a_2$ приложена сосредоточенная сила P, а в пределах $x=l—a_3$ — нагрузка $f(x)=f_1(x)$. Через плиту внешняя нагрузка передается на грунт основания, вызывая с его стороны реакцию — сопротивление $\varphi(x)$. Эта реакция имеет распределенный характер даже в том случае, если к поверхности плиты приложена только сосредоточенная сила, как показано на рис. 3.8. Необходимо найти закон распределения реакции $\varphi(x)$, после чего можно найти законы изменения и по длине балки изгибающих моментов и поперечных сил.

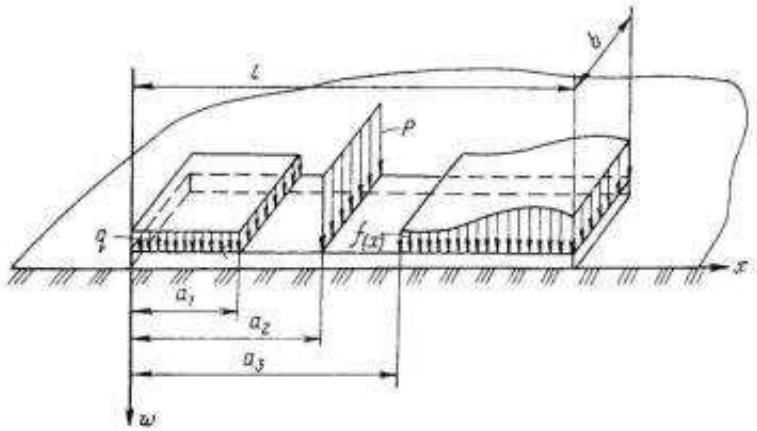
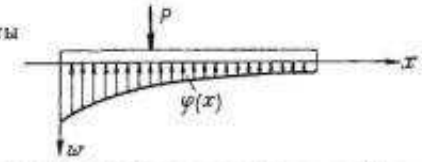


Рис. 3.7. Схема нагружения гибкой плиты

Рис. 3.8. Схема загрузки гибкой плиты сосредоточенной силой



Рассмотрим сначала основные допущения способа коэффициента постели.

1. Между подошвой гибкого сооружения и поверхностью основания нет щелей, т. е. прогибы подошвы $w_п$ сооружения равны прогибам поверхности основания $w_о$

$$w_п(x)=w_о(x), \tag{3.7}$$

что устанавливает двустороннюю связь между поверхностью грунта и подошвой сооружения, где $w_п(x)$ — прогиб полосы в любом сечении; $w_о(x)$ — прогиб основания в том же сечении. Нетрудно представить, что такое допущение весьма условно, так как при искривлении некоторые участки могут отрываться от грунта.

2. Уравнение изогнутой оси сооружения может быть представлено в известном из курса «Сопротивление материалов» виде

$$Dw^{II}(x)=-M(x), \tag{3.8}$$

где $D=EI/(1-\mu^2)$ — так называемая цилиндрическая жесткость полосы (здесь E — модуль упругости материала полосы; I — ее момент инерции; μ — коэффициент Пуассона); $M(x)$ — изгибающий момент в сечении x.

Учитывая, что $\frac{\partial M}{\partial x}=Q$, а $\frac{\partial Q}{\partial x}=-q(x)$, зависимость (3.8) можно представить в виде

$$Dw^{IV}(x)=q(x)=f(x)-\varphi(x), \tag{3.9}$$

где $q(x)$ — интенсивность суммарной распределенной нагрузки, действующей на полосу.

В данном случае $q(x)$ будет равна разнице между внешней нагрузкой $f(x)$ и реакцией основания $\varphi(x)$.

3. Для определения неизвестных величин $w(x)$ и $\varphi(x)$ недостаточно условий 1 и 2. Поэтому в способе коэффициента постели принимается еще одно допущение, а именно: осадка $w(x)$

прямо пропорциональна действующей в каждом сечении на основание силе $\varphi(x)$ и не зависит от сил, действующих в сколь угодно близко расположенных соседних сечениях. Это условие имеет вид

$$\varphi(x) = bk_0 w(x), \tag{3.10}$$

где b — ширина полосы; k_0 — коэффициент пропорциональности, называемый обычно коэффициентом постели.

Из условия (3.10) видно, что при $b=1$ и $w=1$ численная величина k_0 равна напряжению, которое следует приложить к основанию, чтобы получить осадку, равную 1.

Размерность коэффициента постели k_0 — Н/см³. Подставив значение $\varphi(x)$ в условие (3.9), получим дифференциальное уравнение четвертого порядка

$$w^{IV}(x) + 4\alpha^4 w(x) = F(x), \tag{3.11}$$

где

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_0 b}{4D}}, \qquad F(x) = \frac{1}{D} f(x). \tag{3.11'}$$

Предположение о пропорциональности контактных напряжений и осадок основания (постели) впервые встречается в работах Фусса, Винклера, Циммермана. Очень большой вклад в развитие способа коэффициента постели внес акад. А. Н. Крылов, предложивший оригинальные методы решения многих практических задач.

Напряжения по контакту подошва сооружения — поверхность основания во многих случаях можно получить, решая однородное уравнение

$$w^{IV}(x) + 4\alpha^4 w(x) = 0. \tag{3.12}$$

Общий интеграл его имеет вид

$$w(x) = A_1 e^{\alpha x}\cos\alpha x + A_2 e^{\alpha x}\sin\alpha x + A_3 e^{-\alpha x}\cos\alpha x + A_4 e^{-\alpha x}\sin\alpha x \tag{2.13}$$

или

$$w(x) = A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + A_4 Y_4, \tag{3.14}$$

где A_1—A_2 — произвольные постоянные; Y_1—Y_4 — функции А. Н. Крылова (табл. 12).

$$Y_1 = \cos\alpha_x \operatorname{ch}\alpha x;$$

$$Y_2 = \frac{1}{2}(\sin\alpha x \operatorname{ch}\alpha x + \cos\alpha x \operatorname{sh}\alpha x);$$

$$Y_3 = \frac{1}{2}\sin\alpha x \operatorname{sh}\alpha x;$$

$$Y_4 = \frac{1}{4}(\sin\alpha x \operatorname{ch}\alpha x - \cos\alpha x \operatorname{sh}\alpha x). \tag{3.15}$$

Таблица 12. Значения функций Крылова для различных αx

αx	$Y_1(\alpha x)$	$Y_2(\alpha x)$	$Y_3(\alpha x)$	$Y_4(\alpha x)$
0	1	0	0	0
0,01	1	0,01	0	0
0,02	1	0,02	0	0
0,03	1	0,03	0	0
0,04	1	0,04	0,001	0
0,05	1	0,05	0,001	0
0,06	1	0,06	0,002	0
0,07	1	0,07	0,002	0
0,08	1	0,08	0,003	0
0,09	1	0,09	0,004	0
0,1	1	0,1	0,005	0
0,2	1	0,2	0,02	0,001
0,3	0,999	0,3	0,045	0,005
0,4	0,996	0,4	0,08	0,011
0,5	0,989	0,499	0,125	0,091
0,6	0,978	0,597	0,18	0,036
0,7	0,96	0,694	0,244	0,057
0,8	0,932	0,789	0,319	0,085
0,9	0,891	0,88	0,402	0,121
1	0,834	0,967	0,497	0,166
1,1	0,757	1,046	0,595	0,22
1,2	0,656	1,117	0,703	0,285
1,3	0,527	1,177	0,818	0,361
1,4	0,366	1,222	0,938	0,449
1,5	0,166	1,249	1,062	0,549
1,6	—0,075	1,253	1,187	0,662
1,7	—0,364	1,232	1,312	0,786
1,8	—0,706	1,179	1,433	0,924
1,9	—1,105	1,089	1,546	1,085
2	—1,566	0,956	1,649	1,233
2,1	—2,092	0,773	1,736	1,402
2,2	—2,688	0,535	1,802	1,579
2,30	—3,356	0,233	1,841	1,761
2,4	—4,098	—0,139	1,846	1,946
2,5	—4,913	—0,588	1,81	2,129
2,6	—5,8	—1,124	1,726	2,306
2,7	—6,757	—1,751	1,583	2,472
2,8	—7,776	—2,477	1,372	2,621
2,9	—8,85	—3,308	1,084	2,744
3	—9,967	—4,248	0,707	2,835
3,1	—11,11	—5,302	0,23	2,882
3,2	—12,27	—6,471	—0,357	2,877
3,3	—13,4	—7,755	—1,078	2,802
3,4	—14,5	—9,151	—1,912	2,659
3,5	—15,52	—10,65	—2,901	2,422
3,6	—15,42	—12,25	—4,046	2,073
3,7	—17,16	—13,93	—5,354	1,605
3,8	—17,69	—15,68	—6,834	0,997
3,9	—17,94	—17,45	—8,491	0,232
4	—17,85	—19,25	—10,33	—0,707
4,1	—17,35	—21,016	—12,34	—1,839
4,2	—16,35	—22,7	—14,53	—3,181
4,3	—14,77	—24,27	—16,88	—4,75
4,4	—12,52	—25,64	—19,37	—6,56

Продолжение

αx	$Y_1(\alpha x)$	$Y_2(\alpha x)$	$Y_3(\alpha x)$	$Y_4(\alpha x)$
4,5	—9,49	—26,74	—22,00	—8,63
4,6	—5,58	—27,51	—24,71	—10,96
4,7	—0,68	—27,83	—27,48	—13,57
4,8	5,32	—27,61	—30,26	—16,41
4,9	12,52	—26,72	—32,98	—19,62
5	21,05	—25,06	—35,83	—23,05
5,1	31,00	—22,47	—37,96	—26,73
5,2	42,47	—18,81	—40,03	—30,63
5,3	55,53	—13,92	—41,68	—34,73
5,4	70,26	—7,64	—42,77	—38,95
5,5	86,7	0,19	—43,16	—43,26
5,6	104,9	9,75	—42,68	—47,56
5,7	124,7	21,22	—41,15	—51,76
5,8	146,2	34,76	—38,36	—55,75
5,9	169,3	50,52	—34,12	—59,38
6	193,7	68,66	—28,18	—62,51
6,1	219,2	89,29	—20,30	—64,95
6,2	245,5	112,7	—10,23	—66,5
6,3	272,2	138,4	2,29	—66,92
6,4	298,9	166,9	17,54	—65,95
6,5	324,8	198,2	35,77	—63,31
6,6	349,3	231,9	57,25	—58,69
6,7	371,4	267,9	82,23	—51,24
6,8	390,3	306,06	110,9	—42,12
6,9	404,7	345,8	143,5	—29,43
7	413,4	386,8	180,1	—13,28
7,1	414,8	428,3	220,9	4,73
7,2	407,4	469,5	265,8	31,03
7,3	389,4	509,4	314,7	60,02
7,4	358,7	546,9	367,6	94,1
7,5	313,4	580,6	423,9	133,6
7,6	251	609,04	483,5	179
7,7	169,3	630,2	545,5	230,4
7,8	65,84	642,2	609,3	288,2
7,9	—62,04	642,6	673,6	352,3
8	—216,9	628,9	737,3	422,9

Рассмотрим некоторые задачи, наиболее часто встречающиеся в практике трубопроводного строительства.

1. Бесконечно длинная балка (трубопровод), нагруженная сосредоточенной нагрузкой (рис. 3.9).

Для решения задачи используем уравнение (3.12). Так как в сечениях $x \to \infty$, $w(x) \to 0$, то уравнение (3.13) получает вид (постоянные A_1 и A_2 обращаются в нуль)

$$w(x) = A_3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + A_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x. \tag{3.16}$$

В сечении $x=0$ $w'(x)=0$, поэтому $A_3 = A_4 = A$ и

$$w(x) = Ae^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x). \tag{3.17}$$

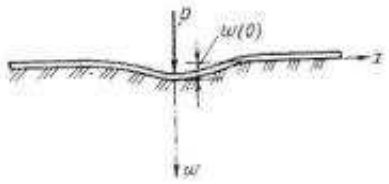


Рис. 3.9. Схема к расчету трубопровода

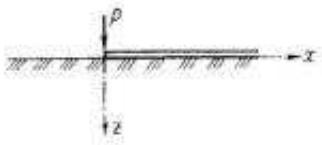


Рис. 3.10. Схема для расчета полубесконечной балки

Имея в сечении $x=0$ $Q=-P/2$, с учетом (3.17) произвольная постоянная будет

$$A = \frac{P}{8\alpha^3 D}. \tag{3.18}$$

Учитывая зависимости (3.8) и (3.10), получаем

$$w(x) = \frac{P}{8D\alpha^3} e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x); \tag{3.19}$$

$$\varphi(x) = \frac{bk_0 P}{8D\alpha^3} e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x); \tag{3.20}$$

$$M(x) = \frac{P}{4\alpha} e^{-\alpha x}(\cos \alpha x - \sin \alpha x); \tag{3.21}$$

$$Q(x) = -\frac{P}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x. \tag{3.22}$$

2. Полубесконечная балка с сосредоточенной силой и моментом на конце (рис. 3.10).

Граничные условия для такой балки имеют следующий вид: для $x=0$

$$M(x) = -Dw^{II}(x) = M_0; \qquad Q = -Dw^{III}(x) = -P_0.$$

Постоянные уравнения (3.16) при этом имеют вид

$$A_3 = \frac{2\alpha P_0}{k_0 b} - \frac{2\alpha^2 M_0}{k_0 b};$$

$$A_4 = \frac{2\alpha^2}{k_0 b} M_0.$$

Подставляя их в уравнение (3.16), получаем уравнение вертикальных перемещений полубесконечной балки на упругом основании:

$$w(x) = \left(\frac{2\alpha}{k_0 b} P_0 - \frac{2\alpha^2}{k_0 b} M_0\right) e^{-\alpha x} \cos \alpha x + \frac{2\alpha^2}{k_0 b} M_0 e^{-\alpha x} \sin \alpha x. \tag{3.23}$$

Изгибающие моменты, поперечные силы и реакции основания находим из следующих условий:

$$M(x) = -Dw^{II}(x);$$

$$Q(x) = -Dw^{III}(x); \qquad \varphi(x) = bk_0 w(x). \tag{3.24}$$

Для $x=0$

$$w(0)=\frac{2\alpha}{k_0 b}(P_0-\alpha M_0); \qquad w'(0)=-\frac{2\alpha^2}{k_0 b}(P_0-2\alpha M_0). \tag{3.25}$$

3. Балка бесконечной длины, загруженная распределенной нагрузкой (рис. 3.11).

Для определения $w(x)$ применяют метод, позволяющий использовать решение однородного уравнения (3.12). Суть его

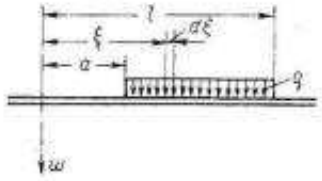


Рис. 3.11. Бесконечной длины балка, загруженная распределенной нагрузкой

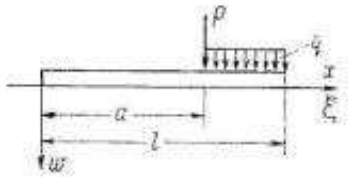


Рис. 3.12. Схема загрузки опорной плиты резервуара

заключается в том, что распределенная нагрузка представляется состоящей из множества сосредоточенных нагрузок $f(\xi)d\xi$, а $w(x)$ определяется суммированием w от всех нагрузок $f(\xi)d\xi$ в пределах действия распределенной нагрузки. Тогда можно использовать решение, приведенное в п. 1. Принимая $P=f(\xi)d\xi$, а вместо x — разность $(x-\xi)$ и учитывая (3.19), получаем

$$w(x)=\frac{1}{8D\alpha^3}\int_0^x e^{-\alpha(x-\xi)}[\cos\alpha(x-\xi)+\sin\alpha(x-\xi)]f(\xi)\,d\xi. \tag{3.26}$$

При $f(\xi)=q$ (равномерно распределенная нагрузка) для сечений $x<a$

$$w(x)=\frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(l-x)}\cos\alpha(l-x)-e^{-\alpha(a-x)}\cos\alpha(a-x)]; \tag{3.27}$$

для сечений $a<x<l$

$$w(x)=\frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(l-x)}\cos\alpha(l-x)-e^{-\alpha(x-a)}\cos\alpha(x-a)]; \tag{3.28}$$

для сечений $x>l$

$$w(x)=\frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(x-l)}\cos\alpha(x-l)-e^{-\alpha(x-a)}\cos\alpha(x-a)]; \tag{3.29}$$

Значения $\varphi(x)$, $M(x)$ и $Q(x)$ находим по формуле (3.24).

4. Сооружение конечной жесткости ограниченной длины.

Примером такого рода сооружений могут служить плиты, укладываемые по контуру металлических резервуаров (под стенкой) для уменьшения осадок.

Приведем основные элементы расчета таких плит при приложении к ним сосредоточенных и распределенных нагрузок, основанного на сочетании метода А. Н. Крылова и метода начальных параметров Н. П. Пузыревского. Пусть плита загружена, как показано на рис. 3.12 (опорная плита металлического резервуара).

Используя уравнение (3.14), имеем в рассматриваемом случае

$$w(x)=A_1Y_1+A_2Y_2+A_3Y_3+A_4Y_4;$$

$$\delta(x)=w^{\mathrm{I}}(x)=A_1Y_1{}^{\mathrm{I}}+A_2Y_2{}^{\mathrm{I}}+A_3Y_3{}^{\mathrm{I}}+A_4Y_4{}^{\mathrm{I}};$$

$$-\frac{1}{D}M(x)=w^{\mathrm{II}}(x)=A_1Y_1{}^{\mathrm{II}}+A_2Y_2{}^{\mathrm{II}}+A_3Y_3{}^{\mathrm{II}}+A_4Y_4{}^{\mathrm{II}};$$

$$-\frac{1}{D}Q(x)=w^{\mathrm{III}}(x)=A_1Y_1{}^{\mathrm{III}}+A_2Y_2{}^{\mathrm{III}}+A_3Y_3{}^{\mathrm{III}}+A_4Y_4{}^{\mathrm{III}};$$

где $\delta(x)$ — угол поворота сечения x; M и Q — изгибающий момент и перерезывающая сила в том же сечении.

Исследуем сначала случай, когда приложена только сосредоточенная нагрузка P.

Учитывая формулы (3.15) при $x=0$, получаем

$$w(0)=A_1; \qquad \delta(0)=\alpha A_2;$$

$$-\frac{1}{D}M(0)=\alpha^2A_3, \qquad -\frac{1}{D}Q(0)=\alpha^3A_4 \tag{3.31}$$

Поскольку на конце плиты $x=0$ нет никаких нагрузок, $M(0)=-Q(0)=0$ и, следовательно, $A_3=A_4=0$.

Таблица 13. Преобразование функций Крылова

Y	Y^{I}	Y^{II}	Y^{III}	Y^{IV}
Y_1	$-4\alpha Y_4$	$-4\alpha^2Y_3$	$-4\alpha^3Y_2$	$-4\alpha^4Y_1$
Y_2	αY_1	$-4\alpha^2Y_4$	$-4\alpha^3Y_3$	$-4\alpha^4Y_2$
Y_3	αY_2	α^2Y_1	$-4\alpha^3Y_4$	$-4\alpha^4Y_3$
Y_4	αY_3	α^2Y_2	α^3Y_1	$-4\alpha^4Y_4$

Таким образом, уравнения (3.30) с учетом формул (3.31), а также с учетом того, что при дифференцировании функции Крылова преобразуются, как показано в табл. 13, приобретают вид

$$w(x)=w(0)Y_1+\frac{1}{\alpha}\delta(0)Y_2;$$

$$\delta(x)=w'(x)=-4\alpha w(0)Y_4+\delta(0)Y_1;$$

$$-\frac{1}{D}M(x)=-4\alpha^2w(0)Y_3-4\alpha\delta(0)Y_4;$$

$$+\frac{1}{D}Q(x)=-4\alpha^3w(0)Y_2-4\alpha^2\delta(0)Y_3. \tag{3.32}$$

Запишем первое из уравнений (3.32) в виде

$$w(x) = F_0(x) = w(0)\,Y_1 + \frac{1}{\alpha}\,\delta(0)\,Y_2. \qquad (3.33)$$

Смысл этого уравнения заключается в том, что на всем участке a (см. рис. 3.12) формирование перемещений изгибающих моментов и поперечных сил будет происходить под влиянием параметров $w(0)$ и $\delta(0)$, называемых начальными.

Рассматривая прогиб $w(x)$ в сечениях $x>a$, необходимо учесть влияние P и q. Учтем сначала только влияние P. Тогда к уравнению (3.33) нужно добавить слагаемое $\Phi(x)$, и прогибы

$$w(x) = F_0(x) + \Phi(x). \qquad (3.34)$$

Функция $\Phi(x)$ должна удовлетворять уравнению (3.12), а на первом участке быть равной нулю. Кроме того, в сечении $x=a$ должны выполняться условия неразрывности. Таким условиям удовлетворяет функция

$$\Phi(x) = \frac{P}{D\alpha^3}\,Y_4(x-a). \qquad (3.35)$$

Учитывая уравнения (3.34) и (3.35), получаем

$$\delta(x) = F_0'(x) + \Phi^{I}(x);$$
$$M(x) = -D[F_0^{II}(x) + \Phi^{II}(x)];$$
$$Q(x) = -D[F_0^{III}(x) + \Phi^{III}(x)]. \qquad (3.36)$$

Используя граничные условия на другом конце балки $x=l$, получаем уравнения для определения $w(0)$ и $\delta(0)$. В соответствии с рис. 3.12 при $x=l$ значения $M_l = Q_l = 0$. Поэтому для определения $w(0)$ и $\delta(0)$ имеем

$$F_0^{II}(l) + \Phi^{II}(l) = 0;$$
$$F_0^{III}(l) + \Phi^{III}(l) = 0. \qquad (3.37)$$

Если бы в сечении $x=l$ были момент M_l и сила Q_l, то в правой части уравнений (3.37) следовало принять вместо нулей M_l/D для первого уравнения и Q_l/D — для второго. Таким образом, из уравнений (3.37), учитывая данные табл. 3.2., находим

$$w(0)\,Y_3(l) + \frac{1}{\alpha}\,\delta(0)\,Y_4(l) = \frac{1}{4\alpha^2}\,\Phi^{II}(l); \qquad (3.38)$$

$$w(0)\,Y_2(l) + \frac{1}{\alpha}\,\delta(0)\,Y_3(l) = \frac{1}{4\alpha^3}\,\Phi^{III}(l). \qquad (3.39)$$

Решая эту систему, получаем

$$w(0) = \frac{CY_3(l) - BY_4(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l)\,Y_4(l)}; \qquad (3.40)$$

$$\delta(0) = \alpha\,\frac{BY_3(l) - CY_2(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l)\,Y_4(l)}. \qquad (3.41)$$

В (3.41) C — правая часть уравнения (3.38), а B — уравнения (3.39).

Если в расчетной схеме в пределах полосы будет не одна, а две или больше сил, то функция (3.35), входящая в (3.40) и (3.41), должна быть записана с учетом этих сил, т. е.

$$\Phi(x) = \frac{1}{D\alpha^3}\,[P_1 Y_4(x-a_1) + P_2 Y_4(x-a_2) + \ldots + P_i Y_4(x-a_i)]. \qquad (3.42)$$

Так, при двух силах в квадратных скобках останутся два первых слагаемых, при трех — три и т. д. При этом следует иметь в виду, что $x \geqslant a_1; a_2; \ldots a_i$ (рис. 3.13).

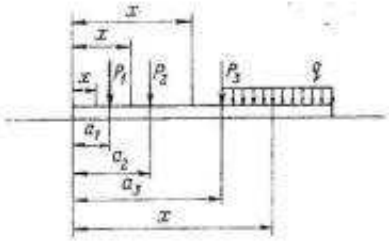


Рис. 3.13. Схема для расчета балки с многими нагрузками

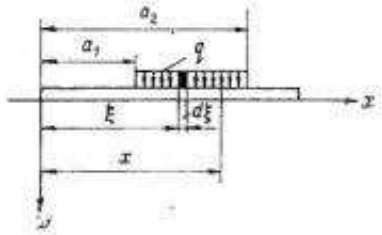


Рис. 3.14. Схема для расчета балки с участком распределенной нагрузки

Таким образом, при любом числе сосредоточенных сил

$$w(x) = F_0(x) + \Phi(x), \qquad (3.43)$$

где $F_0(x)$ определяется по формуле (3.33), а $\Phi(x)$ — по (3.35).

Рассмотрим далее влияние равномерно распределенной нагрузки q, действующей в пределах участка $a_1 \leqslant x \leqslant a_2$ (рис. 3.14).

В этом случае необходимо найти функцию $\Phi_q(x)$, учитывающую влияние q. Считая сплошную нагрузку q состоящей из отдельных сосредоточенных нагрузок $q\,d\xi$, определим влияние полной нагрузки q. Интегрируя (3.35) в пределах от a_1 до a_2 при $P = q\,d\xi$, получаем

$$\Phi_q(x) = \frac{q}{D\alpha^3}\int_{a_1}^{a_2} Y_4(x-\xi)\,d\xi =$$

$$= \frac{q}{k\delta}\,[Y_1(x-a_2) - Y_1(x-a_1)]. \qquad (3.44)$$

Окончательно при нескольких сосредоточенных силах и распределенной в пределах $a_1 \leqslant x \leqslant a_2$ равномерной нагрузке имеем

$$\Phi(x) = \Phi_i(x) + \Phi_q(x). \qquad (3.45)$$

Это значение $\Phi(x)$ и принимается в правых частях уравнений (3.38) и (3.39).

Приведем примеры решения некоторых из рассмотренных задач.

Пример 1. Подземный трубопровод диаметром $D_н = 122$ см с толщиной стенки 1,2 см. К трубопроводу приложена сосредоточенная сила $P = 10^5$ Н. Момент инерции сечения трубы $I = 8{,}3 \cdot 10^5$ см^4, момент сопротивления $W = 1{,}36 \cdot 10^4$ см^3, модуль упругости металла $E = 2{,}1 \cdot 10^7$ Н/см^2, коэффициент постели грунта $k_0 = 5$ Н/см^3. Расчетная схема соответствует случаю, показанному на рис. 3.10.

По формуле (3.11) находим $\alpha = 1{,}72 \cdot 10^{-3} \frac{1}{\text{см}}$.

По формуле (3.19) при $x = 0$ находим прогиб

$$W(x=0) = \frac{P}{8EI\alpha^3} = 7{,}17 \text{ см}.$$

Если принять грунт с $k_0 = 10$ Н/см^3, то $W(x=0) = 0{,}84$ см. Это наглядно показывает, сколь велико влияние на перемещения трубопровода упругих свойств грунта. Рассчитаем изгибающий момент и напряжения в трубе под сосредоточенной нагрузкой. По формуле (3.21)

$$M(x=0) = \frac{P}{4\alpha} = 1{,}45 \cdot 10^6 \text{ Н·см}.$$

Напряжения от изгибающего момента составят

$$\sigma(x=0) = \pm \frac{M(x=0)}{W} = 1{,}06 \cdot 10^4 \text{ Н/см}^2.$$

Пример 2. Определить перемещения и изгибающие моменты в железобетонной плите, расчетная схема которой показана на рис. 3.14. Исходные данные: $l = 300$ см, высота плиты $h = 20$ см; модуль упругости плиты $E_п = 2 \cdot 10^6$ Н/см^2; коэффициент Пуассона $\mu = 0{,}2$; коэффициент постели грунта — основания $k_0 = 5$ Н/см^3; распределенная нагрузка $q = 10$ Н/см; сосредоточенная сила, приходящаяся на 1 см ширины плиты, $P = 400$ Н; $a = 100$ м. Расчет ведем для полосы шириной $b = 1$ см.

Определим величины I, D, α:

$$I = \frac{bh^3}{12} = 666{,}7 \text{ см}^4; \qquad D = \frac{E_п I}{1-\mu^2} = 1{,}39 \cdot 10^9 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_0 b}{4D}} = 0{,}55 \cdot 10^{-2} \frac{1}{\text{см}}.$$

Значения C и B найдем в соответствии с обозначениями, принятыми в формулах (3.40) и (3.41), т. е.

$$C = \frac{1}{4\alpha^2}\Phi''(l) \quad \text{и} \quad B = \frac{1}{4\alpha^3}\Phi'''(l).$$

Выражение $\Phi(x)$ в соответствии с формулой (3.45) при $x = l$ имеет вид

$$\Phi(l) = \frac{1}{D\alpha^3} PY_4(l-a) + \frac{q}{k_0 b}[1 - Y_1(l-a)].$$

Выполнив дифференцирование по l (с учетом данных табл. 3.2), получим

$$B = \frac{P}{4D\alpha^3} Y_1(l-a) + \frac{q}{k_0 b} Y_2(l-a); \qquad (3.46)$$

$$C = \frac{P}{4D\alpha^3} Y_2(l-a) + \frac{q}{k_0 b} Y_3(l-a). \qquad (3.47)$$

По табл. 12 при $\alpha(l-a) = 1{,}10$, находим $Y_1(l-a) = 0{,}757$; $Y_2 = 1{,}046$; $Y_3 = 0{,}395$; $Y_4 = 0{,}22$. По формуле (3.46) находим $B = 2{,}42$ см и $C = 1{,}64$ см. Далее, по формулам (3.15) при $\alpha l = 1{,}65$ находим $Y_1(l) = -0{,}22$; $Y_2(l) = 1{,}242$; $Y_3(l) = 1{,}25$; $Y_4(l) = 0{,}724$. По формуле (3.40) вычисляем $w(0) = 0{,}45$; по формуле (3.41) находим $\delta(0) = 0{,}0082$. Определяем перемещения в любом сечении плиты

$$w(x) = F_0(x) + \Phi(x) = w(0)Y_1(x) + \frac{1}{\alpha}\delta(0)Y_2(x) +$$

$$+ \frac{P}{D\alpha^3} Y_4(x-100) + \frac{q}{k_0 b}[1 - Y_1(x-100)]. \qquad (3.48)$$

По этой формуле для сечений $x = 100$, 150, 200, 250 и 300 см находим перемещения, найдя предварительно Y_1, Y_2, Y_3 и Y_4 (табл. 14) для всех значений α $(x-100)$.

Таблица 14. Значения функций Крылова для $\alpha(x-100)$

x, см	$\alpha(x-100)$	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
100	0	1	0	0	0
150	0,275	1	0,273	0,038	0,0035
200	0,55	0,98	0,564	0,150	0,036
250	0,825	0,92	0,745	0,335	0,094
300	1,1	0,757	1,050	0,595	0,22

Значения функций Крылова для αx приведены в табл. 15.

Таблица 15. Значения функций Крылова для αx

x, см	αx	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
100	0,55	0,98	0,564	0,15	0,036
150	0,825	0,92	0,745	0,335	0,094
200	1,1	0,757	1,05	0,595	0,22
250	1,38	0,4	1,2	0,908	0,428
300	1,65	−0,212	1,24	1,245	0,719

Используя данные табл. 14 и 15, по формуле (3.48) находим значения $w(x)$. Реакцию грунта φ по подошве балки находим по формуле (3.10), а изгибающие моменты M и перерезывающие силы Q — по формуле (3.36), которые в рассматриваемом случае принимают вид

$$M(x) = -D\left[-4w(0)\alpha^2 Y_3(x) - 4\alpha\delta(0)Y_4(x) + \right.$$

$$\left. + \frac{P}{D\alpha} Y_2(x-100) + \frac{4\alpha^2 q}{k_0 b} Y_3(x-100)\right]. \qquad (3.49)$$

$$Q(x) = -D\left[-4w(0)\alpha^3 Y_2(x) - 4\alpha^2\delta(0)Y_3(x) + \right.$$

$$\left. + \frac{P}{D} Y_1(x-100) + \frac{4\alpha^3 q}{k_0 b} Y_2(x-100)\right]. \qquad (3.50)$$

Результаты вычислений приведены в табл. 16.

Таблица 16. Результаты вычислений

x, см	w, см	$\varphi(x)$, Н/см	$10^3 \cdot M$, Н·см	$10^3 \cdot Q$, Н
0	0,45	2,25	0,0	0
100	1,25	6,25	0,164	0,039/—0,361
150	1,68	8,4	0,086	—0,14
200	1,98	9,9	0,08	—0,18
250	2,3	11,5	0,07	—0,01
300	2,6	13	0	0

Способ линейно-деформируемого основания.

Линейно-деформируемой средой, как уже указывалось, называют грунт, для которого зависимость между деформациями и напряжениями, их вызывающими, считается линейной.

В основу расчета напряжений по подошве гибкого сооружения положены, как и в способе коэффициента постели, три условия:

1) $w_a = w_0$, т. е. прогибы полосы равны осадкам поверхности основания;

2) уравнение упругой оси полосы имеет вид

$$Dw^{IV}(x) = f(x) - \varphi(x), \tag{3.51}$$

т. е. такой же, как и в способе коэффициента постели;

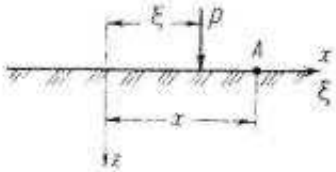


Рис. 3.15. Схема для расчета балки на упругом основании по способу линейно-деформируемой среды

3) осадка $w(x)$ в любой точке зависит не только от силы, приложенной в этой точке, но и от расстояния от силы до точки, если сила приложена на некотором расстоянии от точки A (рис. 3.15). Это условие В. А. Флорин представил в виде

$$w(x) = K(x - \xi), \tag{3.52}$$

где K — обозначает функциональную зависимость между $w(x)$ и $(x-\xi)$ — расстоянием от точки A до силы P.

Если нагрузка на основании, например реакция основания по подошве сооружения, распределена по какому-нибудь закону $\varphi(x)$, то принимая $P = \varphi(\xi)\,d\xi$ и подставляя это значение в (3.52), получаем величину осадки в точке A от нагрузки $\varphi(\xi)\,d\xi$ в виде

$$w(x) = \varphi(\xi)\,K(x - \xi)\,d\xi, \tag{3.53}$$

а от всей распределенной в пределах $\pm a$ нагрузки

$$w(x) = \int_{-a}^{+a} \varphi(\xi)\,K(x - \xi)\,d\xi. \tag{3.54}$$

Подставляя выражение (3.53) в (3.54), получаем третье условие в виде

$$D\frac{d^4}{dx^4}\int_{-a}^{+a} \varphi(\xi)\,K(x - \xi)\,d\xi = f(x) - \varphi(x). \tag{3.55}$$

Это уравнение, а также уравнения равновесия дают возможность определить искомую функцию $\varphi(x)$. Решения для различных случаев загружения сооружений конечной жесткости приводятся в специальных курсах механики грунтов, например в работе В. А. Флорина.

Следует отметить, что разработка теории расчета балочных плит этим способом целиком принадлежит советским ученым В. А. Флорину, М. И. Горбунову-Посадову и др.

Остановимся на вопросе, какой способ лучше и дает более правильные результаты. Основное различие между обоими способами заключается в третьем условии. Условие коэффициента постели говорит о том, что осадка в какой-то точке зависит только от нагрузки, приложенной в этой точке, и совершенно не зависит от сколь угодно близкой нагрузки от этой точки.

В полной мере этому условию отвечает как основание вода, так как только для воды полностью справедливо условие коэффициента постели. Таким образом, рассчитывая, например, несущую способность ледового покрытия, что требуется при строительстве переходов трубопроводов через водные преграды, когда необходимо вести работы на льду, будет правильным использовать способ коэффициента постели. Способ коэффициента постели тем полнее отвечает действительности, чем ближе свойства грунта основания приближаются к свойствам воды, чем меньше связанность грунта, а также чем больше нагрузка, передаваемая на грунт. Условия же лучшего соответствия действительности способа линейно-деформируемого основания как раз обратны: чем связаннее грунт, чем ярче выражены его упругие свойства, тем точнее будет результат расчета по второму способу.

Глава 4

ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТОВ И ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ ОБЪЕКТОВ НЕФТЯНОЙ И ГАЗОВОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ

§ 1. ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТОВ КАК ФАКТОР, ОКАЗЫВАЮЩИЙ СУЩЕСТВЕННОЕ ВЛИЯНИЕ НА ЭКСПЛУАТАЦИОННУЮ НАДЕЖНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

Любое сооружение, возведенное на грунтовом основании, оказывает на него давление, которое обусловливает деформацию грунтов оснований. Даже одинаковое по величине и интенсивности давление приводит часто к существенно различным деформациям. Это объясняется несколькими факторами, среди которых важнейшими являются компрессионные свойства грунта и соотношение между его основными составляющими (твердой, жидкой и газообразной). Поскольку магистральные трубопроводы являются линейно-протяженными сооружениями, то нетрудно представить, как меняются физико-механические характеристики грунтов по трассе трубопровода. Например, трубопровод может иметь начало в районе Уренгоя, а заканчиваться у западной границы СССР. Такой трубопровод пересечет многолетнемерзлые грунты, болота, скальные грунты и т. п.

Надежность трубопровода в значительной мере определяется конструктивными мероприятиями, предотвращающими поперечные перемещения труб, происходящие в результате деформации грунтов. Проиллюстрируем это на нескольких примерах.

Рассмотрим участок трубопровода, сооруженного в насыпи на поверхности болота.

Сразу после окончания строительства трубопровод находится в положении, как показано на рис. 4.1, *а*. По мере того как

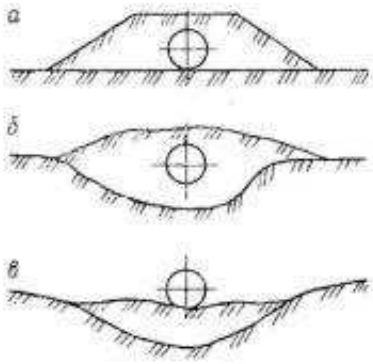


Рис. 4.1. Изменение положения трубопровода, уложенного в насыпи

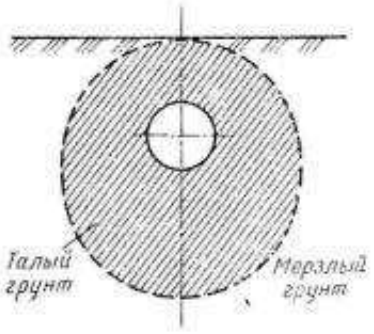


Рис. 4.2. Образование ореола оттаивания при укладке трубопровода в мерзлом грунте

болотистый грунт будет деформироваться под весом насыпи и трубы, насыпь вместе с трубой начнет опускаться и так будет продолжаться до тех пор, пока в трубе не возникнут растягивающие усилия, которые начнут удерживать трубу от дальнейшего опускания вниз. В результате насыпь начнет обтекать трубу, продолжая опускаться вместе с поверхностью болота до тех пор, пока не прекратится деформация болотистого грунта. При этом насыпь окажется разрушенной (рис. 4.1, *б, в*). Еще более тяжелыми могут оказаться последствия неучета деформаций многолетнемерзлого грунта. В результате оттаивания грунта из-за теплового воздействия труб образуется так называемый ореол оттаивания (рис. 4.2), в пределах которого грунт переходит из твердого состояния в разжиженное. Труба начинает на таких участках опускаться под действием собственной массы, деформируя грунт. На участках же, сложенных прочными грунтами, деформируемость которых мала, трубопровод не изменяет своего положения. В результате трубопровод искривится (рис. 4.3) и займет положение, показанное пунктиром. При этом в сечениях *1—1* труба может разрушиться. Поэтому эти явления также должны заранее прогнозироваться с тем, чтобы предотвратить разрушение труб, предусмотрев специальные защитные мероприятия.

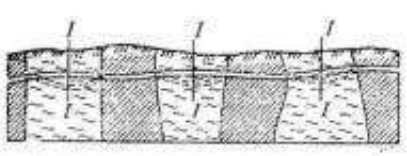


Рис. 4.3. Перемещения (осадки) трубопровода

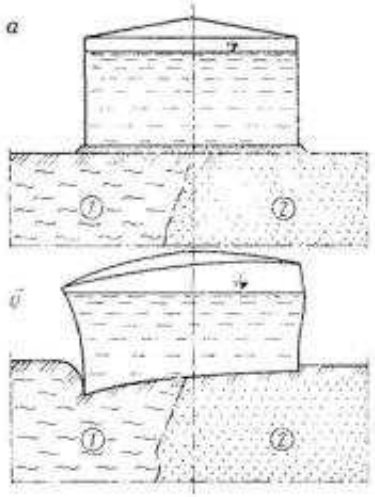


Рис. 4.4. Резервуар для нефти, сооруженный на грунте двух видов

Рассмотрим еще один пример. Сооружен резервуар для хранения нефти (рис. 4.4, *а*). В основании резервуара находятся два вида грунта *1* и *2*; один из них обладает большей деформируемостью, например грунт *1*. Если не обратить на это обстоятельство своевременно внимание, то за счет большей деформации сжатия грунта *1* резервуар может занять положение, показанное на рис. 4.4, *б*. Такие явления неоднократно наблюдались на практике особенно при строительстве резер-

вуаров на болотистых грунтах в Западной Сибири. В результате резервуар либо приходилось ремонтировать, либо при большой неравномерной осадке вообще выводить из эксплуатации. Приведенные примеры, взятые из практики трубопроводного строительства, наглядно иллюстрируют важность учета деформаций грунтов при решении вопроса о длительной, безаварийной эксплуатации основных объектов магистрального трубопровода.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

В литературе по механике грунтов вертикальное перемещение сооружения принято называть осадкой (если перемещение направлено вниз по сравнению с положением, занимаемым сооружением в момент окончания его строительства). В связи с этим рассмотрим сначала именно случай вертикального перемещения, которое будем называть в дальнейшем осадкой и обозначать символом s. Осадка может быть равномерной и неравномерной. Равномерной называется осадка, имеющая одинаковую величину по всей подошве сооружения, например по всей площади днища резервуара или фундамента под опору трубопровода (рис. 4.5, *а*). При неравномерной осадке разные точки сооружения имеют различные по величине вертикальные перемещения (рис. 4.5, *б*). При этом, как видно из рисунка, сооружение получает крен.

Отметим, далее, следующее обстоятельство. Осадка сооружения происходит, как правило, постепенно, нарастая иногда в течение десятилетий. Не касаясь пока сущности этого явления, будем называть, как это принято в механике грунтов, осадки *стабилизированными* или *конечными*, если имеется в виду их конечное значение, и *нестабилизированными*, если величина осадки имеет промежуточное значение между начальным и конечным положениями сооружения. Расчеты стабилизированных осадок довольно просты. Что касается расчетов нестабилизированных осадок, то определение их в некоторых случаях чрезвычайно сложно. Нельзя не отметить тот факт, что при расчетах перемещений трубопроводов, сооружаемых в сложных гидрогеологических условиях, первостепенное значение имеет определение именно нестабилизированных осадок, так как знание закона их нарастания позволяет своевременно принять необходимые меры по предотвращению вредного их влияния на работоспособность сооружения.

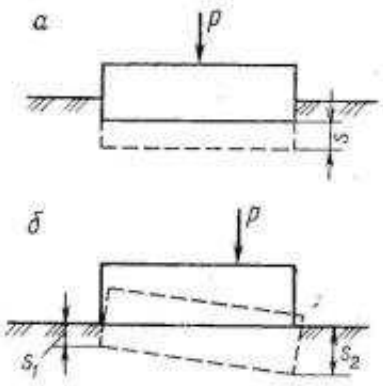


Рис. 4.5. Осадка фундамента

§ 3. РАСЧЕТ СТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ОСАДОК

1. Способ послойного суммирования

Осадка s любой точки поверхности основания при расчете по способу послойного суммирования определяется из уравнения

$$s = \sum_{0}^{h_{акт}} \varepsilon_z \Delta z, \qquad (4.1)$$

где $h_{акт}$ — активная глубина; ε_z — деформация грунта на глубине z; Δz — толщина слоя грунта, в пределах которого деформация принимается одинаковой.

Метод послойного суммирования заключается в следующем.

Основание под подошвой сооружения делится в пределах некоторой глубины $h_{акт}$ на ряд полос толщиной Δz_i (рис. 4.6).

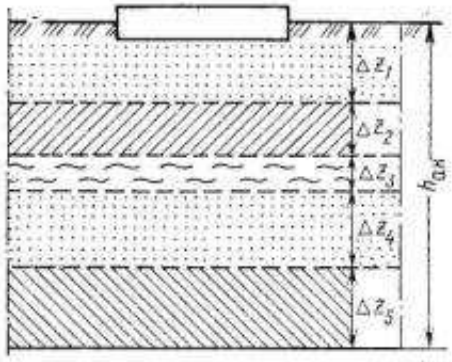


Рис. 4.6. Разрез грунта под фундаментом

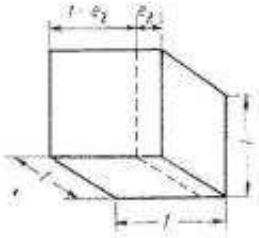


Рис. 17. Схема расчета сжимаемости грунта

Если грунт однороден, то толщину всех полос можно принять одинаковой; если же грунт неоднороден, то толщину полос принимают различной, назначая ее таким образом, чтобы границы полос совпадали с границей различных по компрессионным характеристикам грунтов. Что касается назначения $h_{акт}$, то само название «активная глубина» говорит о том, что в пределах этой глубины влияние внешней нагрузки обусловливает деформации, приводящие к сколько-нибудь существенному сжатию грунта. Известны два основных метода определения $h_{акт}$. Первый основывается на опыте сравнения расчетных и фактиче-

ских осадок. Установлено, что достаточно достоверные результаты получаются, если принимать $h_{акт}$ равной глубине, на которой напряжения $\sigma(z)$ от внешней нагрузки составляют (0,1—0,2) от естественного давления грунта, т. е.

$$\sigma(z) = (0{,}1 \div 0{,}2)\,\gamma_{ест} z. \qquad (4.2)$$

Второй метод заключается в определении $h_{акт}$ как глубины, при которой погрешность в определении полной осадки не превысит наперед заданной величины Δs. Подробно этот метод изложен в работе автора метода [3].

Определение e_z по уравнению (4.1) в случае неучета боковых деформаций можно показать на примере сжатия элемента грунта, имеющего единичный объем (рис. 4.7). Если не учитывать сжимаемость скелета грунта, то объем твердых частиц до и после приложения сжимающей нагрузки будет одинаков. Принимая во внимание зависимость (1.5), получаем

$$\frac{1}{1+\varepsilon'} = \frac{1}{1+\varepsilon''}(1-e_z), \qquad (4.3)$$

откуда

$$e_z = \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{1+\varepsilon'}. \qquad (4.4)$$

Подставляя выражение (4.4) в (4.1), получаем

$$s = \sum_0^{h_{акт}} \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{1+\varepsilon'} \Delta z. \qquad (4.5)$$

Учитывая, что $\varepsilon', \varepsilon'' = (\sigma'' - \sigma')\, a_{уп}$, получаем

$$s = \sum_0^{h_{акт}} \frac{a_{уп}(\sigma'' - \sigma')}{1+\varepsilon'} \quad \text{или} \quad s = \sum_0^{h_{акт}} \frac{a_{уп}}{1+\varepsilon'} \sigma(z_i). \qquad (4.5')$$

В формулах (4.3)—(4.5) ε', ε'' и σ', σ'' — соответственно коэффициенты пористости и напряжения в грунте до и после приложения сжимающей нагрузки.

Величину $a_{уп}/(1+\varepsilon')$ называют *коэффициентом относительной сжимаемости* и обозначают a_0. Из (4.5)′ видно, что этот коэффициент численно равен осадке, приходящейся на единицу уплотняющей нагрузки. Если принять в расчетах a_0 вместо $a_{уп}/(1+\varepsilon')$, то осадку можно определять по формуле

$$s = \sum_0^{h_{акт}} a_0 \sigma(z_i). \qquad (4.5'')$$

Таким образом, при расчете осадок можно использовать как формулу (4.5), так и (4.5′) и (4.5″), которые дают одинаковый результат.

Для пояснения сущности способа послойного суммирования рассмотрим последовательность расчета осадок.

1. Определяют напряженное состояние основания сооружения, используя способы, приведенные в гл. 2. Как уже отмечалось во второй главе, эпюры напряжений, построенные на вертикалях, проведенных через различные точки подошвы фундамента, неодинаковы. Следовательно, и осадки различных точек подошвы должны быть различными. Однако для жестких сооружений осадка имеет какое-то среднее значение. Поэтому для более точного определения средней осадки сооружения необходимо рассчитать осадки для нескольких вертикалей, проведенных через различные точки подошвы фундамента, и получить среднее значение.

2. Строят эпюры напряжений от внешней нагрузки на вертикалях, например, как показано на рис. 4.8.

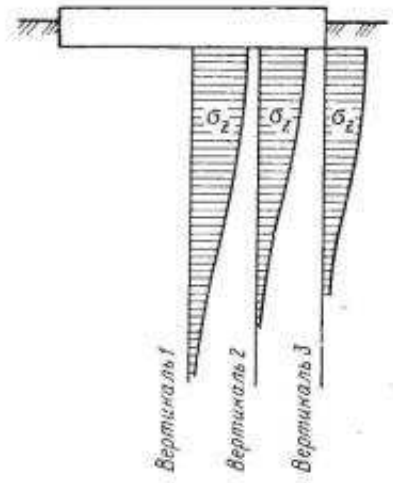


Рис. 4.8. Эпюры напряжений по глубине грунта

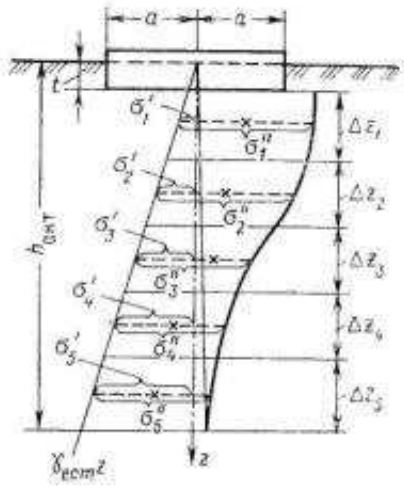


Рис. 4.9. Схема для определения активной глубины

При построении эпюр $\sigma(z)$ необходимо учитывать глубину заложения фундамента. Так, если внешняя нагрузка равна q, а глубина заложения подошвы фундамента — t, то эпюры $\sigma(z)$ следует строить не для нагрузки q, а для нагрузки $q^* = q - \gamma_{ест} t$. Это объясняется тем, что при отрыве котлована сжимающие усилия в грунте уменьшаются на $\gamma_{ест} t$ и грунт разуплотняется. Поэтому часть внешней нагрузки, равная $\gamma_{ест} t$, должна заменить вырытую часть грунта и восстановить в грунте начальные напряжения, называемые обычно *бытовыми*.

3. Для каждой вертикали определяют активную глубину сжатия $h_{акт}$. При определении $h_{акт}$ поступают обычно следую-

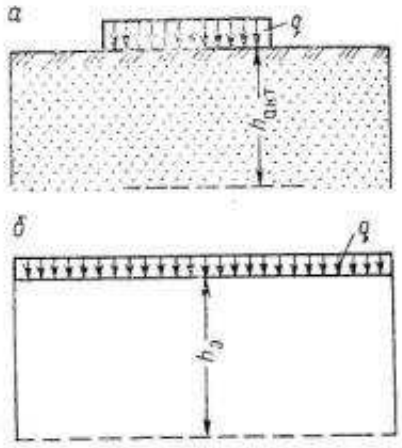


Рис. 4.10. Схема для расчета осадки по методу Н. А. Цытовича:
а — действительная схема фундамента; *б* — эквивалентная схема фундамента

щим образом. Построив эпюру напряжений $\sigma(z)$ для рассматриваемой вертикали (рис. 4.9), строят затем эпюру с ординатами, равными 0,1 или 0,2 $\gamma_{ест} z$. Точка пересечения эпюр и определит активную глубину $h_{акт}$.

4. Далее активную глубину $h_{акт}$ делят, начиная от подошвы фундамента, на необходимое число расчетных слоев Δz_i. Значения Δz_i, как уже отмечалось, можно принять для однородных грунтов одинаковыми по глубине и равными, например, $0{,}5a$ или a (a — полуширина фундамента). Для середины каждого из слоев (отмечено на рис. 4.9 крестиками) по компрессионной кривой определяют значения коэффициентов пористости ε' и ε''. При этом нужно иметь в виду, что ε' определяют при $\sigma' = \gamma_{ест} z_i$, т. е. при бытовых напряжениях, а ε'' — при $\sigma'' = \sigma(z_i) + \gamma_{ест} z_i$.

5. Общую осадку s для каждой вертикали находят суммированием осадок отдельных слоев, т. е. по выражению (4.5):

$$s = \left(\frac{\varepsilon_1' - \varepsilon_1''}{1+\varepsilon_1'} \Delta z_1 + \frac{\varepsilon_2' - \varepsilon_2''}{1+\varepsilon_2'} \Delta z_2 + \ldots + \frac{\varepsilon_i' - \varepsilon_i''}{1+\varepsilon_i'} \Delta z_i \right). \quad (4.6)$$

Если $\Delta z_1 = \Delta z_2 = \ldots = \Delta h$, то

$$s = \left(\frac{\varepsilon_1' - \varepsilon_1''}{1+\varepsilon_1'} + \frac{\varepsilon_2' - \varepsilon_2''}{1+\varepsilon_2'} + \ldots + \frac{\varepsilon_i' - \varepsilon_i''}{1+\varepsilon_i'} \right) \Delta h. \quad (4.6')$$

Можно вычислить осадку и по формуле (4.5′), для которой необходимо снимать с компрессионной кривой только значения ε', определив предварительно коэффициент уплотнения грунта $a_{уп}$. Все вычисления по расчету осадок обычно выполняются в форме таблиц. Однако лучше определять осадку, используя ЭВМ.

2. Метод эквивалентного слоя

Метод предложен Н. А. Цытовичем. Суть метода заключается в том, что определяется осадка $s_{пл}$ не реального основания в условиях плоской задачи, а осадка $s_{од}$ некоторого слоя, загруженного сплошной нагрузкой, т. е. в условиях одномерной задачи (рис. 4.10). Этот слой и называют *эквивалентным* $h_э$, определяемым из условия $s_{од} = s_{пл}$.

Как известно из курса «Сопротивление материалов», деформация сжатия упругого материала без возможности его бокового расширения определяется по формуле

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_y)].$$

Имея в виду, что

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_0}{1-\mu_0} \sigma_z$$

и принимая σ_z равным интенсивности сплошной сжимающей нагрузки q, получаем выражение для деформации грунта

$$\varepsilon_z = \frac{q}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0} \right),$$

где E_0 — модуль общей деформации грунта; μ_0 — коэффициент общей относительной поперечной деформации.

Таким образом, при сплошной равномерно распределенной нагрузке осадку эквивалентного слоя в условиях одномерной задачи найдем по формуле

$$s_{од} = \frac{q h_э}{E_0} \varepsilon_z = \frac{q h_э}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0} \right). \quad (4.7)$$

Для определения осадки $s_{пл}$ в случае плоской задачи, если нагрузка на поверхность основания, сложенного линейно-деформируемой средой, распределена по площади прямоугольника, можно использовать решение теории упругости. В общем виде осадку представляют следующим образом:

$$s_{пл} = \frac{\omega q b}{E_0} (1 - \mu_0^2), \quad (4.7')$$

где ω — коэффициент формы площади подошвы и жесткости фундамента; b — ширина подошвы фундамента.

Приравнивая $s_{од}$ и $s_{пл}$, находим

$$h_э = \frac{(1-\mu_0)^2}{1-2\mu_0} \omega b = A\omega b. \quad (4.8)$$

Таким образом, осадка фундамента может быть определена по формуле

$$s = a_{отн} q h_э, \quad (4.9)$$

где $a_{отн}$ — коэффициент относительной сжимаемости.

Как видно из формул (4.8) и (4.9), осадка зависит от бокового расширения грунта (коэффициент $A = (1-\mu_0)^2/(1-2\mu_0)$, жесткости и формы (коэффициент ω) и ширины подошвы фундамента.

Составлены вспомогательные таблицы значений: $A\omega_{max}$ — для максимальной осадки гибкого фундамента, $A\omega_{ср}$ — для

Таблица 17. Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$

$\frac{l}{b}$	Гравий и галька			Пески			Суглинки пластичные									Глины и суглинки мягкопластичные					
							супеси твердые и пластичные						глины пластичные								
							$\mu_0=0,2$			$\mu_0=0,25$			$\mu_0=0,3$			$\mu_0=0,35$			$\mu_0=0,4$		
	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ф}$	$A\omega_{ж}$
1	1,13	0,96	0,89	1,2	1,01	0,94	1,36	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,3	1,21	1,66	1,4	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,3	1,72	1,47	1,37	1,88	1,6	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,2
3	1,81	1,55	1,46	1,9	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,9
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,1
6	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,5	2,21	—	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	4	3,53	—
7	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	4,18	2,67	—
8	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,7	2,4	—	2,94	2,61	—	3,38	2,98	—	4,32	3,82	—
9	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	4,46	3,92	—
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,4	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,6	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

средней осадки гибкого фундамента и $A\omega_ж$ — для осадки жесткого фундамента при различных соотношениях длины l и ширины b подошвы фундаментов и разных грунтах (табл. 17).

§ 4. НЕСТАБИЛИЗИРОВАННЫЕ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ. ОДНОМЕРНАЯ ЗАДАЧА

Как уже отмечалось, сооружения, входящие в состав магистрального трубопровода, эксплуатируются в различных географических широтах. И если местоположение сосредоточенных объектов еще можно в какой-то мере регулировать, выбирая для них площадки с грунтами, обладающими достаточной несущей способностью, то по размещению линейной части магистрального трубопровода особого выбора грунтовых условий не предоставляется. Строить нужно на грунтах хороших (с точки зрения их несущей способности), плохих и совершенно плохих. Поэтому при проектировании сооружений приходится решать множество задач, связанных с обеспечением эксплуатационной надежности сооружений магистрального трубопровода, по которому транспортируется продукт обычно под давлением от 5 до 10 МПа.

Рис. 4.11. Расчетная схема одномерной задачи уплотнения грунта

Естественно, что одной из важнейших задач является прогнозирование во времени поперечных перемещений трубопровода и других сооружений, построенных на грунтах с малой несущей способностью, да еще резко изменяющих свои свойства под влиянием сооружения (главным образом, веса и температуры). Рассмотрим основные задачи определения нестабилизированных осадок в условиях одномерной задачи.

Одномерной называют задачу уплотнения, в которой рассматривается уплотнение грунта без возможности его бокового расширения. Такой случай может быть, например, при сооружении резервуара большой вместимости на водонасыщенном слое грунта, толщина которого h значительно меньше диаметра резервуара. Расчетная схема такого случая показана на рис. 4.11.

1. Уплотнение слоя двухфазного грунта

Двухфазным называют грунт, состоящий из твердой и жидкой составляющих, т. е. скелета грунта и жидкости, заполняющей поры грунта. Газообразной составляющей нет, или она настолько мала, что ею можно пренебречь. В такой постановке задача

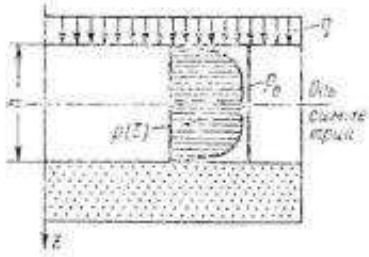


Рис. 4.12. Распределение давлений в поровой воде в слое грунта

была сформулирована и впервые решена К. Терцаги. В дальнейшем многие важные решения одномерной задачи были получены Н. М. Герсевановым и особенно В. А. Флориным.

Пусть к слою полностью водонасыщенного грунта мгновенно приложена нагрузка q. Будем считать, что нагрузка q не вызывает существенного изменения как объема твердых частиц, так и объема поровой воды. Следовательно, изменение объема грунта под воздействием q может происходить только за счет изменения его водосодержания. В момент приложения q в поровой воде возникнет поле избыточных по сравнению с начальными давлений p, что приведет к возникновению фильтрации воды из областей с более высокими давлениями в области с более низкими давлениями. Однако в начальный момент изменение водосодержания мгновенно произойти не может, и поэтому в поровой воде слоя грунта избыточное давление p будет одинаковым по всей высоте h (рис. 4.12) и равным p_0.

В следующее за начальным моментом время избыточное давление в сечениях $z=0$ и $z=h$ упадет до нуля (при водопроницаемых ограничивающих слоях), а в глубинных сечениях, т. е. при $0<z<h$, избыточное давление будет понижаться по мере оттока воды из слоя. Эпюра избыточных давлений $p(t)$ примет вид, показанный на рис. 4.12. Таким образом, решение задачи сжимаемости слоя грунта сводится к решению задачи фильтрации воды в сжимающемся скелете грунта.

Как известно, скорость фильтрации в жесткой пористой среде определяется из уравнения

$$u_z = -k_z \frac{\partial H}{\partial z}, \tag{4.10}$$

где k_z — коэффициент фильтрации грунта в направлении оси z; $H = p/\gamma$ — напорная функция; γ — удельный вес воды.

Однако эта зависимость не может применяться для описания процесса фильтрации в грунте с движущимся скелетом.

Н. М. Герсеванов, рассматривая движение воды в движущемся скелете грунта, предложил обобщенную зависимость

$$u_z - \varepsilon v_z = -k_z \frac{\partial H}{\partial z}, \tag{4.11}$$

где ε — коэффициент пористости; v_z — скорость движения скелета грунта.

При установлении закона изменения давления в поровой воде под воздействием уплотняющей нагрузки необходимо принять во внимание, что ни жидкая, ни твердая составляющие грунта не могут претерпеть разрыв сплошности. Условие неразрывности жидкой составляющей получают из неизменности расхода фильтрующей воды через малый элемент с гранями dx и dz. Внутрь элемента за время dt входит объем воды — $(\partial u_z/\partial z)dx \times dt$, а выходит из него вследствие изменения водосодержания объем $(\partial n/\partial t)dxdt$, где u_z — скорость фильтрации в направлении оси z; n — коэффициент пористости грунта. Через грань z фильтрации нет, так как по условию одномерной задачи жидкость движется только в направлении оси z. Приравнивая данные выражения, получаем уравнение неразрывности жидкой составляющей грунта

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{\partial n}{\partial t} = 0. \tag{4.12}$$

Аналогично получаем условие неразрывности твердой составляющей

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{\partial m}{\partial t} = 0,$$

где

$$m = \frac{1}{1+\varepsilon}. \tag{4.13}$$

Условия (4.11), (4.12) и (4.13) можно заменить одним: дифференцируя уравнение (4.11) по z, получаем

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} - \varepsilon \frac{\partial v_z}{\partial z} - v_z \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = -k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}; \tag{4.14}$$

учитывая уравнение (4.12), получаем

$$v_z \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + (1+\varepsilon) \frac{\partial v_z}{\partial z} = k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}; \tag{4.15}$$

подставив в это уравнение $\partial v_z/\partial z$ из уравнения (4.13), имеем

$$v_z \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - (1+\varepsilon) \frac{\partial m}{\partial t} = k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}; \tag{4.16}$$

дифференцируя m по t, имеем

$$\frac{\partial m}{\partial t} = -\frac{1}{(1+\varepsilon)^2} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}; \tag{4.17}$$

подставив $\partial m/dt$ в уравнение (4.16), находим

$$v_z (1+\varepsilon) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = (1+\varepsilon) k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \tag{4.18}$$

Первый член этого уравнения — величина второго порядка малости по сравнению с $\partial\varepsilon/\partial t$, поэтому уравнение (4.18) можно записать в виде

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = (1+\varepsilon) k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \tag{4.19}$$

Заметим, далее, что внешняя нагрузка q вызывает в скелете напряжения σ и в поровой воде давления p.

Для двух произвольных моментов времени очевидно равенство

$$\sigma_1 + p_1 = \sigma + p. \tag{4.20}$$

Если принять для стабилизированного состояния грунта (т. е. когда процесс уплотнения грунта закончен) $p_1 = p^*$ и $\sigma_1 = \sigma^*$, то из (4.20)

$$\sigma = \sigma^* + p^* - p. \tag{4.21}$$

Принимая, далее, во внимание зависимость $\varepsilon = \varepsilon_0 - a_{уп}\sigma$ и выполнив дифференцирование ε по t, получаем

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -a_{уп}\left(\frac{\partial \sigma^*}{\partial t} + \frac{\partial p^*}{\partial t} - \frac{\partial p}{\partial t}\right). \tag{4.22}$$

Подставляя (4.22) в (4.19) и учитывая, что $d\sigma^*/dt = dp^*/dt = 0$, поскольку σ^* и p^* постоянные величины, находим

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1+\varepsilon}{a_{уп}} k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \tag{4.23}$$

Для спрямленного участка компрессионной кривой, можно ε заменить на $\varepsilon_{ср}$ (среднее значение для этого участка) и p на γH. Тогда получим

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1+\varepsilon_{ср})\, k_z}{\gamma a_{уп}} \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \tag{4.24}$$

Это уравнение является уравнением изменения напорной функции в процессе уплотнения слоя грунта под действием нагрузки q.

Исследуем уравнение для определения нестабилизированных осадок в условиях одномерной задачи.

1. Пусть к слою грунта толщиной h приложена нагрузка q. Осадка в любой момент может быть найдена с учетом формулы (4.5):

$$s(t) = \frac{a_{уп}}{1+\varepsilon_{ср}} \int_0^h \sigma(z)\, dz. \tag{4.25}$$

Как видно из выражения (4.24), уравнение уплотнения аналогично уравнению теплопроводности. Решив его при граничных условиях:

$$t = 0, \quad 0 \leqslant z \leqslant h \quad H(z) = q/\gamma;$$
$$t \neq 0, \quad z = 0 \text{ и } z = h \quad H(z) = 0, \tag{4.26}$$

получим

$$H(z,t) = \frac{4q}{\pi\gamma} \sum_{i=1,3,5,\ldots}^{\infty} \frac{1}{i} \exp\left(-\frac{c i^2 \pi^2 t}{h^2}\right) \sin\frac{i\pi z}{h}, \tag{4.27}$$

где

$$c = \frac{k_z(1+\varepsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}}. \tag{4.28}$$

Далее учитываем, что

$$\sigma(z,t) = \sigma^*(z) - p(z,t) = \sigma^*(z) - \gamma H(z,t). \tag{4.29}$$

Поскольку $\sigma^*(z) = q$,

$$\sigma(z,t) = q - \gamma H(z,t). \tag{4.30}$$

Подставив (4.29) в (4.25), получим осадку верхней границы слоя

$$s(t) = \frac{a_{уп} q h}{1+\varepsilon_{ср}}\left(1 - \frac{8}{\pi^2}\sum_{i=1,3,5,\ldots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c i^2 \pi^2 t}{h^2}}\right). \tag{4.31}$$

Из выражения (4.31) видно, что при $t \longrightarrow \infty$

$$s(t \longrightarrow \infty) = \frac{a_{уп} q h}{1+\varepsilon_{ср}},$$

что будет уже стабилизированной или конечной осадкой слоя грунта.

2. Верхняя граница слоя водопроницаема, нижняя — нет. Такой случай часто встречается в практике трубопроводного строительства на болотах, когда слой торфа подстилается, например, глинистым или скальным грунтом (рис. 4.13, *а*).

При решении этой задачи можно использовать симметрию эпюры $H(z)$ (см. рис. 4.12). Как видно из рисунка, при $z = h/2$ градиент напора $dH/dz = 0$, т. е. в этом сечении слоя фильтрации нет. Следовательно, середину слоя можно рассматривать как водоупор, что и нужно в данном случае.

Тогда, принимая в формуле (4.27) $h = 2h_1$, получаем

$$s(t) = \frac{a_{уп} q h_1}{1+\varepsilon_{ср}}\left(1 - \frac{8}{\pi^2}\sum_{i=1,3,5,\ldots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c i^2 \pi^2 t}{4h_1^2}}\right). \tag{4.32}$$

Если водопроницаема нижняя граница слоя, а верхняя неводопроницаема (рис. 4.13, *б*), то осадка определяется также выражением (4.32). Отличие в процессах уплотнения заключается в том, что в случае рис. 4.13, *а* фильтрация направлена снизу вверх, т. е. верхние слои грунта уплотняются быстрее, а в случае рис. 4.13, *б* — сверху вниз, быстрее уплотняются уже нижние слои грунта. Это обстоятельство следует учитывать при уплотнении слабых грунтов, например болот. Осадка и скорость ее нарастания будут одинаковы в обоих случаях.

2. Уплотнение слоя трехфазного грунта

Область применимости приведенных в п. 1 решений достаточно обширна. Даже если в порах грунта есть какой-то объем газа, во многих случаях можно пренебречь его влиянием. Однако в болотистых грунтах, на которых часто возводятся объекты магистральных трубопроводов и нефтебаз, содержание газообразной составляющей может быть весьма значительным и пренебрегать ее влиянием нельзя. Поэтому необходимо рассмотреть задачу уплотнения трехфазного грунта.

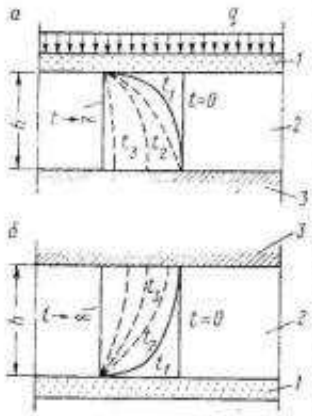


Рис. 4.13. Кривые изменения напоров:
а — при водоупоре снизу; *б* — при водоупоре сверху; *1* — водопроницаемый слой; *2* — сжимаемый грунт; *3* — водоупор

Пусть имеется слой водонасыщенного грунта, содержащего некоторый объем защемленного в порах газа. Если к одной из границ слоя мгновенно приложить уплотняющую нагрузку q, то вследствие мгновенного сжатия пузырьков газа часть внешней нагрузки будет воспринята скелетом грунта и только оставшаяся ее часть будет воспринята водой. Таким образом, уплотнение трехфазного грунта на некоторую величину происходит практически сразу же после приложения нагрузки за счет сжатия газа; дальнейший же процесс уплотнения определяется фильтрационными явлениями, как и при двухфазном грунте.

Эти обстоятельства учитываются при составлении уравнения уплотнения трехфазного грунта, которое, как показано В. А. Флориным, может быть представлено в форме

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1+\varepsilon_{cp})\,k_z}{\gamma a_{yn}\omega}\cdot\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \tag{4.33}$$

где

$$\omega = 1 + \frac{\beta(1+\varepsilon_{cp})}{a_{yn}} \tag{4.34}$$

здесь β — коэффициент объемной сжимаемости трехфазного грунта, устанавливаемый на основании лабораторных испытаний образцов грунта.

Сложность таких испытаний обусловливается тем, что они должны осуществляться в условиях неизменности водосодержания образцов грунта. В этом случае для одномерной задачи, определив деформацию грунта e_z, коэффициент объемной сжимаемости можно найти по формуле

$$\beta = e_z/p, \tag{4.35}$$

где p — давление, приложенное к образцу, при котором деформация составила величину e_z. Считая величину β в пределах изменения внешней нагрузки на грунт постоянной, величину

$$\frac{(1+\varepsilon_{cp})\,k_z}{\gamma a_{yn}\omega} = c_1, \tag{4.36}$$

также можно считать постоянной. Поэтому напорную функцию можно получить путем решения уравнения (4.33).

Так, для слоя грунта с верхней и нижней проницаемыми границами (см. рис. 4.13) имеем: при $t=0$ $H=q/\omega\gamma$; при $t>0$, $z=0$ и $z=h$ $H=0$ и при $t>0$, $0<z<h$

$$H(z,t) = \frac{4q}{\pi\gamma\omega}\sum_{i=1,3,5,\ldots}^{\infty}\frac{1}{i}e^{-\frac{i^2\pi^2c_1t}{h^2}}\sin\frac{i\pi z}{h}, \tag{4.37}$$

Соответственно осадку слоя определяем по выражению (4.25), в котором должно быть принято $\sigma(z)$ по формуле (4.30).

Выполняя интегрирование (4.25) с учетом выражения (4.37), находим

$$s(t) = \frac{a_{yn}qh}{(1+\varepsilon_{cp})}\left(1 - \frac{8}{\pi^2\omega}\sum_{i=1,3,5,\ldots}^{\infty}\frac{1}{i^2}e^{-\frac{i^2\pi^2c_1t}{h^2}}\right). \tag{4.38}$$

Проанализируем (4.38). Очевидно, что при $t\to\infty$ $s(t)$ по формулам (4.31) и (4.38) одинаково. Поскольку в соответствии с выражением (4.34) ω всегда больше единицы, то процесс уплотнения по формуле (4.38) протекает всегда быстрее, чем по (4.31). Кроме того, в отличие от (4.31) по (4.38) осадка в момент времени $t=0$ не равна нулю, а зависит от ω, т. е. мгновенной сжимаемости трехфазного грунта. Аналогично определяются $s(t)$ для случаев, когда одна из границ слоя водонепроницаема.

Решения одномерных задач уплотнения не могут дать более близкие к действительности результаты, чем решения плоской (двухмерной) или пространственной (трехмерной) задач. Поэтому в необходимых случаях нужно использовать решения плоской и пространственной задач, к рассмотрению которых мы и переходим.

§ 5. ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА ТЕОРИИ ФИЛЬТРАЦИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА

Деформация водонасыщенного грунта под воздействием уплотняющей нагрузки, как и в одномерной задаче, происходит в результате уменьшения объема пор грунта, из которых выдавливается жидкость, заполняющая их.

В самом общем случае (постановка и решение задач проф. В. А. Флорина) учитываются сжимаемость скелета грунта и жидкости (будем в дальнейшем иметь в виду воду), наличие газообразной составляющей, ползучесть скелета (вязкий харак-

тер деформаций), влияние так называемого начального градиента и т. п.

Необходимо отметить, что решения даже простейших задач в такой постановке чрезвычайно сложны, если вообще возможны. Поэтому мы рассмотрим сначала наиболее простую постановку задачи: будем считать грунт двухфазной однородной средой, уплотняемость которой определяется компрессионной зависимостью; ползучесть грунта и начальный градиент напора не учитываются.

Поскольку деформируемость грунта определяется в конечном итоге компрессионной кривой, то осадка поверхности основания в любой момент времени функционально зависит от напряжений в скелете грунта. Как уже было показано, при рассмотрении одномерной задачи напряжения в скелете грунта изменяются от нуля в момент приложения внешней нагрузки $\sigma(x, z, 0)=0$ до конечных значений напряжений $\sigma(x, z, t\longrightarrow\infty)=\sigma^*(x, z)$, называемых иногда напряжениями в предположении мгновенной стабилизации грунта. Между этими значениями напряжения $\sigma(x, z, t)$ определяют из условия

$$\sigma(x, z, t)=\sigma^*(x, z)-p(x, z, t). \tag{4.39}$$

Напряжения стабилизированного состояния $\sigma^*(x, z)$ определяют по решениям теории упругости. Таким образом, задача определения нестабилизированной осадки $s(t)$ в случае пространственной задачи сводится к установлению закономерностей распределения в условиях плоской задачи избыточных давлений в поровой воде $p(x, z)$ в любой момент времени $t=0$ до $t\longrightarrow\infty$.

Таким давлением и является $p(x, z, t)$ в уравнении (4.39).

1. Уравнение уплотнения для двухфазного грунта

При составлении уравнения уплотнения будем считать, что в стабилизированном состоянии давления в поровой воде равны бытовым, т. е. избыточные давления $p(x, z)=0$.

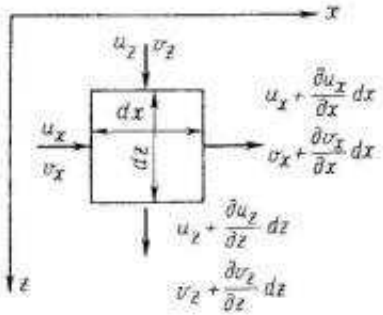


Рис. 4.14. Элемент грунта в случае плоской задачи уплотнения

Выделим из грунтовой среды элемент $dxdz$ (рис. 4.14) и рассмотрим условия изменения его водосодержания в деформируемом грунтовом скелете. Обозначим: u_x, u_z — скорости фильтрации в направлении осей x и z; v_x, v_z — скорости движения твердой составляющей грунта.

Суммарное количество вошедшей (или вышедшей) в элемент через грани dx, dz воды за время dt определяет изменение водосодержания элемента.

Количество воды, вошедшей внутрь элемента через грани dx, равно $-(du_z/dz)dxdzdt$, а через грани dz равно $-(du_x/dx)dxdzdt$. Изменение же водосодержания элемента в целом равно

$$-\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}\right)dxdzdt.$$

Поскольку жидкая фаза неразрывна, то изменение объема пор за то же время dt должно быть равно изменению водосодержания, т. е.

$$-\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}\right)dxdzdt=\frac{\partial n}{\partial t}dxdzdt.$$

или

$$\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}+\frac{\partial n}{\partial t}=0.$$

Аналогично для твердой составляющей

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_z}{\partial z}+\frac{\partial m}{\partial t}=0.$$

Как и при одномерной задаче (см. § 4 настоящей главы), зависимости Дарси — Герсеванова для направлений x и z имеют вид

$$u_x-\varepsilon v_x=-k_x\frac{\partial H}{\partial x};$$

$$u_z-\varepsilon v_z=-k_z\frac{\partial H}{\partial z}, \tag{4.40}$$

где H — напорная функция; k_x, k_z — коэффициенты фильтрации соответственно в направлении осей x и z.

Дифференцируя (4.40) и суммируя результаты, получаем

$$\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}\right)-\varepsilon\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)-v_x\frac{\partial\varepsilon}{\partial x}-v_z\frac{\partial\varepsilon}{\partial z}=$$
$$=-k_x\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}-k_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}.$$

Отбрасывая в этом уравнении члены второго порядка малости, получаем

$$-\varepsilon\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)+\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}\right)=-k_x\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}-k_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}.$$

Учитывая условия неразрывности жидкой и твердой составляющих грунта, находим

$$-\varepsilon\frac{\partial m}{\partial t}+\frac{\partial n}{\partial t}=-k_x\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+k_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \tag{4.41}$$

Выполнив дифференцирование $m=1/(1+\varepsilon)$ и $n=\varepsilon/(1+\varepsilon)$ по t

$$\frac{\partial m}{\partial t}=-\frac{1}{(1+\varepsilon)^2}\frac{\partial \varepsilon}{\partial t};\qquad \frac{\partial n}{\partial t}=\frac{1}{(1+\varepsilon)^2}\frac{\partial \varepsilon}{\partial t},$$

и подставив их в (4.41), получаем

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}=(1+\varepsilon)\left(k_x\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}-k_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}\right). \tag{4.42}$$

Учитывая, что $\varepsilon=-a_{уп}\sigma$, а также имея в виду уравнение (4.39) и принимая среднее значение $\varepsilon=\varepsilon_{ср}$, выражение (4.42) запишем в виде

$$\frac{\partial H}{\partial t}=\frac{1}{\gamma}\frac{\partial \sigma^*}{\partial t}+\frac{1+\varepsilon_{ср}}{\gamma a_{уп}}\left(k_x\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+k_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}\right).$$

Это и есть уравнение уплотнения двухфазного грунта без учета ползучести, начального градиента и изменения коэффициента фильтрации при уплотнении грунта. Поскольку σ^* — постоянная величина, а $k_x=k_z=k$, то

$$\frac{\partial H}{\partial t}=\frac{k(1+\varepsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}}\left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}\right). \tag{4.43}$$

2. Расчет нестабилизированных осадок

Решение (4.43) в конечном виде даже для простейших случаев, например равномерно распределенной полосовой нагрузки, чрезвычайно сложное. Имеется решение для расчета уплотнения грунта при действии сосредоточенной силы. Других, приемлемых для практики проектирования решений нет. С учетом этого обстоятельства В. А. Флориным был разработан общий метод численного решения задач уплотнения, использование которого позволило плоскую задачу теории уплотнения от общих рассуждений и уравнений привести к практически реализуемым методам.

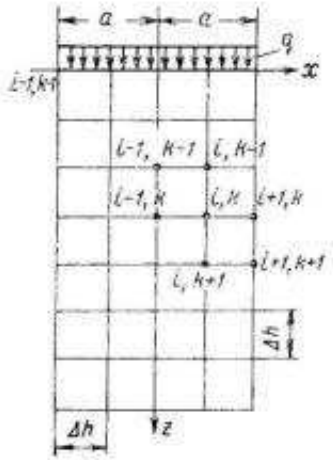


Рис. 4.15. Схема для расчета нестабилизированных осадок

Суть метода В. А. Флорина поясним на примере уплотнения грунта при равномерно распределенной нагрузке (рис. 4.15). Пусть в основании под нагрузкой q построена сетка.

Значения Δx и Δz могут быть различными, но более удобно при практических расчетах принять их одинаковыми, т. е. $\Delta x=\Delta z=\Delta h$.

Представим составляющие уравнения (4.43) через конечные разности. При этом

$$\frac{\partial H}{\partial t}=\frac{H_{t+1,i,k}-H_{t,i,k}}{\Delta t},$$

где $H_{t+1,\,i,\,k}$ — значение напорной функции в узле i, k в последующий момент времени $t+\Delta t$; $H_{t,\,i,\,k}$ — значение напорной функции в момент времени t; Δt — расчетный промежуток времени;

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}=\frac{\dfrac{H_{i+1,k}-H_{i,k}}{\Delta h}-\dfrac{H_{i,k}-H_{i-1,k}}{\Delta h}}{\Delta h};$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}=\frac{\dfrac{H_{i,k+1}-H_{i,k}}{\Delta h}-\dfrac{H_{i,k}-H_{i,k-1}}{\Delta h}}{\Delta h},$$

где H — напорная функция в соответствующих узлах сетки (см. рис. 4.15). Соответственно основное уравнение уплотнения (4.43) можно представить, выполнив простейшие преобразования, в виде

$$H_{t+1,i,k}=H_{t,i,k}+\frac{k(1+\varepsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta h^2}(H_{i+1,k}+H_{i-1,k}+H_{i,k+1}+H_{i,k-1}-4H_{i,k}). \tag{4.44}$$

Таким образом, в соответствии с уравнением (4.44) задача уплотнения оказывается связанной с распределением $H(x, z)$. Замена уравнения (4.43) его разностным аналогом (4.44) позволяет довольно просто определять значения напорной функции в узлах сетки в различные моменты времени. Однако аппроксимация неизбежно приводит к отклонению значений $H(x, z, t)$ от значений, определяемых по уравнению (4.43). Дело в том, что при решении уравнения (4.44) необходимо учитывать вопросы, связанные с устойчивостью решения конечно-разностного уравнения. Решение устойчиво, если малые погрешности, допущенные в процессе решения (например, погрешности округлений), затухают или, в крайнем случае, остаются достаточно малыми при неограниченном увеличении расчетных промежутков времени. Если этого не будет, то даже незначительные погрешности могут привести к результатам, имеющим мало общего с теми, которые могут быть получены из уравнения (4.43).

Обозначим в уравнении (4.44)

$$\frac{k(1+\varepsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}}\frac{\Delta t}{\Delta h^2}=r,$$

Тогда уравнение (4.44) можно записать в виде

$$H_{t+1,i,k}=(1-4r)H_{t,i,k}+rS_1, \qquad (4.44')$$

где

$$S_1=H_{i+1,k}+H_{i-1,k}+H_{i,k+1}+H_{i,k-1}.$$

В специальных разделах курса математики приводятся методы исследования устойчивости конечно-разностных уравнений. Используя, например, метод индекса, можно показать, что решение уравнения (4.44′) устойчиво, если $r\leqslant 1/4$.

Имея это в виду, примем $r=1/4$. Тогда

$$\frac{k(1+\varepsilon_{cp})}{\gamma a_{yn}}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta h^2}=\frac{1}{4}, \qquad (4.45)$$

а уравнение (4.44) примет вид

$$H_{t+1,i,k}=\frac{1}{4}(H_{t,i+1,k}+H_{t,i-1,k}+H_{t,i,k+1}+H_{t,i,k-1}). \qquad (4.46)$$

Условие (4.45) позволяет определить расчетный промежуток времени Δt при заданном Δh, что важно при расчетах избыточных напоров $H(x, z)$ в какой-либо фиксированный момент времени t_0, так как последующее распределение напоров в любой момент $t>t_0$ устанавливается выполнением простейших арифметических действий, называемых выравниванием.

Имея значения $H(x, z, t)$, по формуле (4.39) можно легко найти напряжения $\sigma(x, z, t)$. Далее, используя метод послойного суммирования либо метод эквивалентного слоя, можно рассчитать осадку по любой вертикали в пределах полосы загружения поверхности основания для любого момента времени t.

§ 6. РАСЧЕТ НЕСТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ОСАДОК ПО РАСХОДУ ВОДЫ, ОТФИЛЬТРОВАВШЕЙ ИЗ-ПОД СООРУЖЕНИЯ

Метод послойного суммирования в обычной его интерпретации позволяет рассчитать осадку по одной или нескольким вертикалям. Средняя же осадка определяется средней величиной осадок для различных вертикалей. Это, с одной стороны, искажает действительный результат, а с другой, — существенно увеличивает объем вычислений, если брать большое число вертикалей.

Рассмотрим метод расчета нестабилизированных осадок, предложенный автором.

1. Равномерно распределенная нагрузка

Пусть к поверхности основания приложена распределенная в пределах $2a$ нагрузка q (рис. 4.16). Нанесем на основание квадратную сетку со стороной ячейки Δh. Если не учитывать боковое расширение грунта, что принято в методе послойного

суммирования и в некоторых других методах, то среднюю осадку сооружения в момент времени t можно найти, определив количество воды, вышедшей из области грунта $abcd$.

Для любого времени t с момента приложения уплотняющей нагрузки осадка сооружения по расходу воды определяется как

$$s(t)=Q/2a, \qquad (4.47)$$

где Q — количество воды, отфильтровавшей из призмы единичной ширины; a — полуширина полосы.

Имея в виду, что составляющие скорости фильтрации u_x и u_z для плоской задачи соответственно будут

$$u_x=-k\frac{\partial H}{\partial x},$$

$$u_z=-k\frac{\partial H}{\partial z}, \qquad (4.48)$$

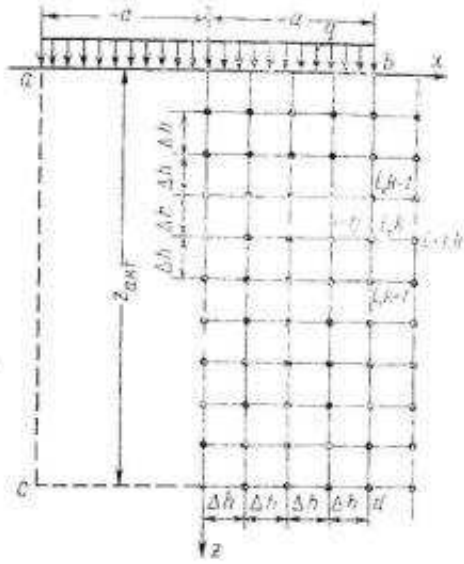


Рис. 4.16. Схема для расчета нестабилизированных осадок для двухфазного грунта

где k — коэффициент фильтрации; H — напорная функция, найдем Q следующим образом.

Через боковые грани ac и bd к моменту времени t выйдет вода в количестве

$$Q_1=-2k\int_0^{z_{акт}}\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=a}dxdt; \qquad (4.49)$$

через горизонтальные плоскости ab и cd —

$$Q_2=-k\int_{-a}^{+a}\int_0^t\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}+\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=z_{акт}}\right]dxdt. \qquad (4.50)$$

Тогда осадка определится по выражению

$$s(t)=-\frac{k}{2a}\left\{2\int_0^{z_{акт}}\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=a}dzdt+\int_{-a}^{+a}\int_0^t\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=z_{акт}}\right]dxdt\right\}. \qquad (4.51)$$

Если подошва сооружения водопроницаема, то $s(t)$ вычисляется непосредственно по выражению (4.51), а в случае водонепроницаемости полосы в выражении (4.51) во втором слагаемом в подынтегральном выражении нужно принять $(dH/dz)_{z=0}=0$, поскольку фильтрация через плоскость ab не имеет места. Уравнение (4.51) удобно решать в конечных разностях. Вычисляя значения напорной функции $H(x, z)$ для различных фиксированных моментов времени $t_1, t_2, \ldots, t_n$, в узлах сетки i, k определяем значения dH/dx для вертикалей ac и bd, а значения dH/dz — для горизонталей ab и cd. Следует иметь в виду, что при симметричной нагрузке достаточно определить dH/dx только для одной вертикали ($+a$ или $-a$), а dH/dz — для полуширины фундамента.

Имея в виду, что

$$\frac{\partial H}{\partial x}=\frac{H_{t,i+1,k}-H_{t,i,k}}{\Delta h}; \qquad \frac{\partial H}{\partial z}=\frac{H_{t,i,k+1}-H_{t,i,k}}{\Delta h}, \tag{4.52}$$

получаем

$$s(t)=\frac{k}{2a}\left\{2\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=\Delta h}+\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=2\Delta h}+\ldots+\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=i\Delta h}\right]_{x=a}+\right.$$

$$+\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0}+2\left(\frac{\partial H}{\partial z_{x=\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=2\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=3\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=a}}\right)\right]_{z=0}+$$

$$+\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0}+2\left(\frac{\partial H}{\partial z_{x=\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=2\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=3\Delta h}}+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\partial H}{\partial z_{x=a}}\right)\right]_{z=z_{\text{акт}}}\Bigg\}\Delta h\Delta t, \tag{4.53}$$

где Δt определяется по формуле (4.45); $z_{\text{акт}}$ — активная глубина, в пределах которой формируется осадка; $H(x, z, t)$ — определяется по формуле (4.46).

2. Случай анизотропного грунта

Различие водопроницаемости болотистого грунта в направлении осей x и z при действии уплотняющей нагрузки, обусловливающей возникновение избыточных давлений, приводит к изменению поля скоростей фильтрационного потока и расхода поровой воды из области повышенных давлений, что в конечном счете изменяет закон формирования осадки во времени.

Пусть k_x и k_z — коэффициенты фильтрации в направлении осей x и z. Тогда скорости фильтрации будут соответственно

$$u_x=-k_x\frac{\partial H}{\partial x} \quad \text{и} \quad u_z=-k_z\frac{\partial H}{\partial z}. \tag{4.54}$$

Через боковые грани ac и bd (см. рис. 4.17) к моменту времени t отфильтрует вода в объеме

$$Q_1=2k_x\int_0^{z_{\text{акт}}}\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=a}dzdt, \tag{4.55}$$

а через горизонтальные грани ab и cd —

$$Q_2=k_z\int_{-a}^{+a}\int_0^t\left[\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=0}+\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=z_{\text{акт}}}\right]dxdt. \tag{4.56}$$

Осадка определится выражением

$$s(t)=\frac{k_x}{a}\int_0^{z_{\text{акт}}}\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=a}dzdt+$$

$$+\frac{k_z}{2a}\int_{-a}^{+a}\int_0^t\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}+\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=z_{\text{акт}}}\right]dxdt. \tag{4.57}$$

Как и в п. 1, при водопроницаемой подошве сооружения

$$\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}=0. \tag{4.58}$$

Принимая $k_x=n_1k_z$, получаем для $H(x, z)$ уравнение

$$H_{t+1,i,k}=\frac{1}{2(1+n_1)}[n_1(H_{t,i+1,k}+H_{t,i-1,k})+H_{t,i,k+1}+H_{t,i,k-1}]. \tag{4.59}$$

Соответственно

$$\frac{k_z(1+\varepsilon_{\text{ср}})}{\gamma a_{\text{уп}}}\cdot\frac{\Delta t}{\Delta h^2}=\frac{1}{2(1+n_1)}. \tag{4.60}$$

Имея в виду сказанное, в соответствии с выражением (4.57) находим

$$s(t)=\frac{k_z}{2a}\left\{2n_1\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=\Delta h}+\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=2\Delta h}+\ldots+\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{z=i\Delta h}\right]_{x=a}+\right.$$

$$+\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0}+2\left(\frac{\partial H}{\partial z_{x=\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=2\Delta h}}+\ldots+\frac{\partial H}{\partial z_{z=a}}\right)\right]_{z=0}+$$

$$+\sum_{t=0}^{n\Delta t}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0}+2\left(\frac{\partial H}{\partial z_{x=\Delta h}}+\frac{\partial H}{\partial z_{x=2\Delta h}}+\ldots+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\partial H}{\partial z_{x=a}}\right)\right]_{z=z_{\text{акт}}}\Bigg\}\Delta h\Delta t, \tag{4.61}$$

где Δt определяется из уравнения (4.60).

Из уравнений (4.59), (4.60) и (4.61) видно, что при $k_x = k_z = k$ они приобретают вид уравнений (4.44), (4.45) и (4.53)

3. Учет влияния начального градиента и определение активной глубины

При решении задачи определения осадки любого сооружения важное значение имеет назначение активной глубины $h_{акт}$. В большинстве работ по основаниям и фундаментам рекомендуется определять $h_{акт}$ как глубину, на которой напряжения от нагрузки составляют 0,1 или 0,2 бытовых напряжений.

Но если при расчете конечных осадок $h_{акт}$ определяют однозначно и считают ее постоянной, то при расчете нестабилизированных осадок $h_{акт}$ сама является величиной переменной и в каждый расчетный момент времени изменяется. Поясним это следующим образом. Выше было показано, что в начальный момент времени давление от уплотняющей нагрузки полностью воспринимается водой, а напряжения в скелете грунта отсутствуют (имеется в виду двухфазная система). В этом случае активная глубина равна нулю. Если процесс уплотнения окончен, избыточные давления будут равны нулю, а напряжения в скелете грунта достигнут таких же значений, как и в грунте с малой влажностью, а активная глубина будет наибольшей. Таким образом, $h_{акт}$ проходит все значения (от $h_{акт}=0$ до максимального значения $h_{акт\,max}$), что и показано на рис. 4.17.

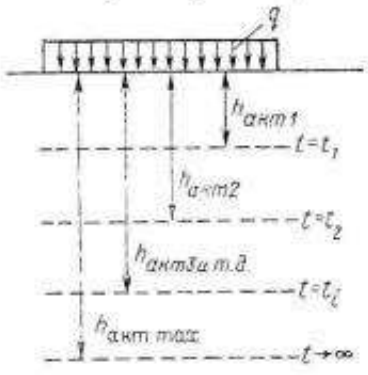


Рис. 4.17. Изменение активной глубины

Это обстоятельство существенно усложняет расчет нестабилизированных осадок, так как необходимо не только определить для каждого расчетного промежутка времени по уравнению (4.46) или (4.59) распределение поля напоров, но и активную глубину $z_{акт}$ в (4.53) и (4.61). Правда, в предложенном нами методе это необходимо выполнять только для одной вертикали $x=0$ или $x=a$, в то время как, например, при обычном методе послойного суммирования $z_{акт}$ должна определяться для всех расчетных вертикалей.

Остановимся, далее, на несколько ином способе определения активной глубины в случае уплотнения водонасыщенного грунта, основанном на представлении о существовании в грунте начального градиента напора i_0 (см. гл. 1, § 5). С учетом того, что в точках основания, в которых градиенты напора будут меньше или равны начальным, фильтрация воды не происходит и активную глубину можно определить, как глубину, где выполняется условие

$$\frac{\partial H}{\partial z} \leqslant i_0. \qquad (4.62)$$

В этом случае снимается вопрос о произвольном назначении $h_{акт}$.

Интересно отметить, что $h_{акт}$ может быть и прерывистой величиной, а процесс уплотнения будет продолжаться не до тех пор, пока градиенты напора станут равными нулю, а до момента, когда возникнет условие (4.62). Естественно, что процесс уплотнения будет затухать тем быстрее, чем больше начальный градиент напора.

Для того чтобы практически реализовать учет i_0, необходимо рассчитывать для каждого момента не только поле напорной функции $H(x, z)$, но и поля градиентов напора dH/dx и dH/dz по (4.52). Конечно, при «ручном» способе расчета такая работа немыслима, но применение ЭВМ позволяет решать многие задачи фильтрационной теории уплотнения грунтов.

4. Случай конечной толщины сжимаемого слоя

Если сжимаемый слой, например торф, подстилается прочным грунтом, осадки которого оказываются ничтожно малыми по сравнению с осадками слоя торфа, то расчет осадки выполняется, как для однородной грунтовой среды конечной толщины. Подстилающий (коренной) грунт может быть песчаным и глинистым. В порах песчаного грунта процесс выравнивания порового давления протекает значительно быстрее, чем в слое торфа, и поэтому можно допустить, что от действия внешней нагрузки наблюдается сжатие слоя торфа между двумя дренирующими слоями. Отток воды из уплотняемого слоя происходит как в насыпь, так и в подстилающий грунт. При этом одновременно имеет место и горизонтальная фильтрация в самом уплотняемом слое.

Необходимо отметить ошибку, которая получается, если использовать для определения осадки в данном случае решение одномерной задачи теории уплотнения, которая не позволяет учесть отток воды в горизонтальном направлении. Поэтому скорость уплотнения оказывается замедленной и тем больше, чем меньше действительные условия отвечают условиям одномерной задачи. Если коренной грунт имеет значительно меньший коэффициент фильтрации, чем торфяной, то процесс нарастания осадки (ее скорость) будет формироваться в основном за счет

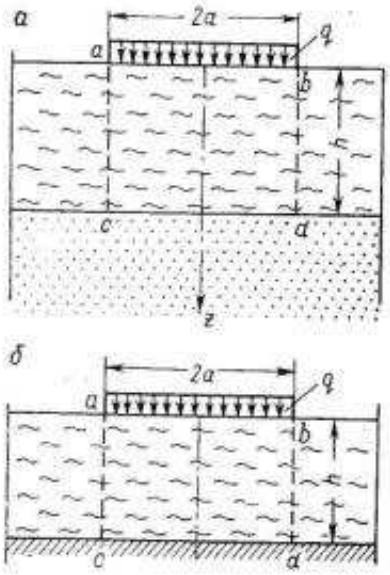


Рис. 4.18. Уплотнение слоя грунта

оттока воды на поверхность и в горизонтальном направлении. Рассмотрим оба случая.

Слой торфа подстилается дренирующим грунтом (рис. 4.18, *а*).

Осадка сооружения происходит за счет сжатия скелета грунта при вытекании воды из призмы *abcd* вследствие повышения давления в поровой воде, т. е. по (4.47).

Очевидно, что развернутое выражение для $s(t)$ будет таким же, как и выражение (4.53), в котором необходимо принять вместо $z_{акт}$ толщину слоя h, если не учитывать начального градиента.

Слой торфа подстилается водонепроницаемым грунтом (рис. 4.18, *б*).

Осадка сооружения происходит за счет сжатия грунта при вытекании воды через грани *ab*, *ac* и *bd*. Через грань *cd* оттока воды нет. Применение в данном случае решений одномерной задачи обусловило бы принятие допущения о том, что отток воды происходит только через грань *ab* вверх; условность такого допущения очевидна.

Осадку находим по выражению (4.47), в котором Q вычисляется как сумма (4.55) и (4.56), причем в выражении (4.56) второе слагаемое принимается равным нулю; это следует из граничного условия при

$$\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=h}=0,$$

вытекающего из допущения о водонепроницаемости подстилающего грунта.

Учитывая это, находим

$$s(t)=\frac{k}{2a}\left[2\int_0^h\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=a}dzdt+\int_{-a}^{+a}\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}dxdt\right]. \qquad (4.63)$$

Численное интегрирование (4.63) дает выражение, аналогичное (4.53), но оно не содержит суммы ряда с $z=z_{акт}$.

§ 7. УПЛОТНЕНИЕ ДВУХФАЗНОГО ГРУНТА ПРИ НЕРАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКЕ

В предыдущем параграфе рассматривалась осадка в предположении, что она одинакова в пределах всей ширины полосы нагрузки. Такое допущение справедливо только для абсолютно жесткого сооружения. Во всех остальных случаях осадка в различных сечениях неодинакова. Учет этого обстоятельства позволяет определить не среднюю величину осадки, а изменение осадки по ширине нагрузки и построить кривую оседания поверхности основания. Именно такого рода задачи и представляют наибольший интерес при расчетах трубопроводов и дорог, сооружаемых на насыпях, а также резервуаров, днища которых обладают значительной гибкостью. Для решения задачи в такой постановке используем метод, который описан в § 6 настоящей главы, но несколько модифицировав его.

Будем считать грунт двухфазной системой, имеющей в общем случае различные коэффициенты фильтрации в направлении осей x и z. Процесс уплотнения грунта определяется фильтрационными явлениями, при этом скорости фильтрации u_x и u_z принимаем по (4.54). Сжимаемость грунта определяется обычной компрессионной зависимостью $\varepsilon=a_{уп}\sigma$.

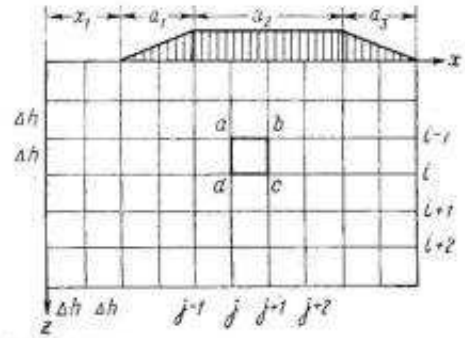


Рис. 4.19. Уплотнение грунта при трапецеидальной нагрузке

Нанесем на область грунта под нагрузкой и за ее пределами квадратную сетку с шагом Δh. Нагрузку будем считать распределенной по трапецеидальному закону (рис. 4.19). Примем шаг сетки $\Delta h=0{,}25\,a$. Очевидно, осадку поверхности любой j-й полосы основания можно найти, определив количество воды, отфильтровавшей из этой полосы, т. е.

$$s(t)_j=\frac{Q(t)_j}{\Delta h}, \qquad (4.64)$$

где $Q(t)_j$ — количество воды, отфильтровавшей из j-й полосы к моменту времени t.

И здесь важным вопросом является определение высот каждой j-й полосы, в пределах которых формируется осадка. Целесообразно ограничить эту высоту глубинами $z_{акт}$, на которых градиент избыточных напоров в поровой воде становится равным начальному, т. е. $z_{акт}$ должно определяться из условия

$$\max\left[\frac{\partial H}{\partial z}\right]=i_0. \qquad (4.65)$$

Это условие делает $z_{акт}$ зависящей от распределения поля напоров и изменения его во времени, т. е. $z_{акт}=f[H(x,z,t)]$.

В соответствии с изложенным опишем алгоритм определения нестабилизированной осадки поверхности основания при нагрузке, показанной на рис. 4.19.

Выделим на сетке элемент *abcd*. Определяя количество воды, вошедшей (или вышедшей) в элемент *abcd* (и во все другие элементы сетки), $\Delta Q_{i,j}$, а затем, суммируя расход воды по высоте каждого столбца в пределах $z_{акт}$ (заметим еще раз, что для каждого столбца $z_{акт}$ будет различной), найдем осадку поверхности каждого столбца. При определении $\Delta Q_{i,j}$ следует иметь в виду, что

$$\Delta Q_{i,j}=\Delta Q_1+\Delta Q_2+\Delta Q_3+\Delta Q_4, \tag{4.66}$$

где ΔQ_1—ΔQ_4 — количества воды, вошедшие (или вышедшие) в элемент *abcd* через каждую его грань.

Если $\Delta Q_{i,j}<0$, произойдет уплотнение элемента; если $\Delta Q_{i,j}>0$ — разбухание. Запишем выражения для составляющих уравнения (4.66). Через каждую грань элемента, имеющую единичную длину в направлении оси, перпендикулярной к плоскости *oxz*, в единицу времени пройдет количество воды, равное

$$\begin{aligned}
ab\Delta Q_1&=k_x(H_{t,i-1,j}-H_{t,i,j});\\
bc\Delta Q_2&=k_z(H_{t,i,j+1}-H_{t,i,j});\\
cd\Delta Q_3&=k_x(H_{t,i+1,j}-H_{t,i,j});\\
ad\Delta Q_4&=k_z(H_{t,i,j-1}-H_{t,i,j}).
\end{aligned} \tag{4.67}$$

Осадка любой j-й полосы будет равна сумме осадок элементов *abcd* в пределах полосы. В общем виде

$$s(t)_j=\frac{1}{\Delta h}\int_0^z\int_0^t\Delta Q\,dz\,dt. \tag{4.68}$$

Разностный аналог этого уравнения при $k_x=k_zn_1$ будет иметь вид

$$s(t)_j=\frac{k_z}{\Delta h}\sum_{t=0}^{n\Delta t}\sum\left\{\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z_{[ab]}}+\frac{\partial H}{\partial z_{[cd]}}\right)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+n_1\left(\frac{\partial H}{\partial x_{[bc]}}+\frac{\partial H}{\partial x_{[ab]}}\right)\right]_{x=/\Delta h}\right\}\Lambda h\Delta t, \tag{4.69}$$

где dH/dx и dH/dz — градиенты напоров по сторонам $[ab]$, $[cd]$, $[bc]$ и $[ad]$ элемента *abcd*.

Распределение поля напорной функции в любой момент, кроме начального, устанавливается по формуле (4.59), а градиентов — по формуле (4.52). Расчетный промежуток времени определяется из уравнения (4.60)

$$\Delta t=\frac{\gamma a_{уп}\Delta h^2}{2k_z(1+n_1)(1+e_{ср})}. \tag{4.70}$$

Практическая реализация рассмотренного метода невозможна без применения ЭВМ.

В заключение заметим, что принятая схема нагрузки (см. рис. 4.19) позволяет найти $s(t)$ и ее изменение по ширине подошвы сооружения при трапецеидальной нагрузке ($a_1\neq0$, $a_2\neq0$, $a_3\neq0$), прямоугольной ($a_1=a_3=0$), треугольной ($a_1=0$ или $a_3\neq0$, $a_2\neq0$), а также при других комбинациях. Это позволяет использовать рассмотренный метод для большого числа практических задач.

§ 8. НАЧАЛЬНЫЕ И ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ

Как видно из изложенного, расчет избыточных давлений (или напоров) в любой момент времени основывается на том, что поле распределения давлений в предыдущий расчетный момент известно. Поэтому решение любой задачи можно получить, лишь имея начальное распределение давлений.

Поскольку нами рассматривалась двухфазная грунтовая среда, то при мгновенном приложении уплотняющей нагрузки мгновенно водосодержание грунта измениться не может. Следовательно, внешняя нагрузка будет полностью воспринята водой, а в скелете грунта напряжения не изменятся, так как, иначе, должна измениться пористость грунта, что привело бы к изменению водосодержания. Учитывая это, можно записать, что дополнительные напряжения в скелете грунта от нагрузки в начальный момент $t=0$ будут

$$\begin{aligned}
\sigma_x(0)&=\sigma_x{}^*-p_0=0;\\
\sigma_z(0)&=\sigma_z{}^*-p_0=0,
\end{aligned} \tag{4.71}$$

где σ^* — напряжения в скелете грунта в предположении его полной стабилизации от внешней нагрузки; p_0 — избыточное давление в поровой воде. Таким образом, из формул (4.71)

$$p_0=\frac{\sigma_x{}^*+\sigma_z{}^*}{2}, \tag{4.72}$$

т. е. начальные давления равны полусумме нормальных напряжений в скелете грунта, для которого процесс уплотнения окончен.

Переходя к напорам, следует иметь в виду, что $H_0=p_0/\gamma$.

Приведем формулы для определения $H_0(x,z)$ при различных уплотняющих нагрузках.

При равномерно распределенной нагрузке в пределах полосы шириной $2a$ начальное распределение напоров имеет вид

$$H_0(x,z)=\frac{q}{\pi\gamma}\left(\operatorname{arctg}\frac{x+a}{z}-\operatorname{arctg}\frac{x-a}{z}\right) \tag{4.73}$$

Для нагрузки в форме равнобочной трапеции ($a_1=a_3$) по схеме рис. 4.19 формула начального распределения напоров имеет вид

$$H_0(x,z)=\frac{q}{\pi\gamma}\left\{\frac{z}{2a_1}\left[\ln\frac{(x-x_1-a_1)^2+z^2}{(x-x_1)^2+z^2}-\right.\right.$$
$$-\ln\frac{(x-x_1-2a_1-a_2)^2+z^2}{(x-x_1-a_1-a_2)^2+z^2}\Big]-\frac{x-x_1}{a_1}\left(\operatorname{arctg}\frac{x-x_1-a_1}{z}-\right.$$
$$-\operatorname{arctg}\frac{x-x_1}{a_1}\Big)-\left(\operatorname{arctg}\frac{x-x_1-a_1-a_2}{z}-\operatorname{arctg}\frac{x-x_1-a_1}{z}\right)+$$
$$+\left(\frac{x-x_1-a_1-a_2}{a_1}-1\right)\left(\operatorname{arctg}\frac{x-x_1-2a_1-a_3}{z}-\right.$$
$$\left.\left.-\operatorname{arctg}\frac{x-x_1-a_1-a_2}{z}\right)\right\}. \qquad (4.73')$$

Для треугольной нагрузки (рис. 4.20)

$$H_0(x,z)=\frac{q_0}{4a\pi\gamma}\left[z\ln\frac{(x-2a-x_1)^2+z^2}{(x-x_1)^2+z^2}-\right.$$
$$\left.-2(x-x_1)\left(\operatorname{arctg}\frac{x-2a-x_1}{z}-\operatorname{arctg}\frac{x-x_1}{z}\right)\right]. \qquad (4.74)$$

Что касается граничных условий, то следует иметь в виду, что при водопроницаемой подошве сооружения (например, насыпи из песка) в моменты времени $t>0$ $H(x, z=0)=0$.

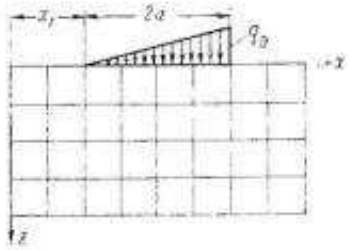


Рис. 4.20. Треугольная схема нагрузки



Рис. 4.21. Фиктивный слой узлов сетки

При водонепроницаемой подошве сооружения (например, днище резервуара) изменение напоров по плоскости $z=0$ во всех узлах в пределах полосы нагружения при $t\geqslant 0$ должно определяться с выполнением условия $(dH/dz)_{z=0}=0$.

Это условие легко выполнить, вводя фиктивный слой 1_Φ—1_Φ (рис. 4.21), в узлах которого значения H принимаются равными значениям H для слоя 1—1, например $H_{-3}=H_3$. Изменение $H(x, z=0)$ в каждый расчетный промежуток времени определяется по уравнению (4.46) с сохранением фиктивного слоя.

§ 9. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОСАДОК

1. Расчет осадки по методу послойного суммирования.

Подошва сооружения шириной $b=400$ см и длиной $l=800$ см заглублена на величину $z=100$ см в мелкозернистый песчаный грунт. Давление, передаваемое на грунт подошвой сооружения, $q=20$ Н/см². Объемный вес грунта в естественном состоянии $\gamma_{ест}=0{,}018$ Н/см³. Сжимаемость грунта характеризуется компрессионной кривой, показанной на рис. 4.22. Как видно из рисунка, сжимаемость грунта весьма значительна. Рассчитаем осадку по вертикали $x=0$. Расчет будем выполнять по рекомендациям § 3, п. 1. Распределение напряжений $\sigma(z)$ находим по данным табл. 9 для нагрузки $q^*=q-\gamma_{ест}\,z=18{,}2$ Н/см². Для вертикали $x=0$ значения $\sigma(z)$ приведены в табл. 18.

Таблица 18. Распределение напряжений от нагрузки

z, см	$(z-100)$, см	$\sigma(z)$, Н/см²	z, см	$(z-100)$, см	$\sigma(z)$, Н/см²
100	0	18,2	500	400	9,8
200	100	17,5	700	600	7,2
300	200	15	900	800	5,6
400	300	12,2	1100	1000	4,4

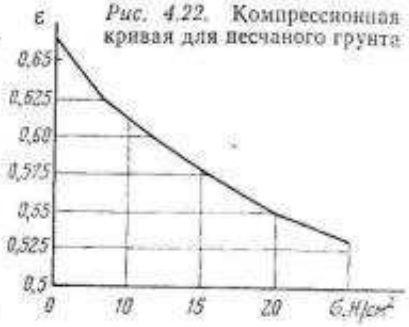


Рис. 4.22. Компрессионная кривая для песчаного грунта

Выполнив вычисления, получаем для вертикали $x=0$ напряжение $\sigma(z)$. При этом следует иметь в виду, что подошва сооружения заглублена на 100 см. Поэтому в таблице указаны глубины z (от поверхности грунта) и $z-100$ см (от подошвы сооружения).

Эпюра напряжений $\sigma(z)$ приведена на рис. 4.23. Определяем активную глубину $h_{акт}$. Проводим линию бытовых давлений $\gamma_{ест}\,z$, приняв, например, $z=1000$ см, при котором $\gamma_{ест}\,z=18$ Н/см². Обращаем внимание на то, что эпюра $\sigma(z)$ строится от подошвы сооружения, а линия $\gamma_{ест}\,z$ от точки 0. Примем $h_{акт}$ равной глубине, где $\sigma(z)=0{,}2\,\gamma_{ест}\,z$. Такой глубиной будет $h_{акт}=1100$ см (точка пересечения линии $0{,}2\,\gamma_{ест}\,z$ с эпюрой σ). Делим активную глубину на полосы $\Delta h=b/2=200$ см.

Осадку рассчитываем по формуле (4.6'). Все вычисления сведены в табл. 19. Значения $\sigma''(z)$ определяем как сумму напряжения $\sigma(z)+\gamma_{ест}\,z$,

Таблица 19. Значения величин формулы (4.6')

z, см	$\sigma'=\gamma_{ест}\,z$, Н/см²	$\sigma''(z)$, Н/см²	ε'	ε''	$1+\varepsilon'$	$\varepsilon'-\varepsilon''$	$\frac{\varepsilon'-\varepsilon''}{1+\varepsilon'}\Delta h$
200	3,6	21	0,67	0,54	1,67	0,13	15,5
400	7,2	19,5	0,63	0,56	1,63	0,07	8,6
600	10,8	19	0,62	0,56	1,62	0,06	7,4
800	14,4	21	0,59	0,54	1,59	0,05	6,2
1000	18	23	0,56	0,53	1,56	0,03	3,8

$$s=\sum\frac{\varepsilon'-\varepsilon''}{1+\varepsilon'}\Delta h=41{,}5\text{ см}$$

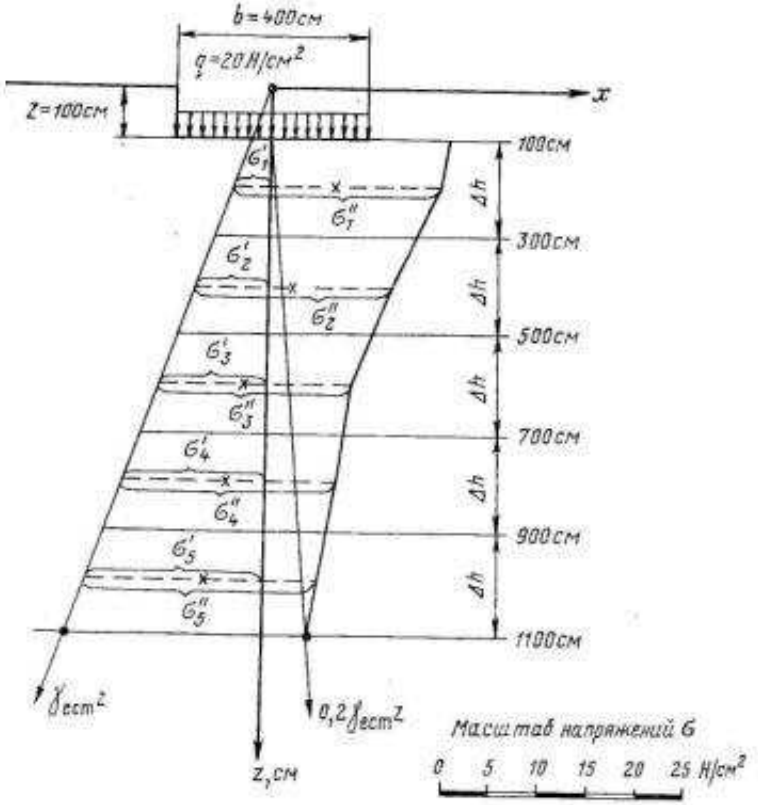


Рис. 4.23. Эпюра напряжений грунта по вертикали $x=0$

в которой $\sigma(z)$ находим по кривой рис. 4.23, а ε' и ε'' — по компрессионной кривой рис. 4.22.

Таким образом, осадка сооружения по вертикали $x=0$ составляет $s=41{,}5$ см. Это очень большая осадка. По другим вертикалям осадка будет меньше.

2. Расчет осадки по методу эквивалентного слоя.

Примем исходные данные предыдущего примера. Будем считать, что сооружение имеет отношение длины и ширины 2. Осадку определим по формуле (4.9). По компрессионной кривой (см. рис. 4.22) находим коэффициент уплотнения по формуле

$$a_{уп}=\frac{\varepsilon'-\varepsilon''}{\sigma''-\sigma'}.$$

Принимаем $\sigma'=5$ Н/см², $\sigma''=20$ Н/см²; соответствующие им коэффициенты пористости $\varepsilon'=0{,}65$, $\varepsilon''=0{,}55$. Выполнив вычисления, получим $a_{уп}=0{,}0066$ см²/Н. Коэффициент относительной сжимаемости $a_0=a_{уп}/(1+\varepsilon')=0{,}004$ см²/Н. В примере 1 определена максимальная осадка, поэтому и в данном примере определим максимальную осадку для гибкого фундамента. По табл. 17 для супеси при $\mu_0=0{,}25$ и $l/b=2$ находим $A\omega_{max}=1{,}72$. По формуле (4.8) $h_э=A\omega_{max}b=688$ см. По формуле (4.9) $s=0{,}004\cdot 18{,}2\cdot 688=50{,}1$ см.

Как видно, осадка, определенная по методу эквивалентного слоя на 8,6 см больше, чем по методу послойного суммирования. Если рассчитать среднюю осадку, то $A\omega_{ср}=1{,}47$. Соответственно $h_э=588$ см и $s=42{,}8$ см, что лишь на 1,3 см больше, чем в методе послойного суммирования. Но метод эквивалентного слоя дает существенный разброс значений s в зависимости от принимаемых значений l/b и μ_0. Так, если принять в условиях данного примера $l/2=4$, то средняя осадка возрастает до $s=55{,}9$ см.

3. Расчет нарастания осадки в условиях одномерной задачи.

Определим осадку слоя болотистого водонасыщенного грунта толщиной 700 см, к поверхности которого приложена уплотняющая нагрузка $q=4$ Н/см². Нижняя граница слоя расположена на водонепроницаемом грунте. Расчетная схема примера приведена на рис. 4.18, *б*. Компрессионная кривая болотистого грунта приведена на рис. 4.24. Определяем по ней коэффициент уплотнения для диапазона уплотняющей нагрузки 0—10 Н/см² $a_{уп}=0{,}3$ см²/Н и средний коэффициент пористости $\varepsilon_{ср}=5{,}5$. Коэффициент фильтрации $k_ф=0{,}4$ см/сут.

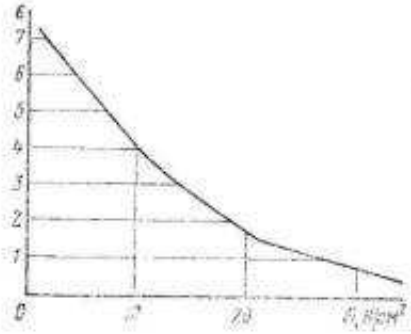


Рис. 4.24. Компрессионная кривая заторфованного грунта

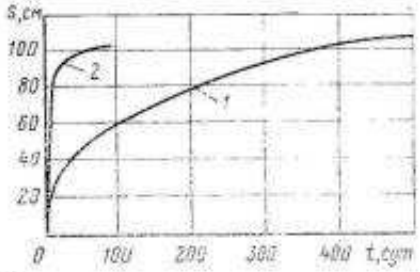


Рис. 4.25. Графики нарастания осадки слоя

Расчет выполняем по формуле (4.32), принимая в сумме ряда один член. Предварительно по формуле (4.28) находим

$$c=\frac{0{,}4\cdot(1+5{,}5)}{0{,}01\cdot 0{,}3}=866{,}6\ \text{см}^2/\text{сут}.$$

Определяем конечную осадку слоя по формуле

$$s=\frac{a_{уп}qh}{1+\varepsilon_{ср}}=\frac{0{,}3\cdot 4\cdot 700}{1+5{,}5}=129{,}2\ \text{см}.$$

Далее, по формуле (4.32) определяем нарастание осадки во времени через 5, 10, 30, 100 и 500 сут. При $t=5$ сут.

$$s(t=5)=\frac{0{,}3\cdot 4\cdot 700}{1+5{,}5}\left(1-\frac{8}{\pi^2}e^{-\frac{866{,}6\cdot\pi^2\cdot 5}{4\cdot 49\cdot 10^4}}\right)=26{,}7\ \text{см};$$

$s(t=10)=28{,}8$ см; $s(t=30)=37{,}2$ см;

$s(t=100)=61{,}47$ см; $s(t=500)=114{,}6$ см.

График нарастания осадки показан на рис. 4.25 (кривая *1*).

4. Влияние газообразной составляющей грунта.

Сохраним условия предыдущего примера, введем дополнительное условие: грунт трехфазный с коэффициентом объемной сжимаемости $\beta = 0{,}1$ см²/Н.

Находим по формуле (4.31) коэффициент

$$\omega = 1 + \frac{0{,}1\,(1+5{,}5)}{0{,}3} = 3{,}16.$$

Осадку вычисляем по формуле (4.38), в которой величину c_1 определяем по формуле (4.36):

$$c_1 = \frac{(1+5{,}5)\,0{,}4}{0{,}01 \cdot 0{,}3 \cdot 3{,}16} = 274{,}3 \text{ см}^2/\text{сут}.$$

Наибольшая осадка будет, как и в предыдущем случае, $s = 129{,}2$ см. Находим осадку по формуле (4.38) для $t = 5$; 10; 30 и 100 сут; $s\,(t=5) = 96{,}4$ см; $s(t=10) = 96{,}6$ см; $s(t=30) = 97{,}5$ см; $s(t=100) = 100{,}5$ см. Сравнив эти результаты с результатами предыдущего примера, видим, что в трехфазном грунте осадка уже при $t = 5$ сут достигла значений, которые будут в двухфазном грунте лишь при $t \approx 400$ сут. Нарастание нестабилизированных осадок в трехфазном грунте происходит значительно медленнее и величина их в диапазоне 5—100 сут составляет 4,1 см, а в предыдущем примере 34,7 см. На рис. 4.25 показано нарастание осадки трехслойного грунта (кривая 2).

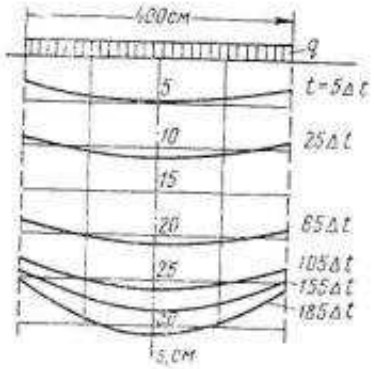


Рис. 4.26. Кривые распределения и нарастания осадок при равномерно распределенной нагрузке

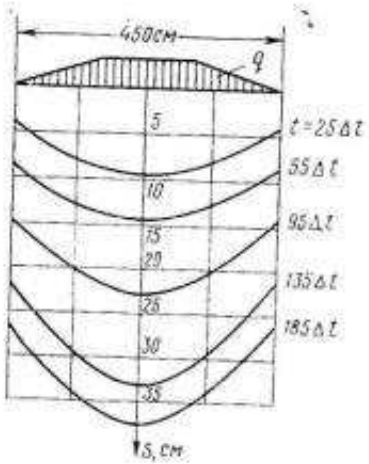


Рис. 4.27. Кривые распределения и нарастания осадок при трапецеидальной нагрузке

5. Расчет нестабилизированной осадки для полосовой нагрузки.

Определим осадку грунта, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка $q = 2$ Н/см² в полосе шириной 400 см. Характеристики грунта: коэффициент фильтрации $k_x = k_z = k = 10^{-3}$ см/с, среднее значение коэффициента пористости $e_{cp} = 1$, коэффициент уплотнения $a_{уп} = 0{,}1$ см²/Н. Осадку рассчитываем по рекомендациям § 6 данной главы.

Принимаем $\Delta h = 50$ см. По формуле (4.70) находим

$$\Delta t = \frac{0{,}01 \cdot 0{,}1 \cdot 2500}{2 \cdot 10^{-5}\,(1+1)\,(1+1)} = 31\,250 \text{ с} = 0{,}36 \text{ сут}.$$

Распределение осадок по ширине полосы, а также их нарастание во времени показано на рис. 4.26. Кривые распределения осадок хорошо иллюстрируют их неравномерность. Еще значительней может быть неравномерность при неравномерно распределенной нагрузке, например, как показано на рис. 4.27. Такая форма нагрузки соответствует насыпи с откосами. Расчет выполним по рекомендациям § 7. Примем $a_1 = a_2 = a_3 = 150$ см, $\Delta h = 50$ см, $\Delta t = 0{,}36$ сут, остальные данные возьмем из предыдущего примера.

Кривые распределения осадок приведены на рис. 4.27. Как видно из рис. 4.26 и 4.27 учет неравномерности распределения нагрузки вносит существенные поправки в результаты, получаемые для равномерно распределенной нагрузки.

Глава 5

ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ЭЛЕМЕНТЫ ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 1. ОСНОВНЫЕ СХЕМЫ ВОЗДЕЙСТВИЯ ГРУНТА НА ЗАГЛУБЛЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Магистральные трубопроводы сооружаются, главным образом, по подземной схеме (рис. 5.1, *а*), а также по полуподземной схеме (5.1, *б*) и в насыпи (5.1, *в*). Трубопровод, проложенный по подземной схеме, подвергается давлению грунта по всему периметру и сам оказывает силовое воздействие на грунт в пределах нижней части периметра. При некоторых значениях диаметра трубы $D_н$, толщины ее стенки, глубины заложения h, физико-механических характеристик грунта могут возникнуть условия, при которых трубопровод теряет устойчивость круглой формы (на рис. 5.1, *а* показано пунктиром). При сооружении трубопровода по последней схеме более важен вопрос определения поперечных смещений трубопровода.

При строительстве нефтебаз широко используются полуподземная и подземная схемы строительства резервуаров (рис. 5.2). Из рисунка видно, что практически все элементы резервуаров подвергаются силовому воздействию (или, иначе, давлению) грунта. Так, в полуподземном резервуаре (см. рис. 5.2, *а*) грунт давит на часть стенки, в подземных (см. рис. 2.5, *б*, *в*) и резервуарах траншейного типа (см. рис. 5.2, *г*) — на стенки *аб* и *бг* и на перекрытие *аb*. Это давление может быть очень значительным и привести к разрушению как стенок, так и перекрытия.

При выполнении работ по устройству глубоких траншей часто устанавливают временные ограждающие конструкции для предотвращения обрушения стенок (рис. 5.3). Расчет ограждений можно выполнить, лишь определив давление грунта на эти

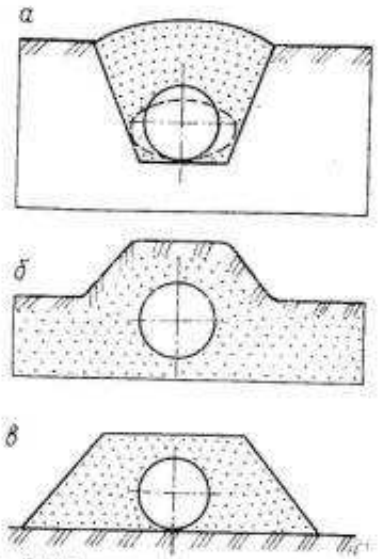


Рис. 5.1. Схемы прокладки трубопроводов

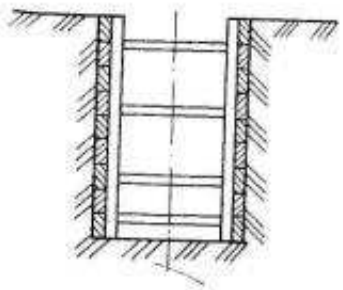


Рис. 5.3. Ограждение стенок траншеи

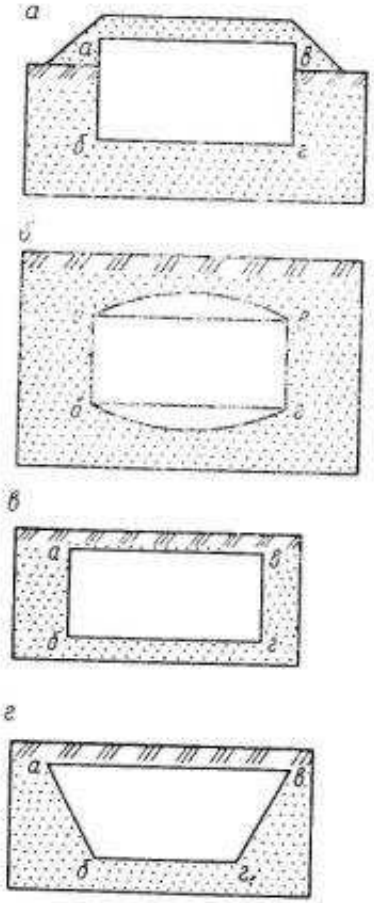


Рис. 5.2. Схемы расположения резервуаров

конструкции. При строительстве причальных стенок речных и морских сооружений для слива и налива танкеров, перевозящих нефтепродукты, необходимо рассчитать устойчивость причальной стенки не только на усилие от действия судна, но и от действия грунта, давление которого опрокидывает причальную стенку в сторону водоема.

Можно привести множество и других примеров, когда требуется рассчитывать давление грунта на сооружение. Что касается вертикального давления, то оно рассматривалось в гл. 3, где было показано, что давление грунта на любой глубине численно равно напряжению в грунте на соответствующей глубине от собственной массы грунта. Однако это справедливо только при соблюдении определенных условий.

§ 2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СООТНОШЕНИЯ МЕЖДУ ГЛАВНЫМИ НАПРЯЖЕНИЯМИ В ГРУНТЕ

Вопрос о пределах изменения главных напряжений, при которых грунт переходит в предельное напряженное состояние, является главным при решении задач, связанных с давлением грунтов на подземные сооружения и ограждающие конструкции. Поясним это следующим образом.

Допустим, в каком-либо связном грунте разрабатывается траншея. Известно, что до некоторой глубины грунт имеет вертикальный откос, при дальнейшем же увеличении глубины происходит мгновенное (или очень быстрое) его обрушение, что свидетельствует о переходе грунта в предельное напряженное состояние. Если бы вертикальный откос подпирался каким-либо ограждением, то давление обрушающегося грунта воспринималось бы ограждением (см. рис. 5.3).

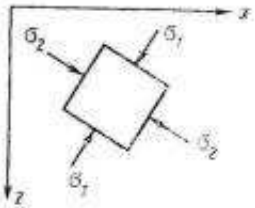


Рис. 5.4. Схема для расчета соотношения между главными напряжениями

Из сказанного ясно, что сразу же при разработке траншеи в грунте, близком к границе стенки траншеи, изменяется напряженное состояние только при определенной (иногда весьма значительной) глубине траншеи напряженное состояние грунта становится таким, что происходит сдвиг его частиц и откос обрушается. Установление предела изменения напряжений в грунте, не вызывающего в нем сдвиговых деформаций, и дает возможность определить переход грунта в предельное состояние.

Выделим в грунте элемент (рис. 5.4), на грани которого действуют главные напряжения (касательные напряжения на таких гранях отсутствуют) σ_1 и σ_2. Определим пределы изменения напряжений σ_1 и σ_2, если зафиксировано, что при одном из них (σ_1 или σ_2) грунт переходит в предельное напряженное состояние. Как было показано, это состояние наступает в грунте при выполнении условия

$$\frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2+2\sigma_c}=\sin\varphi.$$

Это условие может быть представлено в виде

$$\frac{\sigma_1+\sigma_c}{\sigma_2+\sigma_c}=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}=\operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.1)$$

Если предельное состояние не наступает, то знак равенства должен быть заменен знаком «<» (меньше), т. е. условие (5.1) можно записать в виде

$$\frac{\sigma_1+\sigma_c}{\sigma_2+\sigma_c}\leqslant\operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.2)$$

Положим теперь, что $\sigma_1>\sigma_2$.

Тогда формулы (5.1) и (5.2) остаются в записанном виде, т. е. предельное состояние наступит лишь при выполнении условия (5.1).

Допустим далее, что $\sigma_2 > \sigma_1$. Тогда выражение (5.2) должно быть записано в соответствии с исходным уравнением в виде

$$\frac{\sigma_2 + \sigma_c}{\sigma_1 + \sigma_c} \leqslant \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi},$$

или

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_c}{\sigma_2 + \sigma_c} \geqslant \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{5.3}$$

Объединив выражения (5.2) и (5.3), получим

$$(\sigma_2 + \sigma_c)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - \sigma_c \leqslant \sigma_1 \leqslant (\sigma_2 + \sigma_1)\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \sigma_c. \tag{5.4}$$

Учитывая, что $_{1c} = c\operatorname{ctg}\varphi$, и выполнив преобразования, получаем

$$\sigma_c\left[\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right] = \sigma_c\left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} - 1\right) =$$

$$= -\frac{2\sin\varphi}{1 + \sin\varphi}\sigma_c = -\frac{2\cos\varphi \cdot c}{1 + \sin\varphi} = -2c\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{5.5}$$

Это условие для случая $\sigma_1 > \sigma_2$.

Аналогично для $\sigma_2 > \sigma_1$ находим

$$\sigma_c\left[\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right] = 2c\operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \tag{5.6}$$

Объединив выражения (5.5) и (5.6), получим границы, в которых может изменяться одно главное напряжение по отношению к другому без возникновения предельного состояния (знак «неравенства») и при возникновении такого состояния (знак «равенства»). Это условие имеет вид

$$\sigma_2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \leqslant \sigma_1 \leqslant$$

$$\leqslant \sigma_2 \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \tag{5.7}$$

Состояние грунта, при котором в выражении (5.7) появляется знак равенства слева, называют *активным*. Если знак равенства появляется справа, то такое предельное состояние называют *пассивным*.

Зависимость (5.7) очень широко используется в механике грунтов при определении давления грунта на ограждающие конструкции.

§ 3. АКТИВНОЕ И ПАССИВНОЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

1. Давление грунта на вертикальную стенку

Пусть в каком-либо однородном грунте с заданными характеристиками φ и c роется котлован, или траншея с вертикальными откосами. Требуется установить, какое наибольшее давление грунт будет оказывать на крепление вертикального откоса. Такая же задача возникает и при необходимости определения давления грунта на стенку заглубленного резервуара (рис. 5.5). Для большей общности задачи на поверхность грунта приложим равномерно распределенную нагрузку q.

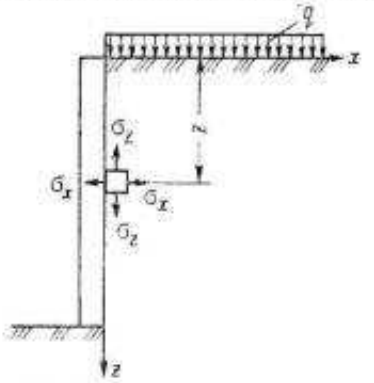


Рис. 5.5. Схема к расчету активного давления

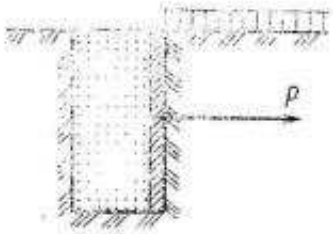


Рис. 5.6. Анкерное устройство

Выделим в грунте в зоне контакта со стенкой на глубине z элемент, на грани которого действуют напряжения σ_x и σ_z. Если считать, что трение между грунтом и стенкой отсутствует, то σ_x и σ_z являются главными напряжениями. Необходимо установить предельное значение σ_x и диапазон его изменения при постоянном σ_z.

Тогда в соответствии с условием (5.7) принимаем $\sigma_x = \sigma_1$ (поскольку мы определяем область изменения σ_x), а $\sigma_z = \sigma_2$.

В данном случае мы имеем очевидное условие $\sigma_z > \sigma_x$, а значит и $\sigma_2 > \sigma_1$.

Поэтому для определения σ_1 пользуемся левой частью выражения (5.7), т. е.

$$\sigma_1 \geqslant \sigma_2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \tag{5.8}$$

где $\sigma_2 = \gamma_{\text{ест}} z + q$.

Подставляя его в формулу (5.8), получаем

$$\sigma_1 \geqslant (\gamma_{\text{ест}} z + q)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{5.8'}$$

При знаке равенства возникает, как уже отмечалось, активное предельное состояние, называемое обычно активным давлением грунта. Для глубины z его интенсивность будет

$$e_{акт} = (\gamma_{ест} z + q)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.9)$$

Если предположить, что не грунт давит на стенку, а стенка на грунт, что может быть, например, при анкерном креплении (рис. 5.6), используемом для закрепления тяговых средств при укладке подводных трубопроводов способом протаскивания, то следует принять $\sigma_1 > \sigma_2$. Тогда в соответствии с правой частью формулы (5.7) находим предельное состояние грунта, называемое обычно пассивным давлением или отпором,

$$e_{пас} = (\gamma_{ест} z + q)\,\mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\,\mathrm{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.10)$$

Таким образом, выражение (5.9) определяет величину минимального, а (5.10) — максимального давления грунта на гладкую вертикальную стенку. Как видно из условий (5.9) и (5.10), изменение $e_{акт}$ и $e_{пас}$ по глубине имеют линейный характер. Эпюра $e_{акт}$ при наличии q показана на рис. 5.7 сплошной линией, а при $q=0$ — пунктирной.

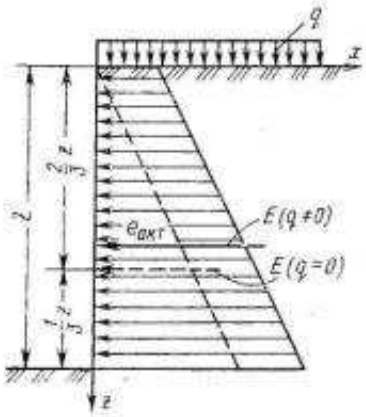


Рис. 5.7. Эпюры активного давления

Полные активное и пассивное давления определяются из условий

$$E_{акт} = \int_0^z e_{акт}\,dz; \qquad (5.11)$$

$$E_{пас} = \int_0^z e_{пас}\,dz. \qquad (5.11')$$

Подставив $e_{акт}$ и $e_{пас}$ из формул (5.9) и (5.10) в (5.11) и (5.11′), получаем

$$E_{акт} = \left(\frac{\gamma_{ест} z^2}{2} + qz\right)\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cz\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (5.12)$$

$$E_{пас} = \left(\frac{\gamma_{ест} z^2}{2} + qz\right)\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + 2cz\,\mathrm{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.12')$$

При $q=0$ $E_{акт}$ и $E_{пас}$ являются равнодействующими треугольной эпюры $e_{акт}$ и $e_{пас}$, а при $q \neq 0$ равнодействующими трапецеидальной эпюры, линии действия которых определяются как линии, проходящие через центры тяжести соответствующих эпюр. Так, при треугольной эпюре расстояние E составляет $^2/_3\,z$ от поверхности грунта.

2. Учет неоднородности характеристик грунта при определении бокового давления

Необходимо определить активное давление грунта на стенку высотой h, подпирающую несколько различных по физико-механическим характеристикам грунтов (рис. 5.8, *а*).

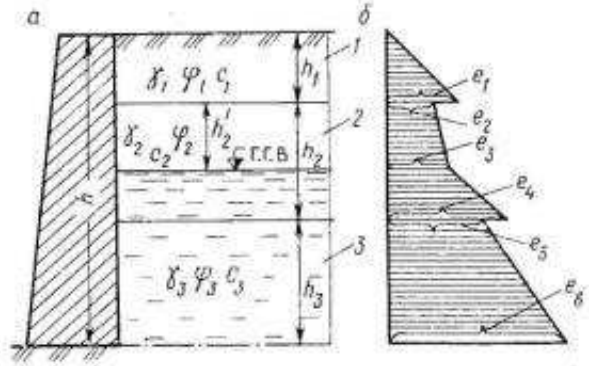


Рис. 5.8. Подпорная стенка (*а*) и эпюра активного давления (*б*)

В пределах слоя *1* грунт имеет характеристику γ_1, φ_1, $c_1=0$; слоя *2* — γ_2, φ_2, c_2; слоя *3* — γ_3, φ_3, c_3. Кроме того, на глубине h_2 находится горизонт грунтовых вод (г. г. в).

Для слоя *1* по формуле (5.9) находим: при $z=0$ $e_{акт}=0$; при $z=h_1$

$$e_{акт1} = \gamma_1 h_1\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right).$$

Эпюра $e_{акт1}$ для слоя *1* показана на рис. 5.8, *б*.

Переходя к определению $e_{акт2}$ во втором и последующих слоях, необходимо слои, лежащие выше, рассматривать как внешнюю, равномерно распределенную нагрузку, обозначенную в формуле (5.8) символом q. Учитывая это для верхней границы второго слоя, т. е. для $z=h_1$, и принимая характеристики грунта второго слоя, получаем

$$e_{акт2} = (\gamma_2 0 + \gamma_1 h_1)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right) - 2c_2\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right).$$

Для глубины $h_1 + h_2'$

$$e_{акт3} = (\gamma_2 h_2' + \gamma_1 h_1)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right) - 2c_2\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right).$$

На глубине h_1+h_2' расположен горизонт грунтовых вод. Следовательно, ниже горизонта h_1+h_2' необходимо учесть наличие в порах грунта воды, принимая объемный вес водонасыщенного грунта $\gamma_{нас}$. Таким образом, на уровне $z=h_1+h_2$

$$e_{акт4}=[\gamma_{2\,нас}(h_2-h_2')+\gamma_2 h_2'+\gamma_1 h_1]\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right)-$$

$$-2c_3\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right).$$

Следует отметить, что иногда в технической литературе рекомендуют принимать при определении $e_{акт}$ объемный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$ без каких-либо пояснений. Если принимать $\gamma_{взв}$, то необходимо учитывать дополнительно гидростатическое давление воды, что будет равносильно принятию при расчетах $\gamma_{нас}$.

На поверхности слоя *3*

$$e_{акт5}=[\gamma_{2\,нас}(h_2-h_2')+\gamma_2 h_2'+\gamma_1 h_1]\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right)-$$

$$-2c_3\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right),$$

а на уровне низа подпорной стенки, т. е. при $z=h_1+h_2+h_3$,

$$e_{акт6}=[\gamma_3 h_3+\gamma_{2\,нас}(h_2-h_2')+\gamma_2 h_2'+\gamma_1 h_1]\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right)-$$

$$-2c_3\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right).$$

Отложив вдоль оси x значение $e_{акт}$ на соответствующих глубинах, получим эпюру активного давления грунта на вертикальную стенку, как показано на рис. 5.8, *б*.

Остановимся далее на вопросе, в каких случаях нужно учитывать взвешенный в воде грунт. Объемный вес взвешенного

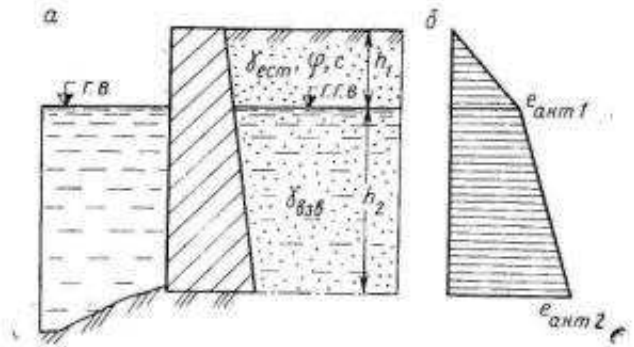


Рис. 5.9. Причальная стенка (*а*) и эпюра активного давления (*б*)

в воде грунта $\gamma_{взв}$ следует принимать лишь в тех случаях, когда уровень грунтовых вод совпадает с уровнем воды в водоеме, как, например, показано на рис. 5.9, *а* (схема причальной стенки). В данном случае ясно, что давление воды слева от стенки (водоем) уравновешивает давление грунтовой воды справа. Поэтому для $z=h_1$

$$e_{акт1}=\gamma_{ест}h_1\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)-2c\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right),$$

а для $z=h_1+h_2$

$$e_{акт2}=(\gamma_{взв}h_2+\gamma_{ест}h_1)\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)-2c\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right).$$

Эпюра $e_{акт}$ показана на рис. 5.9, *б*. Если убрать воду слева от стенки, то в выражении для $e_{акт\,2}$ нужно вместо $\gamma_{взв}$ принять $\gamma_{нас}$, что существенно увеличит $e_{акт\,2}$. Если число слоев было бы большим, то определение $e_{акт}$ для четвертого и последующего слоев производилось бы аналогично изложенному. Эпюра $e_{нас}$ строится так же, как и $e_{акт}$, но при этом следует использовать формулу (5.10).

3. Критическая высота вертикального откоса

При разработке траншей и котлованов часто приходится решать задачу — до какой глубины можно разрабатывать грунт с вертикальными стенками без устройства крепления. Эта задача решается с использованием (5.9). Можно предположить, что если $e_{акт}<0$, т. е. отрицательно, то обрушения грунта не произойдет.

Предельной глубиной $z_{кр}$, на которой не должно быть давления на воображаемую подпорную стенку, является глубина, где $e_{акт}=0$. Тогда, приравнивая условие (5.9) к нулю, получаем

$$z_{кр}=\frac{2c}{\gamma_{ест}\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)}-\frac{q}{\gamma_{ест}}. \qquad (5.13)$$

Эта глубина и называется критической высотой вертикального откоса. Из формулы (5.13) видно, что для несвязанных (песчаных) грунтов $z_{кр}=0$, а для связанных $z_{кр}=0$ при внешней нагрузке

$$q_{кр}=\frac{2c}{\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)}. \qquad (5.14)$$

Эту нагрузку будем называть предельной для неукрепленного вертикального откоса. Простейшие зависимости (5.13) и (5.14) крайне важны для трубопроводного строительства, по-

скольку при сооружении линейной части приходится отрывать сотни и тысячи километров траншей, сотни котлованов для резервуаров, зданий.

4. Учет равномерно распределенной полосовой нагрузки

При выполнении изоляционно-укладочных работ у вертикального откоса траншеи, как правило, работают трубоукладчики, поэтому необходимо определить минимально допустимое расстояние до ближайшей гусеницы трубоукладчика, при котором сохраняется целостность откоса (рис. 5.10, *а*). Необходимость учета влияния веса сооружений при определении бокового давления грунта возникает и в случае, показанном на рис. 5.10, *б*,

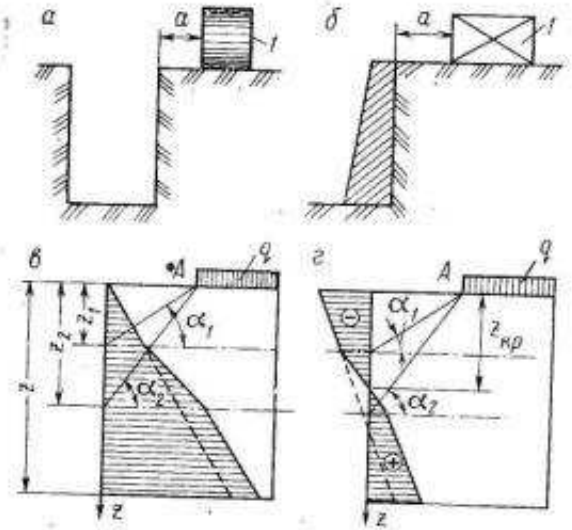


Рис. 5.10. Схемы для определения давления грунта с учетом внешней нагрузки:
а — давление трубоукладчика; *б* — давление сооружения; *в* — эпюра активного давления для песчаного грунта откоса; *г* — то же, для глинистого грунта

когда на некотором расстоянии от подпорной стенки расположено какое-либо сооружение. Заменяя давление гусеницы трубоукладчика *1* (см. рис. 5.10, *а*) или сооружения *1* (см. рис. 5.10, *б*) нагрузкой представим расчетную схему обоих случаев, как показано на рис. 5.10, *б*. Примем допущение, довольно часто используемое в практике проектирования, что до глубины

$$z_1 = a \operatorname{tg} \alpha_1 = a \operatorname{tg} \varphi, \qquad (5.15)$$

$e_{акт}$ определяется без учета q. Начиная с глубины

$$z_2 = a \operatorname{tg} \alpha_2 = a \operatorname{tg} \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.15')$$

$e_{акт}$ определяется по формуле (5.9) с учетом полной величины q. На участке $z_2 - z_1$ давление изменяется по линейному закону, как показано на рис. 5.10, *в*. Таким образом, сплошной линией показана эпюра $e_{акт}$ с учетом нагрузки q, приложенной на расстоянии a от границы вертикального откоса. От $z = z_1$ пунктиром обозначена линия эпюры $e_{акт}$ при условии, что нагрузки q нет вообще. Что касается определения критической высоты вертикального откоса, то, как и в п. 3, находим ее как глубину, где $e_{акт} = 0$. Величина $z_{кр}$ может быть больше нуля только в случае связных (глинистых) грунтов. Для песка $z_{кр}$ равно нулю; эпюра на рис. 5.10, *в* как раз и построена для песчаного грунта. Если же грунт глинистый, то эпюра $e_{акт}$ будет иметь вид, показанный на рис. 5.10, *г*. Как видно из рисунка, $z_{кр}$ определяется пересечением линии, ограничивающей площадь эпюры с осью z.

5. Давление грунта на подпорную стенку при наклонной поверхности грунта

При строительстве трубопроводов в горах в большинстве случаев необходимо сооружать подпорные стенки, задерживающие сползание грунта. Расчетная схема такого случая показана на рис. 5.11. При расчете полного активного давления грунта $E_{акт}$ принимается очевидное допущение, что обрушение грунта про-

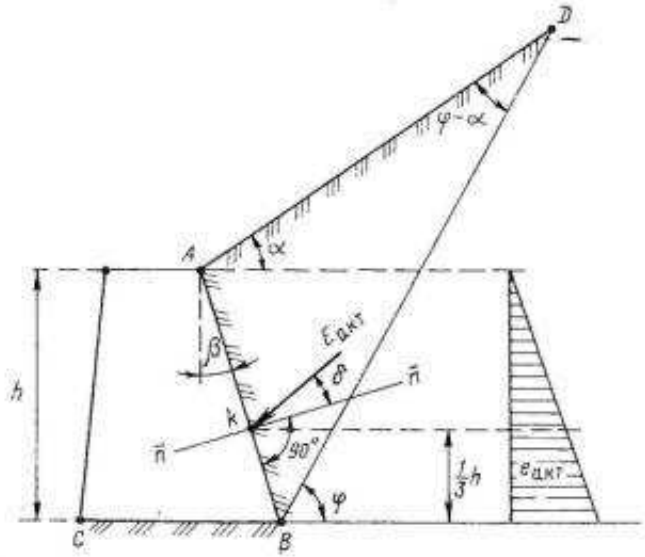


Рис. 5.11. Схема для расчета давления грунта на подпорное сооружение

исходит по линии скольжения BD, наклоненной к горизонту под углом внутреннего трения грунта φ. Поверхность грунта наклонена к горизонту под углом $\alpha \leqslant \varphi$. Это условие обязательно, так как в противном случае возможно обрушение грунта через верх подпорной стенки. Принимается также допущение, что трение грунта по стенке в пределах AB определяется углом трения δ, который может изменяться в пределах $0 < \delta \leqslant \varphi$. Если грунт не полностью водонасыщенный, то $\delta = \varphi$; для водонасыщенного грунта можно принимать $\delta = 0{,}5\varphi$. Наконец, будем считать грунт сыпучим телом, подчиняющимся закону Кулона. При принятых допущениях в механике грунтов получено решение для полного активного давления $E_{акт}$, которое имеет вид

$$E_{акт} = \frac{\gamma_{ест} h^2}{2} \frac{\cos^2(\varphi - \beta)\cos(\beta + \delta)}{(1 + \sqrt{K})^2 \cos^2\beta \sin^2(90^\circ - \beta - \delta)}, \qquad (5.16)$$

где

$$K = \frac{\sin(\varphi + \delta)}{\sin(90^\circ - \beta - \delta)} \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\beta - \alpha)}; \qquad (5.17)$$

направление $E_{акт}$, как показали исследования, можно принимать равным δ от нормали $(\bar{n}—\bar{n})$ к линии AB (см. рис. 5.11). Точка приложения k силы $E_{акт}$ расположена на расстоянии $^1/_3 h$ по вертикали, если $\delta = \alpha$, а плоскость AB вертикальна; во всех остальных случаях она расположена несколько выше. Однако в расчетах можно принимать, что точка k находится на расстоянии $^1/_3 h$, как показано на рис. 5.11. В заключение отметим, что интенсивность активного давления определяется по формуле

$$e_{акт} = \gamma h \frac{1}{(1 + \sqrt{z})^2} \frac{\cos^2(\varphi - \beta)\cos(\beta + \delta)}{\cos^2\varepsilon \sin^2(90^\circ - \beta - \delta)}. \qquad (5.18)$$

Формулы (5.16) и (5.18) получены для сыпучих, т. е. несвязанных, грунтов, т. е. сцепление $c = 0$.

В случае расчета подпорной стенки при связанном грунте ($c > 0$) полное активное давление определяют по формуле

$$E_{акт} = \frac{\gamma_{ест} h^2}{2} k^2 \cos(\beta + \delta) - \frac{ch}{tg\varphi}\left[1 - \frac{k^2 \cos(\beta + \delta)\cos\beta}{\cos(\alpha - \beta)}\right], \qquad (5.19)$$

где

$$k^2 = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{(1 + \sqrt{z})^2 \cos^2\beta \sin^2(90^\circ - \beta - \delta)}.$$

В частном случае при $\beta = 0$, $\alpha = 0$ и $\delta = 0$ получим выражение (5.12), т. е. для вертикальной стенки, горизонтальной поверхности грунта при отсутствии сил трения между стенкой и грунтом. Эти условия были приняты при выводе формул активного и пассивного давления (см. п. 1, § 3).

6. Примеры определения бокового давления грунта

Пример 1. Определим критическую высоту вертикального откоса в грунте, имеющем следующие физико-механические характеристики: $\gamma_{ест} = 0{,}018$ Н/см³, $\varphi = 26^\circ$, $c = 1{,}5$ Н/см². Внешнюю нагрузку будем считать для двух случаев: $q_1 = 0$ и $q_1 = 10$ Н/см². По формуле (5.13) при $q = 0$

$$z_{кр} = \frac{2 \cdot 1{,}5}{0{,}018 \cdot \operatorname{tg} 33^\circ} = 256{,}8 \text{ см};$$

при $q_1 = 10$ Н/см² $z_{кр} < 0$, т. е. при такой внешней нагрузке откос не может сохранять вертикальную форму. Установим по формуле (5.14) предельное ее значение $q_{кр} = 4{,}6$ Н/см². При $q_1 < q_{кр}$ откос может быть вертикальным, а при $q_1 > q_{кр}$ — нет.

Пример 2. Определим для условий предыдущего примера, можно ли находиться трубоукладчику на расстоянии $a = 150$ см от края вертикального откоса траншеи (см. рис. 5.10, *а*), имеющей расчетную глубину 220 см. Давление от гусениц трубоукладчика $q = 5$ Н/см². Составим уравнение для $e_{акт}$ в пределах глубины $z_2 — z_1$.

Учитывая сказанное в п. 1, а также имея в виду, что в пределах $(z_2 — z_1)$ $q(z)$ изменяется от 0 до q, активное давление в пределах глубины $z_2 — z_1$ будет иметь вид

$$e_{акт} = [\gamma_{ест} z_1 + \gamma_{ест} z + q(z)] \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (5.20)$$

$$q(z) = \frac{qz}{z_2 - z_1}.$$

Принимая $e_{акт} = 0$ и учитывая, что z_1 и z_2 определяются по формулам (5.15) и (5.15′), находим z

$$z_{кр} = z + z_1 = \left[\frac{2c}{\gamma_{ест} + \dfrac{q}{a\left[\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}\varphi\right]}}\right] \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) -$$

$$- \frac{\gamma_{ест} a \operatorname{tg}\varphi}{\gamma_{ест} + \dfrac{q}{a\left[\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}\varphi\right]}} + a \operatorname{tg}\varphi. \qquad (5.21)$$

Подставляя в (5.21) значения a, c, q, $\gamma_{ест}$ и φ, находим

$$z_{кр} = \left[\frac{2 \cdot 15}{0{,}018 + \dfrac{5}{150(\operatorname{tg} 58^\circ - \operatorname{tg} 26^\circ)}}\right] \operatorname{tg} 32^\circ - \frac{0{,}018 \cdot 150 \operatorname{tg} 26^\circ}{0{,}018 + \dfrac{5}{150(\operatorname{tg} 58^\circ - \operatorname{tg} 26^\circ)}} +$$

$$+ 150 \cdot 0{,}487 = 150 \text{ см}.$$

Поскольку расчетная глубина траншеи 220 см, а $z_{кр} = 150$, то трубоукладчик может разрушить вертикальный откос. Следовательно, край гусеницы трубоукладчика должен находиться от края траншеи на большем расстоянии, чем 150 см. Приняв $a = 200$ см и выполнив вычисления, получим $z_{кр} = 187$ см. При $a = 250$ см $z_{кр} = 232$ см. Следовательно, при принятых исходных данных трубоукладчик должен находиться от бровки траншеи без опасности ее разрушения на расстоянии $a = 240 \div 250$ см.

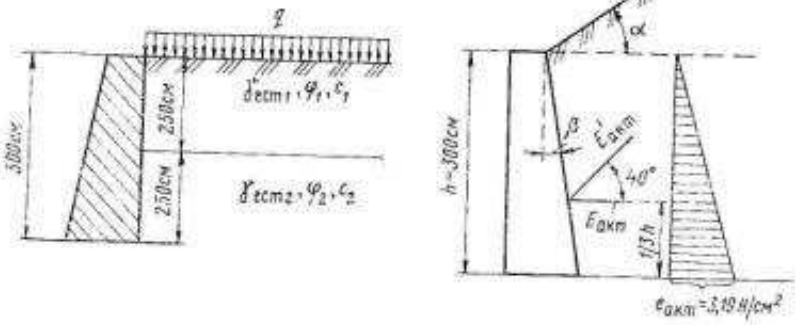


Рис. 5.12. Подпорная стенка (к примеру 3)

Рис. 5.13. Подпорная стенка (к примеру 4)

Пример 3. Определим давление грунта на подпорную стенку высотой 500 см. Схема стенки показана на рис. 5.12. Физико-механические характеристики грунтов: $\gamma_{ест\,1}=0{,}017$ Н/см³, $\varphi=24°$, $c=1$ Н/см², $\gamma_{ест\,2}=0{,}019$ Н/см², $\varphi^2=22°$, $c=2$ Н/см². Нагрузка $q=10$ Н/см².

На участке $z=0\div250$ активное давление находим по формуле (5.9):

$$e_{акт}(z=0)=10\cdot\operatorname{tg}^2 33°-2\cdot1\cdot\operatorname{tg}33°=2{,}92\ \text{Н/см}^2;$$

$$e'_{акт}(z=250\ \text{см})=(0{,}017\cdot250+10)\operatorname{tg}^2 33°-2\cdot1\cdot\operatorname{tg}33°=4{,}68\ \text{Н/см}^2;$$

$$e''_{акт}(z=250\ \text{см})=(\gamma_{ест1}\cdot250+q)\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right)-2c_2\operatorname{tg}\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right)=$$

$$=(0{,}017\cdot250+10)(0{,}674)^2-2\cdot2\cdot0{,}674=3{,}77\ \text{Н/см}^2;$$

$$e_{акт}(z=500\ \text{см})=[(\gamma_{ест1}\cdot250+q)+\gamma_{ест2}\cdot250]\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right)-$$

$$-2c_2\operatorname{tg}\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right)=5{,}93\ \text{Н/см}^2.$$

Эпюра $e_{акт}$ приведена на рис. 5.11. Если принять грунт однородным с $\varphi=24°$ и $c=0$, $\gamma_{ест}=0{,}017$ Н/см³ (песок), то давление на глубине $z=500$ см определим по формуле (5.9): $e_{акт}\ (z=500\ \text{см})=8{,}4$ Н/см². Это наглядно иллюстрирует влияние сцепления на величину активного давления.

Полное активное давление, согласно формуле (5.12), составит

$$E_{акт}=\left(\frac{0{,}017\,(500)^2}{2}+10\cdot500\right)\operatorname{tg}^2 33°=4627\ \text{Н/см}.$$

Линия действия $E_{акт}$ находится на линии, проходящей через центр тяжести эпюры $e_{акт}$.

Пример 4. Определим давление грунта $E_{акт}$ на подпорную стенку и построим эпюру $e_{акт}$ для случая, показанного на рис. 5.13. Грунт засыпки — песок с характеристиками $\gamma_{ест}=0{,}017$ Н/см³, $\varphi=36°$, $c=0$, угол трения грунта о стенку $\delta=30°$, $\beta=10°$, $\alpha=20°$, $h=300$ см. Расчет выполняем по формуле (5.16), предварительно вычислив k:

$$k=\frac{\sin(36°+30°)}{\sin(90°-10°-30°)}\ \frac{\sin(36°-20°)}{\cos(10°-20°)}=\frac{0{,}913\cdot0{,}275}{0{,}766\cdot0{,}984}=0{,}333;$$

$$E_{акт}=\frac{0{,}017\cdot9\cdot10^4}{2}\ \frac{\cos^2(36°-10°)\cos(10°+30°)}{\cos^2 10°\cdot\sin^2(90°-10°-30°)}=$$

$$=765\,\frac{0{,}81\cdot0{,}766}{0{,}969\cdot0{,}413\,(1+0{,}577)^2}=478\ \text{Н/см}.$$

Эпюру $e_{акт}$ построим, определив предварительно $e_{акт}$ при $z=h$ по формуле (5.18):

$$e_{акт}=\frac{0{,}017\cdot300}{2{,}48}\ \frac{0{,}81\cdot0{,}766}{0{,}969\cdot0{,}413}=3{,}19\ \text{Н/см}^2.$$

Эпюра показана на рис. 5.13.

Наибольшая величина $E_{акт}=E_{акт}/\cos 40°=624$ Н/см направлена, как показано на рис. 5.13, под углом 40° к горизонтали.

§ 4. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

Давление грунта на трубопровод необходимо знать для расчета прочности и деформации труб, а также для расчета их устойчивости и продольных перемещений при изменении продольных сил в стенке труб. Существуют различные расчетные схемы по определению закона распределения давления грунта по периметру труб. Следует иметь в виду, что свойства грунтов меняются по длине трубопровода, это обстоятельство затрудняет решение задачи и заставляет пользоваться условными расчетными схемами.

1. Среднее вертикальное давление грунта на трубу, расположенную в однородном грунте

Под средним будем понимать давление грунта по горизонтальной плоскости, проходящей через центр трубопровода. В этом случае давление грунта

$$\sigma_{ср}=q_{ср}=\gamma_{ест}h_{ср},\qquad(5.22)$$

где $\gamma_{ест}$ — объемный вес грунта в естественном состоянии; $h_{ср}$ пояснено на рис. 5.14.

При таком понимании «среднего давления» труба, находящаяся в грунте, совершенно не влияет на напряженное состояние грунта. Конечно, определять таким образом давление грунта на трубопровод можно лишь для ориентировочных расчетов. Однако в практике проектирования трубопроводов $q_{ср}$, определенное по формуле (5.22), часто принимают равномерно распределенным по периметру трубы, что позволяет существенно упростить решение очень важных задач о продольных перемещениях подземных турбопроводов. Обоснованность такого допущения при $h_{ср}$, не превышающей двух-пяти $D_н$, довольно хо-

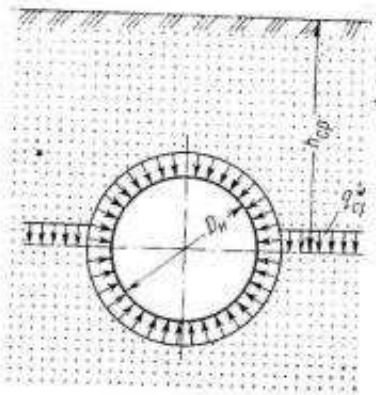
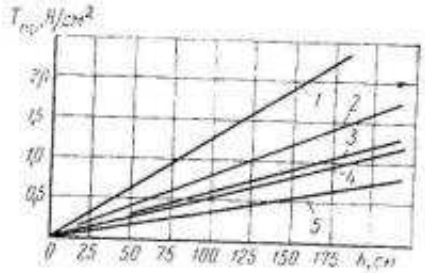


Рис. 5.14. Среднее давление грунта на подземный трубопровод

Рис. 5.15. График зависимости $\tau_{пр}=f(h)_{ср}$: *1* — $D_н$=325 мм; *2* — $D_н$=529 мм; *3* — $D_н$=829 мм; *4* — $D_н$=1020 мм; *5* — $D_н$=1420 мм



рошо подтверждается экспериментами по продольному перемещению труб в однородном песчаном грунте. Обработка результатов опытов (рис. 5.15) позволила установить линейную зависимость между $\tau_{пр}$ и $\gamma_{ест}h_{ср}$ при постоянном значении продольной силы. При определении касательных напряжений $\tau_{пр}$ было принято допущение, что σ_z равномерно распределяется по периметру труб, поэтому $\tau_{пр}=\gamma_{ест}h_{ср}\operatorname{tg}\varphi$.

Поскольку $\gamma_{ест}$ и $\operatorname{tg}\varphi$ были постоянными во всех опытах, можно сказать, что допущение о равномерности распределения $q_{гр}$ по периметру трубы для грунтов, не обладающих связностью, подтверждается. По-видимому, суммарное действительное давление грунта на периметр трубы достаточно близко по величине суммарному давлению, если считать его равномерно распределенным. Поэтому и было получена показанная на рис. 5.15 линейная зависимость между $\tau_{пр}$ и $\gamma_{ест}h_{ср}$.

Как видно из формулы 5.22, давление грунта неограниченно возрастает при увеличении $h_{ср}$. Однако в действительности, начиная с некоторой глубины $h_{ср}$, давление не увеличивается, а остается постоянным при увеличивающейся $h_{ср}$. Объяснение этому явлению впервые было дано проф. М. М. Протодьяконовым.

2. Среднее давление грунта на подземный трубопровод при образовании свода естественного равновесия

Проф. М. М. Протодьяконов для изучения описанного явления проводил следующие опыты. В ящик, в дне которого имелось отверстие насыпался влажный песок. Отверстие открывалось, часть песка высыпалась, над отверстием образовывался свод, и песок из ящика больше не сыпался. Песчаный грунт приобретал способность удерживать сам себя. М. М. Протодьяконов назвал образовавшийся свод *сводом естественного равновесия* и доказал, что он имеет параболическое очертание. Рассмотрим

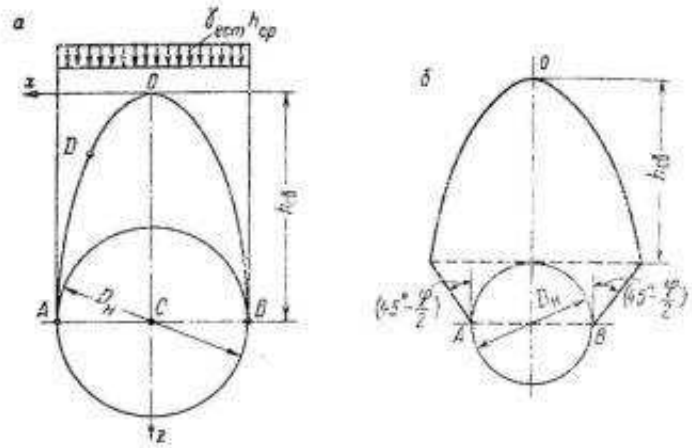


Рис. 5.16. Давление грунта на подземную трубу при образовании свода естественного равновесия:

а — опирание свода на уровне центра трубы; *б* — опирание свода на уровне верхней образующей трубы

это доказательство. Допустим, что над выработкой круглого очертания образовался свод естественного равновесия *AOB* (рис. 5.16), высотой $h_{св}$, шириной $D_н$. Нагрузка от давления грунта, воспринимаемая сводом, может быть определена по формуле (5.22).

Расположив начало координат в вершине свода (точка *O*), рассмотрим условия, при которых свод будет находиться в равновесии. Это будет только в том случае, когда на частицы грунта по линии свода действуют только сжимающие тангенциальные силы, а сдвигающие силы отсутствуют. Отбросим правую часть свода и заменим ее действие тангенциальной силой T_0, называемой *распором* (рис. 5.17). Для произвольной точки свода запишем условия равновесия

$$\Sigma X=0, \qquad \Sigma Z=0, \qquad \Sigma M=0.$$

Из первого условия получаем для любой точки свода $T=T_0$, т. е. распор в любой точке равен распору в вершине свода.

Из второго условия следует, что $Q=qx$, соответственно в точках A и B $Q=qD_н/2$, а в вершине свода при $x=0$ $Q=0$.

Раскрывая третье условие, получаем

$$\frac{qx^2}{2}-Tz=0,$$

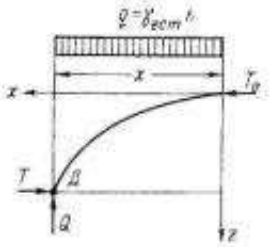


Рис. 5.17. Схема для определения формы свода естественного равновесия

Откуда

$$z=\frac{qx^2}{2T}.$$

Это и есть уравнение свода естественного равновесия.

Для точек A и B $(x=\pm D_н/2)$

$$h_{св}=\frac{qD_н^2}{8T}. \qquad (5.23)$$

Чтобы свод не разрушался в результате сдвига в точках A и B, необходимо, чтобы сдвигающая сила T была меньше (в пределе равна), чем сила трения, т. е. должно выполняться условие

$$T \leqslant Qf,$$

где f — коэффициент трения грунта, равный $\operatorname{tg}\varphi$.

М. М. Протодьяконовым показано (доказательства не приводим), что наибольшей устойчивости свод естественного равновесия достигает, если принять силу трения равной $Qf/2$.

Имея это в виду, получим высоту свода

$$h_{св}=\frac{D_н}{2\operatorname{tg}\varphi}. \qquad (5.24)$$

При определении высоты свода естественного равновесия мы предположим, что она начинается в точках A и B (см. рис. 5.16, *а*). Однако инженерами Метрогипротранса было установлено, что высоту свода следует определять, считая его начало на уровне верха трубы. Схема этого расчетного случая показана на рис. 5.16, *б*. В соответствии с обозначениями на рисунке

$$h_{св}=\frac{B}{2\operatorname{tg}\varphi}, \qquad (5.24')$$

где

$$B=D_н\left[1+\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

При таком подходе $h_{св}$ будет несколько больше, чем определяемое по (5.24).

Давление грунта, расположенного выше точки O, полностью воспринимается грунтовым сводом, а на трубу давит только грунт, находящийся внутри свода естественного равновесия. Это давление принимают равномерно распределенным и равным

$$q_{св}=\gamma_{ест}h_{св}. \qquad (5.25)$$

Следует отметить, что теория проф. М. М. Протодьяконова хорошо согласуется с действительностью при сыпучих грунтах; для связных и скальных грунтов давления $q_{св}$, как правило, занижены. Тем не менее теория М. М. Протодьяконова принимается для всех видов грунтов и горных пород. В этом случае вместо $\operatorname{tg}\varphi$ в формуле (5.24) принимается так называемый коэффициент крепости $f_{кр}$, учитывающий суммарное действие сил трения и сцепления.

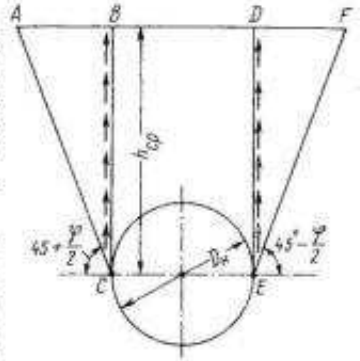


Рис. 5.18. Схема для определения давления грунта на трубу

Определяя вертикальное давление грунта на трубопровод в соответствии с изложенным методом, следует иметь в виду, что такое давление возникает, если укладывать трубу, убирая грунт через ее внутреннюю полость. Это имеет место при устройстве переходов способом горизонтального бурения. Суть этого способа заключается в том, что труба продвигается в горизонтальном направлении при одновременном разрыхлении грунта впереди трубы и уборке его с помощью шнекового транспортера.

В тех случаях, когда укладка трубопровода осуществляется на небольших глубинах $h_{ср}$ в траншее, свод естественного равновесия может выйти на поверхность. Вертикальное давление грунта на трубу можно определять следующим образом. Будем считать, что на вводимое в грунт сооружение, например трубу (рис. 5.18), давит грунт, заключенный в области $BCED$; при этом учитывается, что сползанию вниз грунта препятствуют силы трения по плоскостям BC и DE. Силы трения принимаются равными $E_{акт}\operatorname{tg}\varphi$. Таким образом, среднее давление грунта на уровне $h_{ср}$

$$q_{ср}=\gamma_{ест}h_{ср}D_н-\gamma_{ест}h^2_{ср}\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi. \qquad (5.26)$$

При некотором значении $h_{ср}$ среднее давление $q_{ср}$ может стать равным нулю. Начиная с этой глубины $(h_{ср}=h_{св})$ будет образовываться свод естественного равновесия. Выполнив вычисления, найдем

$$h_{св}=\frac{D_н}{\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi}. \qquad (5.27)$$

Если расчетная величина $h_{св}>h_{ср}$, вертикальное давление грунта нужно определять по формуле (5.25), т. е. с учетом сводообразования.

Формулы для определения среднего давления (5.25) и (5.26), высоты свода естественного равновесия (5.24), глубины $h_{св}$ (5.27) могут быть использованы при расчетах любых под-

земных сооружений. При этом вместо диаметра труб $D_н$, входящего в формулы, следует принимать соответствующую ширину сооружения.

3. Распределение давления грунта по периметру трубопровода

В рассмотренных случаях предполагается, что давление распределяется равномерно либо в пределах диаметра трубы, либо по ее периметру. Однако эксперименты показывают, что давление грунта по периметру трубы, уложенной в грунте, неравномерно; кроме того, распределение радиальных давлений в значительной мере зависит от гибкости сечения трубы, способности ее стенки изменять форму над нагрузкой.

Так, распределение давления грунта, определенное экспериментально, имеет вид, показанный на рис. 5.19, *а* для жесткой трубы и на рис. 5.19, *б* для гибкой трубы. В первом случае

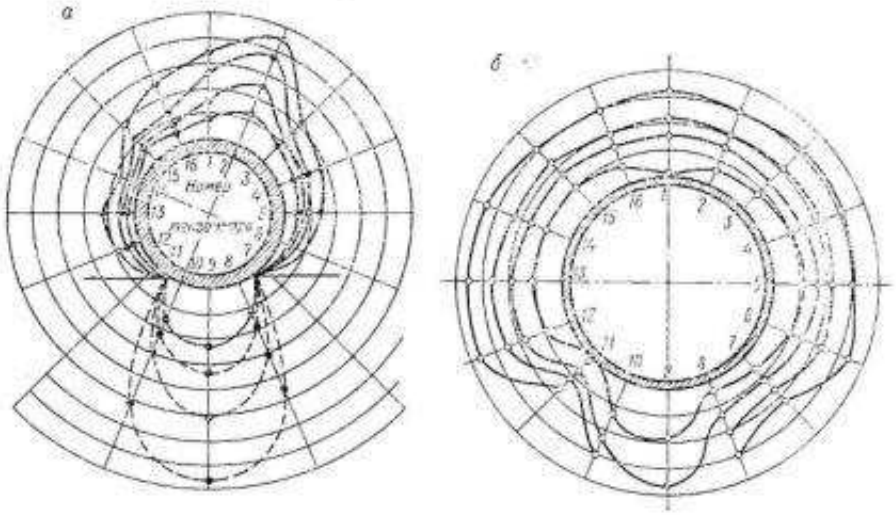


Рис. 5.19. Экспериментальное распределение давлений грунта по поверхности трубы

вертикальное давление у верхней и нижней образующих трубы значительно больше бокового, а во втором — давление по периметру выравнивается, что можно объяснить расширением трубы при сплющивании ее от вертикального давления и соответствующим возрастанием бокового давления. Гибкая труба, деформируясь, стремится приобрести такую форму, при которой давление по периметру было бы близким к равномерному.

В технической литературе имеются решения, учитывающие неравномерность распределения давления. Одно из них, используя модель линейно-деформируемой среды, получил Г. К. Клейн

для определения давлений по периметру трубы. Построенная по этим формулам эпюра давлений показана на рис. 5.20. Аналогичное решение получено и в предположении, что грунт, окружающий трубопровод, находится в предельном напряженном состоянии. Для обеих расчетных моделей формула для определения радиальных напряжений имеет вид

$$\sigma = \gamma_{ест} z (\cos^2 \alpha + \xi_0 \sin^2 \alpha), \qquad (5.28$$

где z — глубина от дневной поверхности грунта до рассматриваемой точки на поверхности трубы; α — угол, отсчитываемый по часовой стрелке от вертикали, проходящей через центр трубы, до направления на рассматриваемую точку; ξ — коэффициент бокового давления. Если грунт является средой предельного напряженного состояния, то ξ_0 заменяется на $\mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2)$.

Рассмотрим, далее, результаты решений, приведенных в пп. 1, 2 и 3.

Прежде всего, можно отметить, что до настоящего времени нет рекомендаций, которые позволили бы получить достаточно достоверную картину распределения давлений по периметру подземного трубопровода с учетом его поперечной гибкости. Попытки усложнить простейшие решения, приведенные в пп. 1 и 2, пока не дают ощутимых результатов. Поясним это на примере рис. 5.20. Используя решения теории упругости для получения формулы (2.28), автор принимает допущение, что давление грунта по верхней образующей трубы равно $\gamma_{ест}(h_{ср} - D_н/2)$. Одно это допущение практически сводит получаемое решение к случаю, описанному в п. 1. Если же учесть еще и то, что автор формулы (2.28) считает возможным не принимать во внимание изменение естественного напряженного состояния грунта, то по качеству результаты п. 1 и п. 3 равноценны.

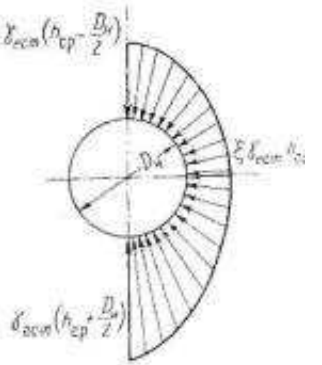


Рис. 5.20. Расчетная эпюр давления грунта на трубу

Более интересными представляются результаты эксперимента, показанного на рис. 5.19, *б*, на котором довольно четко виден приближение распределения давления грунта по периметру гибкой трубы к равномерному. Если же учесть, что магистральные трубопроводы работают в грунте десятки лет, то можно сказать, что в результате взаимодействия трубы с грунтом вокруг трубы установится более или менее равномерно распределенное давление. Причем для нефте- и газопроводных труб, укладываемых с последующей засыпкой грунтом, оно будет ближе к равномерному давлению, интенсивность которого определяет

ся по формулам (5.22) или (5.26). Для труб, укладываемых методом горизонтального бурения, q рекомендуется определять по формуле (5.25). Кроме того, следует иметь в виду, что магистральные трубопроводы обладают настолько большой прочностью, что сплющивание их давлением грунта практически невозможно. Поэтому детализация эпюры давлений стальных труб не является такой же важной задачей, как, например, при расчетах железобетонных или пластмассовых труб. Для магистральных нефте- и газопроводов более важным является определение сил сопротивления подземного трубопровода продольному перемещению, и при этом не имеет значения, как распределено давление; важно знать его среднюю величину.

4. Давление грунта на перемещающийся в поперечном направлении трубопровод

В процессе эксплуатации трубопровод не находится в стабилизированном состоянии. Под воздействием продольных усилий он может перемещаться в продольном и поперечном направлениях. Кроме того, если трубопровод находится в оползающих грунтах, он подвергается воздействию давления грунта, обтекающего трубы, что равнозначно сопротивлению грунта поперечному перемещению в нем труб. Определение давления грунта на трубу в таких случаях имеет большое значение при расчетах прочности и устойчивости подземных трубопроводов. Рассмотрим наиболее важные для практики случаи поперечного перемещения труб или обтекания их грунтом.

Быстрое движение труб.

Такое состояние может иметь место при обрушениях грунтового массива, в котором находится труба, при потере трубопроводом продольной устойчивости, при использовании труб в качестве заглубленных анкеров и т. п.

Нами были проведены опыты по определению давления при вытаскивании труб из грунта. Обработка экспериментов позволила установить следующие зависимости для определения наибольшего давления грунта $q_{пр}$ на трубу:

при вертикальном движении трубы в малосвязных грунтах ($c=0$)

$$q_{пр} = \gamma_{ест} D_н^2 \left\{ \frac{h}{D_н} + \frac{h^2}{D_н^2} \left[\operatorname{tg}\varphi + 5 \exp\left(-1{,}7\,\frac{h}{D_н}\right)\right] - \frac{\pi}{8} \right\}; \qquad (5.29)$$

при горизонтальном перемещении трубы

$$q_{пр} = \frac{\gamma_{ест}(h_{ср} + D_н)^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + 2cD_н \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (5.30)$$

где $h_{ср}$ — глубина заложения трубы (до ее оси); φ — угол внутреннего трения грунта.

Если трубу обтекает грунт с установившейся скоростью движения, то в формуле (5.30) следует принять $c=0$, поскольку грунт при обрушении в значительной мере утрачивает структурные связи. Однако в момент начала движения $c=0$, поскольку структурные связи еще не разрушены.

Движение грунта имеет характер ползущего течения.

Такое воздействие грунта на трубопровод наблюдается в случаях укладки его в оползневом массиве. Давление грунта на трубу в этом случае может быть определено по формуле

$$q_{пр} = \frac{4\eta\pi v}{2 - \ln \mathrm{Re}}, \qquad (5.31)$$

где η — динамическая вязкость; v — скорость движения грунта; $\mathrm{Re} = vD_н/\nu$; ν — кинематическая вязкость.

Между η и ν существует связь, определяемая соотношением

$$\nu = \frac{\eta g}{\gamma_{ест}}, \qquad (5.32)$$

где g — ускорение свободного падения.

В заключение отметим, что $q_{пр}$, определяемое по формуле (5.30), всегда оказывается большим, чем определяемое по (5.31). Поэтому $q_{пр}$ по (5.30) можно считать наибольшим давлением грунта на трубу, а по (5.31) наименьшим.

Пример. Определим среднее давление грунта на трубы диаметром $D_{н1} = 100$ см и $D_{н2} = 140$ см при глубине заложения $h_{ср} = 500$ см. Физико-механические характеристики грунта: $\gamma_{ест} = 0{,}017$ Н/см³, $c = 1$ Н/см², $\varphi = 26°$.

По формуле (5.22) $q_{ср}(100) = 8{,}5$ Н/см², $q_{ср} = (140) = 8{,}5$ Н/см², т. е. давление одинаково для обеих труб. Проверим, не образуется ли свод естественного равновесия.

По формуле (5.24) высота свода $h_{св}(100) = 139$ см, $h_{св}(140) = 200$ см. Средние давления при этих значениях $h_{св}$ составят $q_{ср}(100) = 2{,}36$ Н/см² и $q_{ср}(140) = 3{,}4$ Н/см². Давление различны и меньше, чем определенные по формуле (5.22), для трубы $D_{н1}$ в 3,6 и трубы $D_{н2}$ в 2,5 раза. Если трубопровод укладывается в траншею с последующей засыпкой грунта, то высоту свода следует определять по формуле (5.27). В условиях данного примера $h_{св}(100) = 530$ см и $h_{св}(140) = 750$ см, т. е. больше $h_{ср}$. Следовательно, для обеих труб действительно $q_{ср} = 8{,}5$ Н/см², определенное по формуле (5.22).

Глава 6
ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ И СООРУЖЕНИЙ

§ 1. ХАРАКТЕРНЫЕ СХЕМЫ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОНЯТИЯ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

Магистральные трубопроводы пересекают на своем протяжении большое число участков, на которых в результате либо воздействия трубопроводных конструкций, либо нарушения естественного равновесного состояния грунтовых масс при строительстве возможен переход больших масс грунта в предельное состоя-

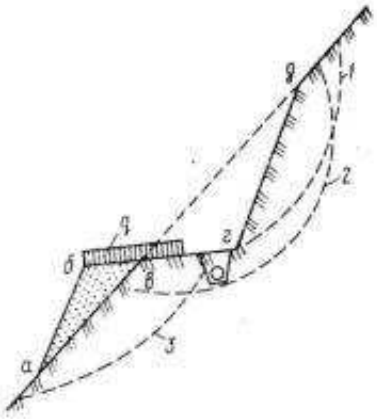


Рис. 6.1. Поверхность возможного обрушения грунта на поперечном уклоне

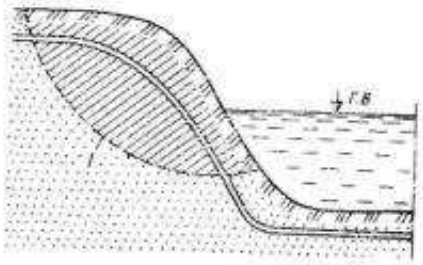


Рис. 6.2. Береговой участок трубопровода

ние. Перемещения грунта, находящегося в предельном состоянии, происходят по грунту, не перешедшему в такое состояние. При этом создаются условия, при которых эксплуатация трубопровода становится крайне сложной.

На рис. 6.1 показана схема трубопровода, уложенного на поперечном уклоне (в горах) с устройством полки *вг* для прохода строительных машин и строительства эксплуатационной дороги. Как видно из рисунка, выбранный из области *вгд* грунт отсыпан на откос *аб* для расширения полки. На полке может как в строительный, так и в эксплуатационный периоды перемещаться тяжеловесная техника (условно показана распределенная нагрузка *q*). Если откос *авд* до устройства полки находился в равновесном состоянии, то выемка грунта в пределах *вгд* может создать условия, при которых массив грунта обрушится по поверхностям *1* или *2*. Такие явления можно наблюдать на действующих трубопроводах; при этом в движение иногда переходят массы грунта в несколько десятков и даже сотен тысяч тонн. Трубопровод, вовлеченный в движение обрушивающимся грунтом, разрывается, что приводит к потерям нефти или газа и загрязнению окружающей среды.

Однако грунт может обрушиться не только по поверхностям *1* и *2*. Под воздействием нагрузки *q* и массы грунта в пределах *абв* может произойти обрушение грунта по поверхности *3*; грунт может сдвинуться под воздействием *q* и собственной массы насыпи по плоскости *ав*. Это особенно опасно в строительный период, когда нагрузкой *q* являются машины и механизмы с работающими на них людьми.

На рис. 6.2 показан береговой участок подводного перехода трубопровода. При определенных условиях берег может обрушиться по поверхности *1* (или другим поверхностям). В отличие от схемы рис. 6.1 здесь грунт обрушивается вдоль труб и обычно сразу их не разрушает. Но эксплуатация оголенного трубопровода становится опасной. Это особенно наглядно иллюстрирует рис. 6.3.

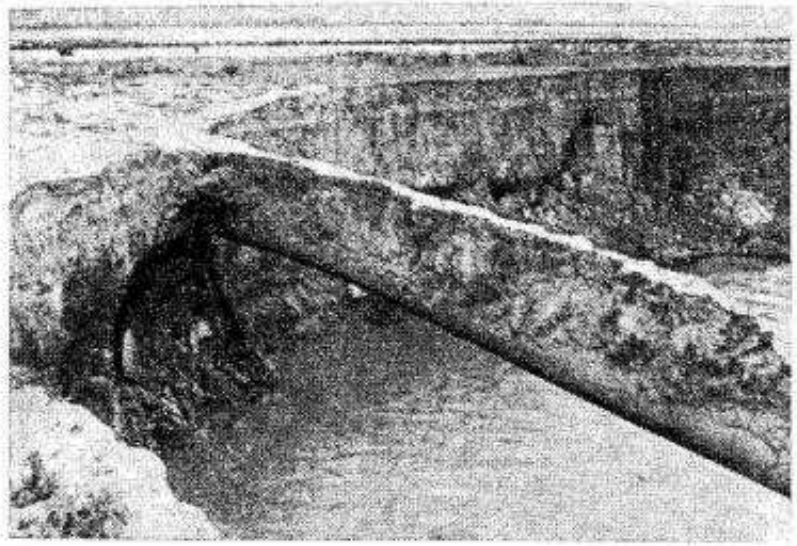


Рис. 6.3. Вид размытого берегового участка трубопровода

Многие сооружения магистральных трубопроводов подвергаются воздействию сдвигающих сил, как, например, показано на рис. 6.4. Горизонтальная составляющая H распора R арки трубопровода стремится сдвинуть опору по подошве *аб*. При определенных условиях это, действительно, может иметь место, и тогда трубопроводная арка разрушится. Приведенные примеры показывают, насколько важен учет состояния грунта, при котором он может перейти в предельное напряженное состояние. Сформулируем основные понятия, связанные с описанными явлениями.

Устойчивым в целом состоянием массив грунта или какого-либо сооружения на нем (или в нем) будем называть состояние, при котором грунт или сооружение находятся в покое при самой неблагоприятной комбинации собственной массы грунта и внешних силовых воздействий. Переход грунта или сооружения из состояния покоя в движение, не являющееся необходимым по условиям эксплуатации, будем называть *общей потерей ус-*

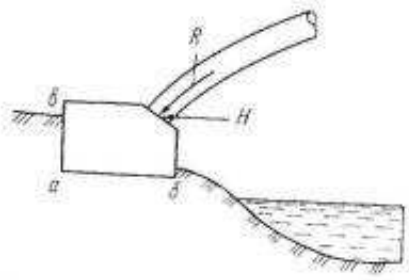


Рис. 6.4. Береговая опора арочного перехода трубопровода

тойчивости. Поверхности, по которым смещаются массы грунта (см. рис. 6.1 — штриховые линии *1, 2, 3*, поверхность *ав*; рис. 6.2 — штриховая линия *1*; рис. 6.4 — поверхность *аб*), в механике грунтов называют *поверхностями скольжения*, а следы этих поверхностей — *линиями скольжения.*

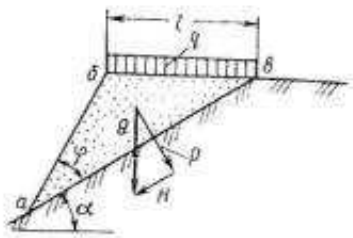
Рассматривая явление потери устойчивости, необходимо установить условия, при которых оно становится возможным или обязательным, и определить очертания поверхности скольжения. Остановимся на вопросе времени, в течение которого происходит процесс потери устойчивости. Массы грунта могут обрушиться практически мгновенно, а могут и очень медленно. Например, трубопровод, уложенный в оползневом массиве, попадает в медленно (от нескольких сантиметров до нескольких метров в год) движущийся грунт и сам движется вместе с грунтом. Иногда движение трубопровода прекращается вследствие защемления его в устойчивых берегах оползня, и грунт начинает обтекать трубу, оказывая на него силовое воздействие. Иногда вследствие небольших сейсмических толчков, насыщения грунта водой и т. п. происходит резкое увеличение скорости движения оползня, характерное для быстрого обрушения грунта. Поэтому для принятия мер по выполнению противооползневых работ необходимо уметь рассчитать не только устойчивость масс грунта и сооружений, но и время, когда вероятность потери общей устойчивости будет наивысшей. Это позволит своевременно провести противооползневые мероприятия.

§ 2. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ ИХ ПО ПЛОСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ

1. Устойчивость грунтовых призм, отсыпаемых на откосе

Схема такой призмы, отсыпаемой на поперечном уклоне при устройстве полок, показана на рис. 6.1, а расчетная схема — на рис. 6.5. Насыпной участок полки, образованный призмой *абв*, считаем жесткопластичным телом. Призма может сдвинуться под воздействием собственной массы и нагрузки q по плоскости *ав*. Поскольку полка отсыпается из разрыхленного грунта, то ее откос устанавливается под углом φ к горизонту. При некотором соотношении углов α и φ насыпная призма будет удерживаться на откосе и может даже нести внешнюю нагрузку. Пусть Q — масса грунта в пределах *абв*, $\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент трения грун-

Рис. 6.5. Схема для расчета устойчивости насыпной призмы



та насыпи о грунт откоса, R — равнодействующая массы грунта и нагрузки $q\,l$.

Запас устойчивости призмы можно найти как отношение

$$k_y = T/H, \tag{6.1}$$

где $H=(Q+ql)\sin\alpha$ — сдвигающая сила; $T=(Q+ql)\cos\alpha\operatorname{tg}\varphi$ — удерживающая сила.

Таким образом, $k_y=\operatorname{ctg}\alpha\operatorname{tg}\varphi$. При $\alpha=\varphi$ $k_y=1$ устойчивость призмы будет минимальной. Кроме того, следует иметь в виду, что мы приняли допущение о неразрушимости самой призмы. Но призма может потерять устойчивость не в результате сдвига по *ав*, а в результате обрушения части грунта призмы под воздействием собственной массы и нагрузки q с образованием кривых поверхностей скольжения.

2. Устойчивость жестких сооружений

Пусть на какое-либо сооружение действует сдвигающая сила H_0 (рис. 6.6). Коэффициент запаса устойчивости сооружения, сдвигаемого по плоскости подошвы, определится из отношения сдвигающих сил H (активных) к силам, удерживающим T, т. е.

$$k_y = T/H, \tag{6.2}$$

где $T=\sum_a \tau_{пр} a=(P+Q)\operatorname{tg}\varphi$; $H=H_0+E_{акт}-E_{пас}$. Значения $E_{акт}$ и $E_{пас}$ определяются в соответствии с рекомендациями гл. 5.

При $k_y=1$ имеет место предельное равновесное состояние. При $k_y>1$ состояние сооружения будет устойчивым. По (6.2) можно решать и обратную задачу: при заданных H и k_y опре-

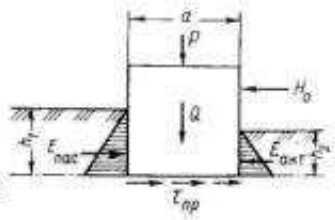


Рис. 6.6. Силы, действующие на сооружение при сдвиге

делить массу сооружения, при которой обеспечивается заданный уровень устойчивости. Эта задача решается обычно при проектировании.

§ 3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СООРУЖЕНИЙ ПО КРУГЛОЦИЛИНДРИЧЕСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ

Эту задачу мы рассмотрим для случая, когда на откосе имеется сооружение, условно показанное на рис. 6.7, с распределенной нагрузкой g. Идея метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения состоит в следующем. Принимается допущение о

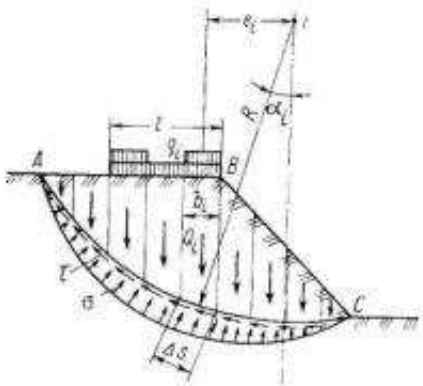


Рис. 6.7. Схема для расчета устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

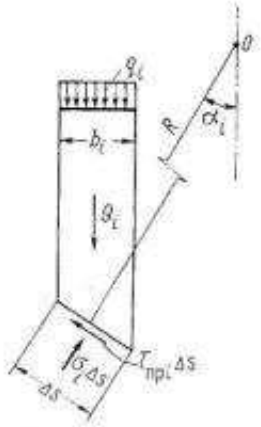


Рис. 6.8. Силы, действующие на элемент

том, что потеря устойчивости массива грунта и сооружения происходит со смещением этого массива по поверхности скольжения, имеющей форму круглого цилиндра. След этого цилиндра в плоскости чертежа имеет вид части окружности (см. рис. 6.7). Причем не выполнив расчета, сказать, по какой из произвольно намеченных окружностей возможно обрушение, нельзя. Мало того, таких поверхностей можно наметить ориентировочно сколько угодно, но лишь по одной из них может произойти обрушение грунта, если для этого будут необходимые условия. Расчет общей устойчивости сводится к определению такой поверхности скольжения, для которой коэффициент запаса устойчивости будет минимальным. Для пояснения поиска коэффициента запаса устойчивости определим его для окружности с радиусом R (можно было бы сделать и для любой другой окружности) с центром в точке O (см. рис. 6.7).

Для обеспечения устойчивости откоса необходимо, чтобы момент сил удерживающих ($M_{уд}$) был больше момента сил, стремящихся вывести (сдвинуть) массив грунта из состояния покоя ($M_{сд}$). Соответственно коэффициент запаса устойчивости определим по формуле

$$k = M_{уд}/M_{сд}. \tag{6.3}$$

Для определения $M_{уд}$ и $M_{сд}$ разобъем массив грунта ABC на ряд вертикальных полос b_i. Вес каждой полосы обозначим Q_i. Если сооружение в пределах l оказывает на грунт равномерное давление, то учесть вес сооружения можно, заменив равномерно распределенную нагрузку равнодействующей. В противном случае нагрузка q учитывается отдельно в пределах соответствующих полос b_i. Имея это в виду, уравнение для момента сдвигающих сил запишем в форме

$$M_{сд} = \sum_{A}^{C} Q_i e_i + \sum_{A}^{C} q_i b_i e_i.$$

Поскольку $e_i = R \sin \alpha_i$

$$M_{сд} = \sum_{A}^{C} Q_i R \sin \alpha_i + \sum_{A}^{C} q_i b_i R \sin \alpha_i. \tag{6.4}$$

Отметим, что, как видно из рис. 6.7, для всех полос, лежащих слева от вертикальной оси, проходящей через O, составляющие суммы будут положительными, а для полос справа от оси — отрицательными.

Момент удерживающих сил складывается из сил сопротивления грунта сдвигу $\tau_{пр}$ по поверхности скольжения AC, т. е.

$$M_{уд} = R \sum_{A}^{C} \tau_{пр\,i} \Delta s_i, \tag{6.5}$$

где Δs_i — длина площадок скольжения в пределах любой из полос; $\tau_{пр\,i}$ — предельное сопротивление грунта сдвигу, определяемое по формуле Кулона

$$\tau_{пр\,i} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i. \tag{6.6}$$

Для определения $\tau_{пр}$ рассмотрим отдельно какую-либо полосу b_i (рис. 6.8). Силами трения отдельных полос по боковым граням будем считать возможным пренебречь.

Проектируя все силы на направление радиуса R, получаем

$$Q_i \cos \alpha_i - \sigma_i \Delta s_i + q_i b_i \cos \alpha_i = 0,$$

откуда

$$\sigma_i \Delta s_i = Q_i \cos \alpha_i + q_i b_i \cos \alpha_i. \tag{6.7}$$

Подставляя σ_i из (6.7) в (6.6), получаем

$$\tau_{пр\,i} = \frac{(Q_i \cos\alpha_i + q_i b_i \cos\alpha_i)\operatorname{tg}\varphi_i}{\Delta s} + c_i. \qquad (6.8)$$

Подставляя (6.8) в (6.5), находим

$$M_{уд} = R\left[\sum_A^C (Q_i \cos\alpha_i + q_i b_i \cos\alpha_i)\operatorname{tg}\varphi_i + \sum_A^C c_i \Delta s_i\right]. \qquad (6.9)$$

Учитывая уравнения (6.4) и (6.9) по (6.3), определяем

$$k_y = \frac{\sum_A^C (Q_i \cos\alpha_i + q_i b_i \cos\alpha_i)\operatorname{tg}\varphi_i + \sum_A^C c_i \Delta s_i}{\sum_A^C Q_i \sin\alpha_i + \sum_A^C q_i b_i \sin\alpha_i}. \qquad (6.10)$$

Если нагрузка q отсутствует, то в (6.10) q_i нужно принять равным нулю. Если грунт в пределах массива ABC однороден, т. е. φ и c постоянны, то

$$k_y = \frac{\operatorname{tg}\varphi \Sigma (Q_i \cos\alpha_i + b_i q_i \cos\alpha_i) + cAC}{\Sigma (Q_i \sin\alpha_i + q_i \sin\alpha_i)}, \qquad (6.11)$$

где AC — длина дуги (см. рис. 6.7). Определив k_y по формуле (6.10) для какой-либо поверхности скольжения и установив, что $k_y > 1$, нельзя сказать, что откос будет устойчивым, так как по другой поверхности скольжения k_y может быть меньше 1. Поэтому для определения $\min k_y$ поступают следующим образом. Намечают один центр окружности O_1 и определяют k_{y1}, затем, проведя через O_1 вертикаль, намечают на ней еще три центра и для них находят k_y. Построив график изменения k_y (в произвольном масштабе), определяют $\min k_{y1}$ для данной вертикали. Проведя через $\min k_{y1}$ горизонталь, намечают на ней несколько центров окружностей и определяют для каждого центра k_y. Построив график k_y, находят $\min k_y$ для данной горизонтали. Каждое приближение будет давать все меньшее значение k_y. Повторяя аналогичные построения и вычисления, можно получить $\min \min k_y$, менее которого для данного откоса k_y быть уже не может.

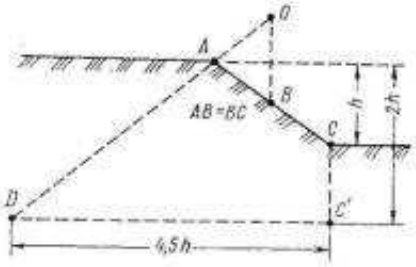


Рис. 6.9. Определение положения центра окружности скольжения с минимальным коэффициентом устойчивости

Для откосов без внешней нагрузки q можно пользоваться следующим способом, позволяющим довольно быстро найти

центр окружности с наименьшим k_y. На глубине $2h$ от верхней бровки откоса (рис. 6.9) проводят горизонтальный отрезок $C'D$ длиной 4,5 h. Из точки D через точку A проводят прямую до пересечения ее с вертикалью, проходящей через середину откоса (точка B). Точка O и будет центром окружности, для которой k_y будет близок к минимальному.

§ 4. УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВЫХ МАСС И СООРУЖЕНИЙ НА НИХ ПРИ ОБРАЗОВАНИИ ПОВЕРХНОСТЕЙ СКОЛЬЖЕНИЯ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫХ ПО ТЕОРИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

1. Общие представления и основные зависимости

Во второй главе была охарактеризована расчетная модель грунта, в основу которой положено допущение о том, что во всех точках грунта имеется предельное напряженное состояние. Практическую реализацию эта модель получила в теории предельного напряженного состояния грунтовых масс, разработанной в основном в трудах отечественных ученых: проф. В. В. Соколовского, проф. С. С. Голушкевича и др. В. В. Соколовский применял аналитические, а С. С. Голушкевич — графические методы решения.

Приведем зависимости, предложенные В. В. Соколовским для плоской задачи. Практическое приложение эти решения имеют при расчетах устойчивости откосов, грунтовых насыпей и оснований сооружений.

В основе всех полученных зависимостей лежит представление о том, что сдвиг одной части грунта по другой возможен по по поверхности, на которой возникает условие (1.28). Условие предельного состояния может быть представлено в виде (1.31) при $0 = \theta_{max} = \varphi$.

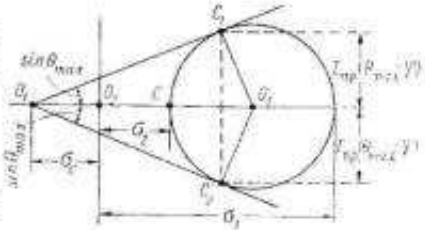


Рис. 6.10. Круг Мора

Построим для случая плоской задачи круг Мора (рис. 6.10) расположенный на главных напряжениях σ_1 и σ_2. Угол θ характеризует отклонение полного приведенного напряжения от нормали к площадке, соответствующей точке C на круге. Наибольшего значения угол $\theta = \theta_{max}$ достигает, когда линия O_1C занимает положение O_1C_1 и O_1C_2. Если $\theta_{max} = \varphi$, то площадки, соответствующие точкам C_1 и C_2, являются площадками, наклоненными к одной из главных площадок под углами $45° + \varphi/2$ и $45° - \varphi/2$. Главными называют площадки, по которым действуют главные напряжения σ_1 и σ_2. Приведем ориен-

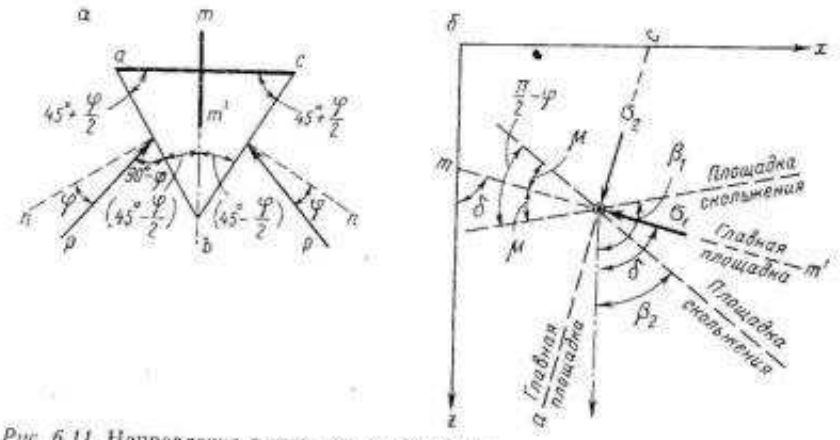


Рис. 6.11. Направление площадок скольжения:
а — положение главных площадок и площадок, определяемых точками C_1 и C_2 (см. рис. 6.10); *б* — система площадок и углов

тацию площадок скольжения в произвольной точке (рис. 6.11). Главные площадки показаны жирными линиями; по ним действуют главные напряжения σ_1 и σ_2. Тонкими линиями показаны площадки скольжения, наклоненные к главным под углами $45° + \varphi/2$ (к площадке ac) и $45° - \varphi/2$ (к площадке mm').

По площадкам ab и bc действуют полные приведенные напряжения p, наклоненные к нормалям n под углом φ. Можно определить ориентацию площадок скольжения в любой точке грунтовой среды. Определяя среди них площадки скольжения, на которых имеет место предельно напряженное состояние, можно построить линии, вдоль которых будет происходить смещение грунтовых масс. Эти линии называют *линиями скольжения*, а их совокупность — сеткой линий скольжения.

Линии скольжения мы уже рассматривали (см. § 3), задаваясь допущением, основанным на приближенном соответствии действительности, что линии скольжения — круговые. В рассматриваемом случае форма линий скольжения определяется расчетом на основе теории предельного состояния грунтовой среды. Построение сетки линий скольжения и определение условий, вызывающих смещение одной части грунта относительно другой, и является результатом практического применения теории предельного напряженного состояния грунта в исследовании его общей устойчивости.

Общее решение плоской задачи напряженного состояния грунта, как показано во второй главе, сводится к решению системы уравнений

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = X; \qquad \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = Z;$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2 + 2\sigma_c} = \sin\varphi. \qquad (6.12)$$

Эта система уравнений может быть преобразована таким образом, что решение ее позволяет получить два семейства площадок скольжения, полностью определяющих сетку линий скольжения.

На рис. 6.11, *б* показана схема всех площадок и углов между ними. На главной площадке ac действует σ_1; по главной площадке mm' σ_2. Угол отклонения площадок скольжения от нормали к главной площадке ac — μ, отклонение σ_1 от оси z — δ. Углы β_1 и β_2 характеризуют отклонение площадок скольжения от оси z. Значения углов: $\mu = 45° - \varphi/2$, $\beta_1 = \delta + \mu$, $\beta_2 = \delta - \mu$. Как известно из курса «Сопротивление материалов», напряжения σ_x, σ_z и σ_{xz} можно выразить через главные напряжения σ_1 и σ_2 и угол δ. Опустив промежуточные выкладки, приведем лишь окончательные выражения уравнений теории предельно напряженного состояния

$$\frac{\partial \xi}{\partial z} + \operatorname{tg}(\delta + \mu)\frac{\partial \xi}{\partial x} = A;$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial z} + \operatorname{tg}(\delta - \mu)\frac{\partial \eta}{\partial x} = B, \qquad (6.13)$$

где

$$\left.\begin{matrix} A \\ B \end{matrix}\right\} = \mp \frac{Z\sin(\delta \pm \mu) - X\cos(\delta - \mu)}{2\sigma \sin\varphi \cos(\delta \pm \mu)};$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_c; \qquad \xi = \chi + \delta; \qquad \eta = \chi - \delta;$$

$$\chi = \frac{1}{2}\operatorname{ctg}\varphi l \frac{\sigma}{c}. \qquad (6.14)$$

Если объемные силы отсутствуют, то уравнение (6.14) обращается в нуль и решение уравнений (6.13) существенно упрощается.

Кроме уравнений (6.13), для решения рассматриваемой задачи необходимо использовать уравнения, определяющие ориентацию в каждой рассматриваемой точке площадок скольжения кривой так называемого первого семейства

$$\frac{\partial x}{\partial z} = \operatorname{tg}(\delta + \mu), \qquad (6.15)$$

и второго семейства

$$\frac{\partial x}{\partial z} = \operatorname{tg}(\delta - \mu). \qquad (6.16)$$

При решении уравнений (6.13)—(6.16) используются граничные условия, а также принимается во внимание существование особых точек. Из изложенного ясно, что через каждую точку грунта можно провести две линии скольжения, пересекаю-

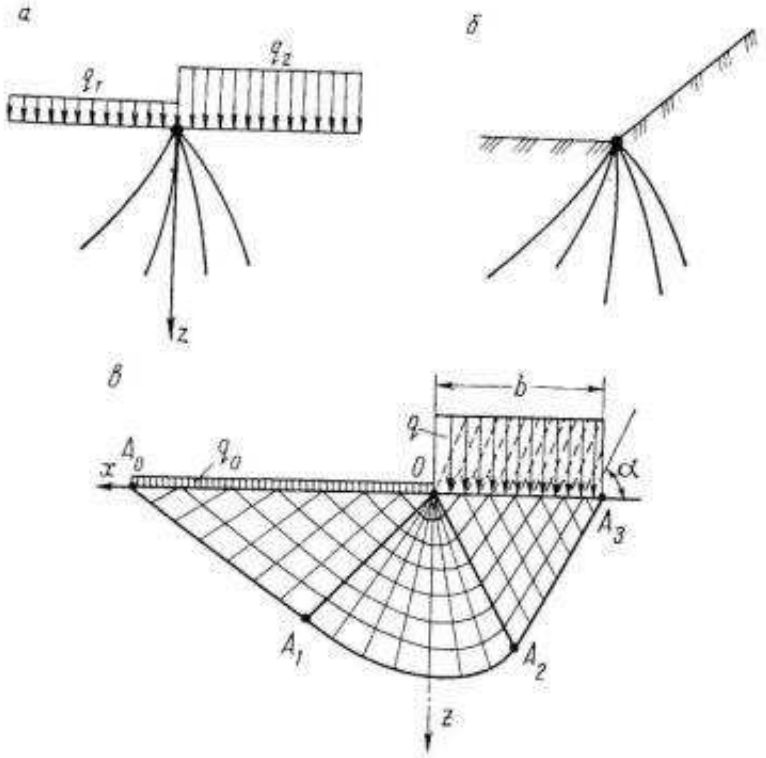


Рис. 6.12. Семейства линий скольжения:
а — изменение внешней нагрузки; *б* — изменение линии поверхности грунта (изломы); *в* — сетка линий скольжения

щиеся под углом $\delta = \frac{\pi}{2} - \varphi$. Однако есть особые точки (такие как точки изменения внешней нагрузки, изменения линии поверхности грунта — изломы и др.), через которые проходит пучок линий скольжения (рис. 6.12).

Решение уравнений предельного состояния позволяет построить сетку кривых скольжения первого и второго семейств. На рис. 6.12, *в* в качестве примера приведены линии скольжения для ступенчатой нагрузки. Справа от оси *z* приложена распределенная нагрузка q, а слева — q_0.

Точка O — особая и через нее проходит множество линий скольжения, а через другие — только по две. Разрушение грунта происходит вследствие смещения грунтового блока $A_0A_3A_2A_1$ по линии $A_0A_1A_2A_3$.

В области A_0A_1O сетка формируется параллельными линиями скольжения, в области OA_2A_3 грунт представляет жесткий клин с параллельными линиями скольжения; в области OA_1A_2 сетка образуется пересечением пучка линий скольжения первого семейства, проходящих через точку O и линий второго семейства, представляющих логарифмические спирали, пересекающие этот пучок.

2. Практическая реализация решений теории предельного напряженного состояния грунтов

При оценке устойчивости грунтовых массивов и сооружений на естественных основаниях необходимо определить очертания линий скольжения первого и второго семейств и предельную нагрузку, которая может вызвать обрушение массива грунта или сооружения. Приведем упрощенные методы определения линии скольжения, основанные на решении основных уравнений теории предельного напряженного состояния грунтов.

Определение формы равноустойчивого откоса. Как уже отмечалось, при строительстве трубопроводов в горах устраивают «полки» (рис. 6. 13). Чтобы уменьшить объем

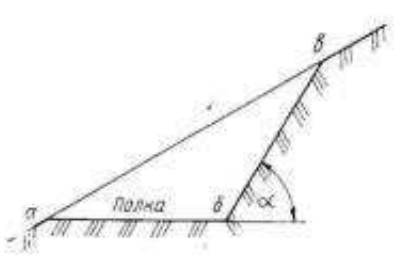


Рис. 6.13. «Полка» на поперечном уклоне

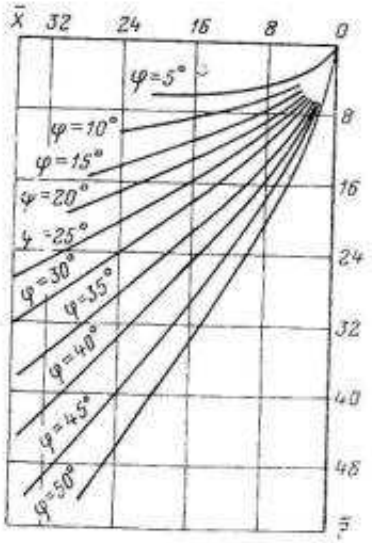


Рис. 6.14. Форма очертания равноустойчивых откосов

земляных работ, откос полки *бв* должен иметь по возможности большую кривизну. Однако для устойчивости грунта этот откос следует делать как можно более пологим. Для оценки устойчивости откоса можно использовать метод круглоцилиндрических поверхностей. Решение теории предельного напряженного состояния позволяет найти форму равноустойчивого откоса, при которой обрушение откоса исключается. Очертание равноустой-

чивого откоса можно определить по формуле

$$z = +m\,(1{,}57 - e^{-n}) + x \operatorname{tg} \varphi, \qquad (6.17)$$

где

$$m = \frac{2c\,(1 + \sin \varphi)}{\gamma_{\text{ест}}\,(1 - \sin \varphi)}; \qquad n = \frac{x}{m};$$

φ — угол внутреннего трения; c — сцепление грунта; $\gamma_{\text{ест}}$ — объемный вес грунта.

Для построения откоса равноустойчивой формы можно использовать график (рис. 6.14), построенный на основании решения уравнений (6.13) и (6.14). Координаты равноустойчивого откоса определяются по формулам

$$x = \bar{x}\,\frac{c}{\gamma_{\text{ест}}}; \qquad z = \bar{z}\,\frac{c}{\gamma_{\text{ест}}}, \qquad (6.18)$$

где x и z — безразмерные координаты, принимаемые по рис. 6.14.

На верхней поверхности откоса может быть внешняя нагрузка

$$q_0 = \frac{2e \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \qquad (6.19)$$

Если внешней нагрузкой является грунт, то высота его слоя

$$h_0 = q_0/\gamma_{\text{ест}}. \qquad (6.20)$$

Н. И. Голованковым на основе теории предельного напряженного состояния грунта получены формулы, позволяющие определить координаты кривой равноустойчивого откоса:

$$x = (w + v \operatorname{tg} \varphi) \cos^2 \varphi; \qquad z = (v - w \operatorname{tg} \varphi) \cos^2 \varphi, \qquad (6.21)$$

где

$$v = A_0 \left[\varphi - \arccos\left(e - \frac{w}{A_0} \cos \varphi\right)\right]; \qquad (6.22)$$

$$A_0 = \frac{(1 + 2 \sin \varphi)\, c \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma_{\text{ест}}\,(45° - \varphi)\,(1 - \sin \varphi)}\,[e^{(\pi - 2\varphi)\operatorname{tg}\varphi} - 1]. \qquad (6.23)$$

Значения w принимаются равными 0, 1, 2, 4, 8, 16, 32.

Приведем далее примеры расчета устойчивости сооружений и откосов

Пример 1. Определить запас устойчивости сооружения на сдвиг по схеме, показанной на рис. 6.6.

Исходные данные: $a = 600$ см, $h_1 = 100$ см, $h_2 = 300$ см, $Q = 6200$ Н/см, $H_0 = 2 \cdot 10^5$ Н/см, $p = 4 \cdot 10^4$ Н/см, $\varphi = 24°$, $c = 1$ Н/см², $\gamma_{\text{ест}} = 0{,}017$ Н/см³. Коэффициент запаса устойчивости k_y находим по формуле (6.2), предварительно определив по формуле (5.12)

$$E_{\text{акт}} = \frac{\gamma_{\text{ест}} h_1^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2ch_1 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 375 \text{ Н/см};$$

по формуле (5.13)

$$E_{\text{пас}} = \frac{\gamma_{\text{ест}} h_1^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2ch_1 \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 509 \text{ Н/см};$$

по формуле (6.2)

$$k_y = \frac{(4 + 0{,}62)\, 10^4 \operatorname{tg} 24°}{2 \cdot 10^4 + 375 - 509} = 1{,}03.$$

Такой запас устойчивости не может гарантировать надежную ра сооружения. Коэффициент устойчивости должен быть не ниже 1,1. Сле тельно, необходимо уменьшить H_0.

Пример 2. Определить запас устойчивости откоса, схема которого казана на рис. 6.15.

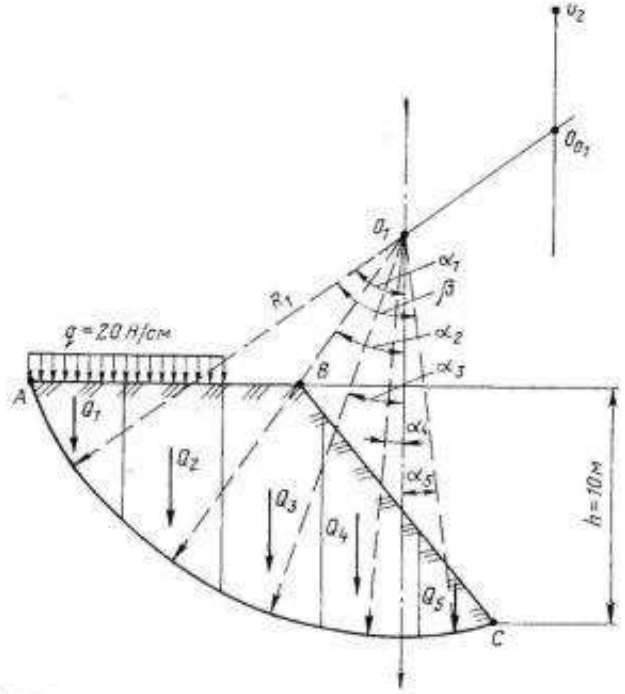


Рис. 6.15. Схема откоса

Намечаем центр O_1 возможной окружности смещения массива гр ABC по линии AC. Размеры, необходимые для расчета: высота откоса — $= 10$ м $= 1000$ см; радиус окружности — $R_1 = 16$ м $= 1600$ см; ширина бло на которые разбит массив ABC, — $b = 400$ см; средняя высота блоков — $= 300$ см, $h_2 = 760$ см, $h_3 = 1000$ см, $h_4 = 740$ см, $h_5 = 280$ см; соответствую углы, образованные радиусом R_1 с вертикальной осью, проходящей ч центр O_1, — $\alpha_1 = 60°$, $\alpha_2 = 35°$, $\alpha_3 = 20°$, $\alpha_4 = 5°$, $\alpha_5 = -10°$. Центральный $\beta = 70°$. Нагрузка $q = 20$ Н/см². Характеристика грунта: $\gamma_{\text{ест}} = 0{,}017$ Н $\varphi = 22°$, $c = 1$ Н/см².

Коэффициент устойчивости находим по формуле (6.10).

Решения приведем в форме таблицы:

Номер блока	h_i, см	α_i, градусы	$Q_i=\gamma_{ест}h_ib_i$, Н	$Q_i\cos\alpha_i$, Н	$q_ib_i\cos\alpha_i$, Н	(гр. 5+6)×tg φ	$Q_i\sin\alpha_i$, Н	$q_ib_i\sin\alpha_i$, Н	(гр. 8+9)
1	300	60°	2040	1020	4000	2030	1760	6930	8690
2	760	35°	5170	4230	8550	5160	2960	4580	7540
3	1000	20°	6800	6390	7520	5620	2320	2740	5060
4	740	5°	5030	5010	4990	4040	40	64	104
5	280	−10°	1900	−1870	−7880	3940	330	1390	1720
					$\Sigma=20790$				$\Sigma=23114$

Находим длину дуги скольжения

$$AC=\frac{2\pi R_1}{180^\circ}\beta=3900\text{ см},$$

а затем сумму $20790+c\cdot AC=26490$ Н.

Коэффициент устойчивости будет

$$k_y=\frac{26\,490}{23\,114}=1{,}15.$$

Это позволяет утверждать, что быстрого обрушения откоса по рассматриваемой поверхности не произойдет.

Пример 3. Построить кривую равноустойчивого откоса в грунте с характеристиками: $\gamma_{ест}=0{,}017$ Н/см³, $\varphi=24°$, $c=1$ Н/см². Коэффициент устойчивости откоса должен быть $k_y\geqslant 1{,}25$. Определяем $\varphi_к=\varphi/k_y=19°$; $c_к=c/k_y=0{,}8$ Н/см².

По формуле (6.17)

$$m=\frac{2\cdot 0{,}8\,(1+\sin 19°)}{0{,}017\,(1-\sin 19°)}=184{,}7\text{ см}.$$

Координаты кривой равноустойчивого откоса определяем по формуле (6.17), вычисления приводим в таблице

x, см	n	e^{-n}	$m(1{,}57-e^{-n})$, см	x tg φ, см	z по формуле (6.17), см
0	0	1	105	0	105
100	0,54	0,58	184	37,4	218
200	1,08	0,34	226	68,8	295
400	2,16	0,12	267	137	404
600	3,24	0,04	282	206	488
800	4,32	0,013	287	275	562
1200	6,49	0,0015	288	412	700
1600	8,66	0,0002	288	550	838
2000	10,8	0	289	688	977
3000	16,2	0	289	1030	1319

Кривая равноустойчивого откоса показана на рис. 6.16. Над осью x отложена высота вертикального откоса, определенная по формуле (6.20),

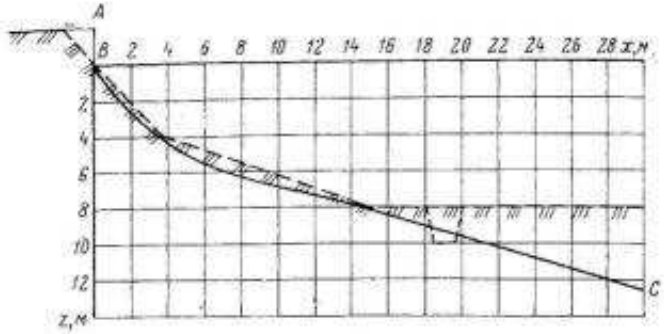


Рис. 6.16. Кривая равноустойчивого откоса

$h_0=132$ см. Если, например, ведутся работы по устройству полки на косогоре при строительстве трубопровода, то линии откоса и полки должны вписываться в кривую равноустойчивого откоса ABC. В этом случае устойчивость откоса обеспечивается.

§ 5. УСТОЙЧИВОСТЬ ОПОЛЗАЮЩИХ МАССИВОВ ГРУНТА

При прокладке магистральных трубопроводов в горных условиях приходится встречаться с явлением медленного оползания массива грунта с разрушением трубопровода, расположенного в оползне. Причем характерно, что устойчивость оползающих грунтовых откосов, рассчитанная по методам, приведенным в предыдущих параграфах, обеспечивается.

Оползни могут образовываться на склонах, которые десятки и даже сотни лет находились в устойчивом состоянии, а затем в силу каких-либо возмущающих факторов (перенасыщение влагой, сейсмические подвижки грунта, воздействие строительных машин и т. п.) начинается медленное течение грунта (оползание).

В литературе по механике грунтов и специальной литературе по оползням описаны многочисленные методы, позволяющие оценить общую устойчивость склона, которая определяется отношением суммарного сопротивления сдвигу вдоль какой-либо потенциальной поверхности скольжения к сумме сдвигающих усилий вдоль этой же поверхности:

$$k_y=\frac{Lc_{ср}}{\Sigma\tau_i\Delta l_i},\qquad(6.24)$$

где L — длина поверхности скольжения; $c_{ср}$ — среднее сопротивление грунта сдвигу вдоль поверхности скольжения; τ_i — касательные напряжения на i-й части поверхности скольжения; Δl_i — длина i-го участка кривой скольжения.

Таким образом, задача сводится к определению потенциальной поверхности скольжения. Оползень начинается, как только k_y станет равным единице. Однако заранее указать точ-

но потенциальную поверхность скольжения очень сложно. Имеется ряд признаков, позволяющих сделать это с той или иной степенью достоверности, например наличие слабых прослоек, трещин в грунтовом массиве и т. п., которые могут быть установлены только на основании обследований на месте предполагаемого оползня. Кроме того, используется метод аналогий, т. е. сопоставляются условия, для которых проверяется устойчивость массива грунта, с аналогичными условиями происшедшего ранее оползня. Сопоставляются физико-механические характеристики грунтов, форма склона, рельеф местности и др. Особое внимание обращается на механизм оползневого процесса, т. е. на последовательность промежуточных состояний, предшествующих оползню. Этот механизм достаточно хорошо изучен, и сопоставления здесь могут дать хороший результат. В механизме большинства оползней можно выделить следующие промежуточные стадии:

перекос элементов, составляющих склон (сдвиг, наклон, смятие);

вязкое или пластичное течение грунта без нарушения его сплошности;

нарушение сплошности оползающего грунта;

перемещение отделившихся грунтовых масс по поверхности скольжения.

Выполняя визуальное и инструментальное обследование участка, где ожидается оползень, можно установить, в какой стадии находится склон, определить потенциальную поверхность скольжения и рассчитать коэффициент устойчивости. Как видно из приведенного перечня стадий оползней, первая и вторая стадии характеризуют скрытую форму потери устойчивости массива грунта. Вязкое или пластичное течение грунта происходит чрезвычайно медленно и поэтому долго может оставаться незамеченным, если не проводить специальных наблюдений за склоном с помощью точных приборов по реперам, установленным на этом склоне. Охарактеризуем кратко каждую из перечисленных стадий.

Первая стадия охватывает те изменения, которые происходят в грунте склона при образовании оползня, и является, по существу, стадией скрытых преобразований склона. Пока касательные напряжения τ во всех точках склона меньше так называемого порога ползучести, перемещения грунта склона имеют затухающий характер. Если в таком состоянии зафиксировать напряженное состояние склона, то устойчивость его может быть обеспечена на длительный период времени. Поэтому перед началом строительства трубопровода на таком склоне необходимо выполнить оценку устойчивости склона по формуле (6.24), рассматривая возможные формы поверхности обрушения склона. Это необходимо сделать для того, чтобы наметить способ выполнения строительных работ и конструкцию трубопровода, укладываемого в склоне. Если k_y будет близок к единице, нару-

шать естественное состояние грунтов склона нельзя, так как при этом неизбежно возрастут касательные напряжения, которые могут привести к опасным подвижкам грунта. Если же склон имеет большой запас устойчивости, то необходимо оценить изменение k_y в результате создания различных выемок, связанных со строительством трубопровода. И только убедившись в том, что запас устойчивости при нарушении естественного равновесного состояния склона будет достаточным, можно осуществить строительство подземного трубопровода.

Однако следует иметь в виду, что в любом случае при увеличении касательных напряжений в склоне будут возникать области предельного напряженного состояния. В грунте возникнут деформации сдвига, которые будут способствовать зарождению трещин в грунте верхней части склона. Начнутся явления, характерные для первой стадии оползня, — перекосы элементов склона. Однако в этой фазе изменения напряженного состояния оползня непосредственной опасности для трубопровода не возникает, так как перемещение грунта еще очень мало по сравнению с перемещениями трубопровода. Если медленное движение грунта на склоне началось, то трубопровод, расположенный в нем, будет подвергаться силовому воздействию. Остановимся на вопросе определения скорости движения оползня, так как, зная ее, можно рассчитать и время, когда состояние трубопровода в оползне станет опасным и потребуются срочные меры по закреплению оползня или вынос трубопровода из зоны его.

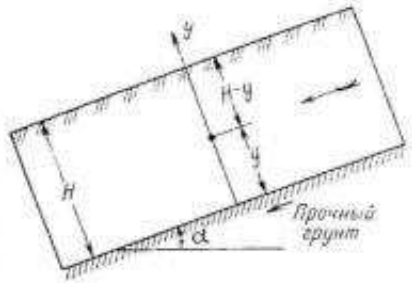


Рис. 6.17. Движение грунта на склоне

Рассмотрим решение задачи определения скорости движения грунта на склоне (рис. 6.17), предложенное Н. Н. Масловым. Пусть на склоне, расположенном под углом α к горизонту, расположен слой грунта H. Установлено, что происходит очень медленное движение этого грунта. Для описания состояния движущегося грунта можно использовать зависимость Ньютона для вязких жидкостей

$$dv = \frac{\tau_c}{\eta}\, dy, \tag{6.25}$$

где τ_c — действующее сдвигающее усилие в точке y; η — динамический коэффициент вязкости грунта.

Масса грунта стремится сдвинуть его вдоль склона, а силы трения и сцепления — удержать от оползания. Имея это в виду,

величину τ_c найдем из уравнения

$$\tau_c = T - [Q \operatorname{tg} \varphi + c], \tag{6.26}$$

где $T = \gamma_{\text{ест}}(H-y)\sin\alpha$; $Q = \gamma_{\text{ест}}(H-y)\cos\alpha$; c — сцепление грунта.

Подставляя выражение (6.26) в (6.25), получаем

$$dv = \frac{1}{\eta_д}\{\gamma_{\text{ест}}(H-y)\sin\alpha - [\gamma_{\text{ест}}(H-y)\cos\alpha \operatorname{tg}\varphi + c]\}\,dy. \tag{6.27}$$

Выполнив интегрирование, найдем скорость оползания грунта

$$v = \frac{\gamma_{\text{ест}}}{\eta_д}\left(Hy - \frac{y^2}{2}\right)(\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi) - \frac{c}{\eta_д}y. \tag{6.28}$$

Из (6.28) видно, что для грунтов, не обладающих сцеплением (песчаные), скорость оползания может быть больше нуля лишь при $\alpha > \varphi$. При $\alpha = \varphi$ и $c = 0$, $v = 0$. Если откос сложен так называемыми вязкопластичными глинами, то v определяют по формуле (6.28), принимая $\varphi = c = 0$. Значения коэффициента $\eta_д$ устанавливают на основании испытаний грунтов.

В стадиях перекоса и вязкого течения оползня можно принять меры, позволяющие остановить движение, закрепить оползень. Если этого своевременно не сделать, возникают стадии нарушения сплошности грунта, отделения тела оползня и его перемещения. Часто эти стадии сразу переходят одна в другую. Для трубопровода это является предаварийной ситуацией, когда уже срочные меры по его защите от оползающих масс грунта не смогут предотвратить его разрушения. Часто единственным выходом становится отключение опасного участка трубопровода и обход оползня резервным трубопроводом. Поэтому основные противооползневые мероприятия следует проводить в период первых двух стадий. В этом случае затраты будут значительно меньшими, чем на ликвидацию аварийной ситуации.

Определим для примера давление оползающего грунта на трубопровод при следующих исходных данных: диаметр трубы $D_н = 142$ см, площадь сечения ее стенки $F = 618$ см^2, модуль упругости $E = 2{,}1 \cdot 10^7$ Н/см^2, толщина стенки $\delta = 1{,}4$ см; глубина оползня $H = 800$ см, глубина заложения трубы $y = 220$ см, угол наклона оползня $\alpha = 26° = 0{,}454$ рад; объемный вес грунта $\gamma_{\text{ест}} = 0{,}019$ Н/см^3, угол внутреннего трения $\varphi = 14° = 0{,}244$ рад, сцепление $c = 1{,}5$ Н/см^2, динамическая вязкость грунта $\eta_д = 4 \cdot 10^8$ Н·с/см^2, предельное сопротивление сдвигу $\tau_{пр} = 1$ Н/см^2.

По формуле (6.28) $v = 8{,}35 \cdot 10^{-7}$ см/с $= 26{,}4$ см/год.

При такой скорости обтекания давление грунта на трубу определяем по формуле (5.28)

$$q_{пр} = \frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 4 \cdot 10^8}{2 - \ln 5{,}76 \cdot 10^{-18}} = 100{,}8 \text{ Н/см}^2$$

§ 6. ПРОДОЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

1. Общие сведения

Изменение температуры трубопровода, обусловленное изменением температуры перекачиваемого нефтепродукта, а также внутреннего давления в период эксплуатации, влияет на распределение продольных напряжений в поперечном сечении труб и соответственно на распределение суммарного продольного усилия, определяемого ими.

Этот процесс начинается с момента монтажа трубопровода в нитку и продолжается в течение всего времени его эксплуатации. Установление продольных напряжений и соответствующих им продольных перемещений в произвольном сечении трубопровода является важной задачей. Не случайно в технической литературе длительное время обсуждается вопрос о «защемлении» труб в грунте. Постановка вопроса о «защемлении» была обусловлена необходимостью перекачки по трубам подогретых нефтей, что вызывало перемещение труб в продольном направлении и приводило в ряде случаев к разрушению соединений труб.

Значительные изменения в исследованиях продольных перемещений произошли после строительства магистральных трубопроводов большого диаметра (1000 мм и более). Даже незначительные отклонения оси труб большого диаметра от прямой приводят к выпучиванию труб из грунта. Продольными называют перемещения сечений трубопровода по направлению продольной оси x. Величиной продольного перемещения u будем считать разность между положением сечения x после приложения нагрузки и начальным его положением x_0, т. е.

$$u = x - x_0. \tag{6.29}$$

В зависимости от вида нагрузки и времени ее действия перемещения могут иметь ряд особенностей.

Особенности, определяемые конструкцией трубопровода:

трубопровод имеет абсолютно прямолинейную главную ось и расположен в однородной грунтовой среде. Конечные сечения его заделаны таким образом, что продольные перемещения их исключаются;

один конец трубопровода закреплен, другой свободен. Перемещение граничного сечения на свободном конце достигает наибольшего значения; перемещения других сечений зависят от сопротивления, оказываемого окружающим грунтом перемещающемуся трубопроводу, и продольного усилия в трубе;

один конец трубопровода закреплен, другой испытывает отпор, функционально зависящий от перемещения. Продольные перемещения могут реализоваться, как сказано выше;

прямолинейный трубопровод имеет слабоизогнутый участок. При возникновении в трубопроводе продольной силы происходит поперечное к главной оси перемещение труб в пределах слабоискривленного участка. Примыкающие к нему прямые участки перемещаются в продольном направлении. Это, в свою очередь, вызывает дополнительные поперечные смещения искривленного участка. Такой вид перемещения и приводит на практике к постепенному выпучиванию труб из грунта.

Особенности, определяемые характером нагрузки:

нагрузка, мгновенно приложенная и постоянно действующая. Такой нагрузкой может быть, например, быстро созданное внутреннее давление, постоянное по величине и во времени. Продольное перемещение достигает предельного для данной нагрузки значения, и положение трубопровода стабилизируется;

продольное усилие, монотонно возрастающее до предельного значения. Такое усилие может возникать при очень медленном возрастании внутреннего давления или при постепенном оползании грунта вдоль трубопровода на продольном уклоне, на участках поперечных оползней и т. п. Перемещения также монотонно возрастают;

продольное усилие, изменяющееся во времени. Перемещения то возрастают, то убывают в соответствии с законом изменения продольного усилия. В результате непрерывного движения вокруг труб в грунте может образоваться уплотненная зона, характер взаимодействия поверхности труб с грунтом с течением времени существенно изменяется по сравнению с начальным;

циклическое изменение продольного усилия. Трубопровод то удлиняется, то укорачивается. Этот режим характерен для трубопроводов, работающих при значительных колебаниях температурного режима. Такой режим работы трубопровода приводит к существенному изменению физико-механических характеристик грунта в процессе эксплуатации.

продольное усилие динамического характера. Оно характерно для мгновенных оползневых подвижек грунта, сейсмических воздействий, а также в случае мгновенного уменьшения внутреннего давления (разрыв трубопровода).

2. Взаимодействие трубопровода с грунтом при продольных перемещениях. Определение перемещений

В зависимости от упругих свойств грунта, а также величины взаимодействующих сил и времени их действия при продольных перемещениях трубопровода по контакту труба — грунт могут устанавливаться упругая и упругопластичная связи или связь, определяемая переходом грунта в пограничном слое в предельное напряженное состояние.

В этих моделях принято допущение, что через некоторое время после приложения усилия P, вызывающего перемещение трубопровода, силы, связывающие поверхность трубы с грунтом, стабилизируются, а перемещения достигают полного для данного значения усилия P. Если усилие P не изменяется, то и напряжения в трубе, и перемещения любых сечений трубопровода остаются неизменными.

Такое допущение было бы вполне справедливым, если бы грунт не обладал свойством ползучести, т. е. способностью деформироваться при неизменной нагрузке, действующей длительное время. Таким образом, общее перемещение любого сечения трубопровода складывается из двух составляющих: $u_н$ — условно-мгновенного перемещения, определяемого без учета ползучести грунта, и $u_р$ — перемещения, определяемого реологическими свойствами грунта. Рассмотрим характер взаимодействия труб с грунтом.

1. *Упругая связь.* Схема упругой связи может быть представлена следующим образом. Между грунтом и поверхностью трубопровода имеются упругие нити, которые препятствуют его продольному перемещению. Если снять продольное усилие, то трубопровод будет возвращаться в исходное положение за счет упругих сил, возникающих в нитях.

Впервые подобная модель в применении к расчету сооружений на сдвиг была предложена В. А. Флориным. Зависимость была представлена в виде

$$\tau(x) = -k_u u(x), \tag{6.30}$$

где $\tau(x)$ — интенсивность касательного напряжения в сечении x; k_u — коэффициент постели на сдвиг; $u(x)$ — продольное перемещение в том же сечении.

2. *Упругопластичная связь.* Исследования продольных перемещений подземных трубопроводов показали, что линейная зависимость (6.30) в действительности наблюдается лишь при незначительных перемещениях. Установлена довольно ясная, почти линейная, зависимость между касательными напряжениями τ и перемещениями u до некоторого значения $\tau = \tau_{пр}$, после чего перемещения происходят при неизменном значении $\tau_{пр}$.

Схематично связь, учитывающую упругую и пластичную составляющие, можно представить в виде последовательно соединенных упругопластичных элементов между поверхностью трубы и грунтом. До определенного значения τ работают только упругие элементы, а затем в работу вступают и пластичные элементы.

3. *Пластичная связь.* Пластичная связь характеризуется тем, что перемещение трубопровода считается возможным лишь в случае $\tau = \tau_{пр}$.

Как только сдвигающие (касательные) напряжения станут меньше предельных ($\tau < \tau_{пр}$), продольные перемещения трубы прекращаются, т. е. в основе этой модели лежит предположе-

ние, что трубопровод удерживается в грунте только силами трения и сцепления. Условность этой модели, как и упругой, очевидна.

Пластичная связь характеризуется свойством пластичного тела Прандтля — Кулона; аналитически она записывается в виде

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c; \tag{6.31}$$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c', \tag{6.32}$$

где σ — нормальные напряжения в грунте в пограничном слое вокруг трубы; φ — угол внутреннего трения; c — сцепление грунта; c' — восстанавливающаяся часть сцепления грунта при скольжении трубопроводов.

Следует отметить, что в формуле (6.31) коэффициент c учитывается только до начала скольжения. С момента срыва и последующего движения необходимо использовать зависимость (6.32).

4. *Модель, учитывающая действительный характер кривой* $\tau = f(u)$. Эта модель основана на результатах многочисленности экспериментальных и опытных исследований зависимости усилия сдвига и соответствующего ему перемещения. Эта зависимость записывается в форме

$$\tau = \tau_{пр} \sin k\sqrt{u}, \tag{6.33}$$

где τ — касательные напряжения по контакту труба — грунт; k — коэффициент продольного перемещения, получаемый опытным путем.

Зависимость (6.33) дает возможность более полно учитывать свойства грунта и отображает более близкую к действительности картину взаимодействия трубопровода с грунтом при продольном перемещении. Предложены и другие более сложные зависимости, которые дополняют зависимости (6.30) и (6.33). Любая из моделей позволяет установить условно-мгновенное перемещение трубопровода. Что касается формирования продольных перемещений трубопровода с учетом длительности действия растягивающего усилия, то этот вопрос может быть решен только с учетом реологических свойств грунта.

Рассмотрим простейшие задачи, связанные с определением продольных перемещений подземных трубопроводов в однородной грунтовой среде.

Принимаем зависимость между касательными напряжениями и перемещениями в виде (6.30). Под действием силы P

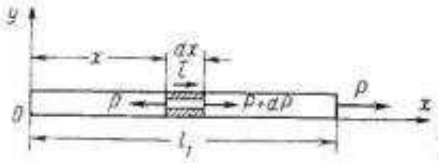


Рис. 6.18. Расчетная схема равновесия элемента трубопровода

(рис. 6.18) участок трубопровода деформируется в пределах длины l_1. Расположим начало координат в сечении 0. Выделив на расстоянии x от него элемент трубопровода dx, составим условие его равновесия. Обозначим нормальные напряжения в трубопроводе $\sigma_{тр}$, модуль упругости E, площадь поперечного сечения F и диаметр трубопровода $D_н$. В соответствии с рис. 6.18

$$dP + \pi D_н \tau dx = 0,$$

или

$$\tau = -\frac{1}{\pi D_н} \frac{dP}{dx}. \tag{6.34}$$

Относительное удлинение трубопровода

$$e = \frac{du}{dx} = \frac{\sigma_{тр}}{E},$$

откуда

$$\sigma_{тр} = E \frac{du}{dx},$$

где du — абсолютное удлинение выделенного элемента.

Учитывая, что $P = \sigma_{тр} F$, из выражения (6.34) имеем

$$\tau = -\frac{FE}{\pi D_н} \frac{d^2u}{dx^2} - \frac{E}{\pi D_н} \frac{du}{dx} \frac{dF}{dx}.$$

Так как площадь поперечного сечения трубопровода постоянная величина, то второе слагаемое равно нулю и

$$\tau = -\frac{FE}{\pi D_н} \frac{d^2u}{dx^2}. \tag{6.35}$$

Подставляя (6.35) в (6.34), получаем

$$\frac{FE}{\pi D_н} \frac{d^2u}{dx^2} = k_н u,$$

или

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{\pi D_н}{EF} k_н u = 0. \tag{6.36}$$

Принимая

$$\beta^2 = \frac{\pi D_н k_н}{EF}, \tag{6.37}$$

запишем уравнение (6.36) в виде

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \beta^2 u = 0. \tag{6.38}$$

Общее решение этого уравнения

$$u = C_1 \operatorname{ch} \beta x + C_2 \operatorname{sh} \beta x. \tag{6.39}$$

Для определения произвольных постоянных C_1 и C_2 учтем граничные условия

$$x=0, \qquad u=0, \qquad x=l_1, \qquad \frac{du}{dx}=\frac{P_{01}}{EF}. \tag{6.40}$$

Имея в виду, что

$$\frac{du}{dx}=C_1\beta \operatorname{sh}\beta x+C_2\beta \operatorname{ch}\beta x, \tag{6.41}$$

и используя условия (6.40), определим

$$C_1=0, \qquad C_2=\frac{P_{01}}{\beta EF \operatorname{ch}\beta l_1}. \tag{6.42}$$

Подставляя значения произвольных постоянных в уравнение (6.39), получаем

$$u=\frac{P_{01}\operatorname{sh}\beta x}{\beta EF \operatorname{ch}\beta l_1}. \tag{6.43}$$

Закон распределения касательных напряжений устанавливаем с учетом зависимости (6.30)

$$\tau(x)=-\frac{k_u P_{01}\operatorname{sh}\beta x}{\beta EF \operatorname{ch}\beta l_1}. \tag{6.44}$$

Эпюра распределения τ по длине участка l_1 показана на рис. 6.19.

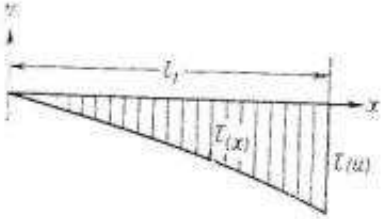


Рис. 6.19. Эпюра распределения касательных напряжений

Поскольку

$$\frac{du}{dx}=\frac{P(x)}{EF}, \tag{6.45}$$

продольное усилие P в любом сечении найдем из выражения (6.45), продифференцировав предварительно (6.43)

$$P(x)=P_{01}\frac{\operatorname{ch}\beta x}{\operatorname{ch}\beta l_1}. \tag{6.46}$$

Из формулы (6.46) видно, что при $x=l_1 P(x)=P_{01}$, а при $l_1\longrightarrow\infty$ $P(x)\longrightarrow 0$.

Выражения (6.43) и (6.44) определяют перемещения и касательные напряжения в любом сечении трубопровода.

Граничное значение перемещения конца трубопровода «полубесконечной» длины определяется по формуле

$$u_0=\frac{P_{01}}{\beta EF}, \tag{6.47}$$

а касательные напряжения по формуле

$$\tau_0=\frac{k_u P_{01}}{\beta EF}. \tag{6.48}$$

Отметим, далее, следующее. Упругая работа грунта в пределах участка l_1 возможна до тех пор, пока в сечении $x=l_1$ в грунте не возникнут предельные касательные напряжения. Этому моменту будет соответствовать предельное значение силы P, которое можно найти из условия (6.44), приняв $\tau(x)=\tau_{пр}$, а $x=l_1$

$$P_{01}=\frac{\tau_{пр}\beta EF}{k_u \operatorname{th}\beta l_1}. \tag{6.49}$$

Поскольку при больших значениях βl_1 $\operatorname{th}\beta l_1\longrightarrow 1$,

$$P_{01}=\frac{\tau_{пр}\beta EF}{k_u}. \tag{6.50}$$

Полученные зависимости позволяют определить перемещения и усилия в любом сечении трубопровода при условии упругой работы грунта.

Перемещения определяют непосредственно выражения из (6.43). При этом следует иметь в виду, что наибольшим значением P_{01} в (6.43) может быть только сила, меньшая или равная силе $P_{01\,пр}$, определяемой из формулы (6.50).

Если u_0 оказывается больше $\tau_{пр}/k_u$, упругая связь между трубой и грунтом разрывается и на каком-то участке устанавливается пластичная связь.

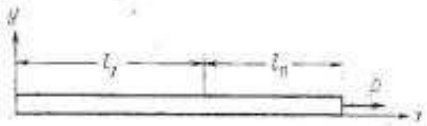


Рис. 6.20. Расчетная схема при наличии упругой и пластичной связи

На рис. 6.20 показан участок перемещающегося в грунте трубопровода. В пределах участка l_1 сохраняется упругая связь, и поэтому для него справедливы решения, рассмотренные выше; в пределах же участка $l_{пл}$ упругая связь разорвана и установилась пластичная связь, определяемая зависимостью (6.31).

На участке $l_{пл}$ по всей его длине действуют касательные напряжения $\tau_{пр}$, поэтому перемещение трубопровода в пределах участка $l_{пл}$ будет происходить со срезом грунта по контактной поверхности.

Как известно, при срезе грунта по контакту труба — грунт силы сцепления существенно снижаются, и зависимость (6.31) принимает вид:

для концевых сечений упругих участков

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

для участков $l_{пл}$, сложенных пластичными глинистыми грунтами,

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + 0{,}2c; \qquad (6.51)$$

для участков $l_{пл}$, сложенных песчаными, супесчаными грунтами,

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

В соответствии с этими зависимостями эпюры будут иметь вид, показанный на рис. 6.21.

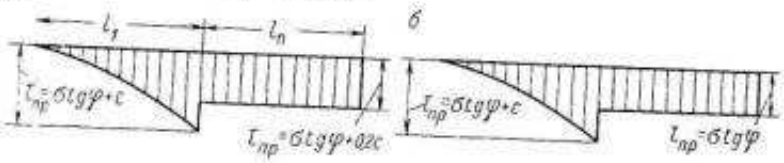


Рис. 6.21. Эпюры касательных напряжений по длине трубопровода: *а* — с учетом сцепления грунта с трубой; *б* — без учета

Пусть к концу трубопровода приложена сила P. Влияние ее гасится на протяжении участков l_1 и $l_{пл}$. Поскольку предполагается возникновение участка $l_{пл}$, то на участке l_1 компенсируется часть силы P, равная $P_{01\,пр}$ по зависимости (6.50). Из рассмотрения условия равновесия участок

$$l_{пл} = \frac{P - P_{01\,пр}}{\pi D_н \tau_{пр}}. \qquad (6.52)$$

Имея в виду, что удлинение стержня, растягиваемого сосредоточенной силой и сжимаемого равномерно распределенной по его длине нагрузкой,

$$u_п = \frac{(P + P_{01\,пр})\, l_{пл}}{2EF},$$

Принимая во внимание растяжение участка $l_{пл}$ силой P_{01} и учитывая перемещение на участке упругой связи, получаем полное перемещение конца трубопровода

$$u_0 = \frac{\tau_{пр}}{k_п} + \frac{P^2 - P_{01}^2}{2EF\pi D_н \tau_{пр}}. \qquad (6.53)$$

Приведем пример расчета продольного перемещения полубесконечной трубы, приняв исходные данные: $D_н = 122$ см, $F = 455$ см^2, $E = 2{,}1 \cdot 10^7$ Н/см^2, средняя глубина заложения $h_{ср} = 150$ см, $\gamma_{ест} = 0{,}017$ Н/см^3, $\varphi = 11°$, $c = 3{,}3$ Н/см^2, $k_п = 1{,}5$ Н/см^3. Граничное значение силы $P_{01} = 8{,}5 \cdot 10^6$ Н.

По формуле (1.30) с учетом зависимости (5.19) находим $\tau_{пр} = 0{,}017 \cdot 150 \cdot 0{,}2 + 3{,}3 = 3{,}8$ Н/см^2. По формуле (6.37) $\beta = 0{,}25 \cdot 10^{-3}$ см$^{-1}$. Продольное перемещение конца трубопровода находим по формуле (6.53), определив предварительно по зависимости (6.50) $P_{01\,пр} = 6 \cdot 10^6$ Н.

$$u_0 = \frac{3{,}3}{1{,}5} + \frac{8{,}5^2 \cdot 10^{12} - 6^2 \cdot 10^{12}}{2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 455 \cdot 3{,}14 \cdot 122 \cdot 3{,}8} = 3{,}81 \text{ см}.$$

Глава 7
ОСОБЕННОСТИ МЕХАНИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

В последние годы разведаны и вводятся в эксплуатацию месторождения в районах Крайнего Севера. Для доставки нефти и газа из районов добычи в районы потребления сооружаются магистральные трубопроводы диаметром 1200 и 1400 мм. На участках значительной протяженности они проходят по грунтам, обладающим специфическими свойствами. В мерзлом состоянии эти грунты имеют достаточную несущую способность; на них можно строить и эксплуатировать любые сооружения, однако под тепловым воздействием сооружения они оттаивают и их несущая способность резко снижается, при этом сооружения «тонут» или «всплывают». Этот факт известен уже давно, и разработаны методы строительства зданий различного назначения, позволяющие осуществлять их надежную эксплуатацию на оттаивающих грунтах. В строительстве же магистральных трубопроводов обеспечение эксплуатационной надежности осложняется тем, что трубопроводы имеют протяженность в сотни и тысячи километров. Это делает во многих случаях практически невозможным использование методов, пригодных для объектов, занимающих небольшие площади. Поэтому в трубопроводном строительстве разрабатывают методы, позволяющие обеспечить необходимый уровень надежности магистральных трубопроводов при минимуме затрат на их строительство и эксплуатацию.

Следует, однако, отметить, что для обеспечения эксплуатационной надежности трубопроводов независимо от конструктивных схем и методов их сооружения необходимо знать основные особенности строительных свойств мерзлых грунтов, характер их поведения в мерзлом состоянии и при оттаивании в зависимости от нагрузок, длительности их действия и т. п.

§ 1. ОСОБЕННОСТИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

При воздействии на любые водонасыщенные грунты отрицательной температуры происходит их промерзание. Вода, содержащаяся в порах, замерзает и цементирует частицы грунта, в результате чего его прочность резко возрастает. При оттаивании обычных грунтов прочность их уменьшается до значений,

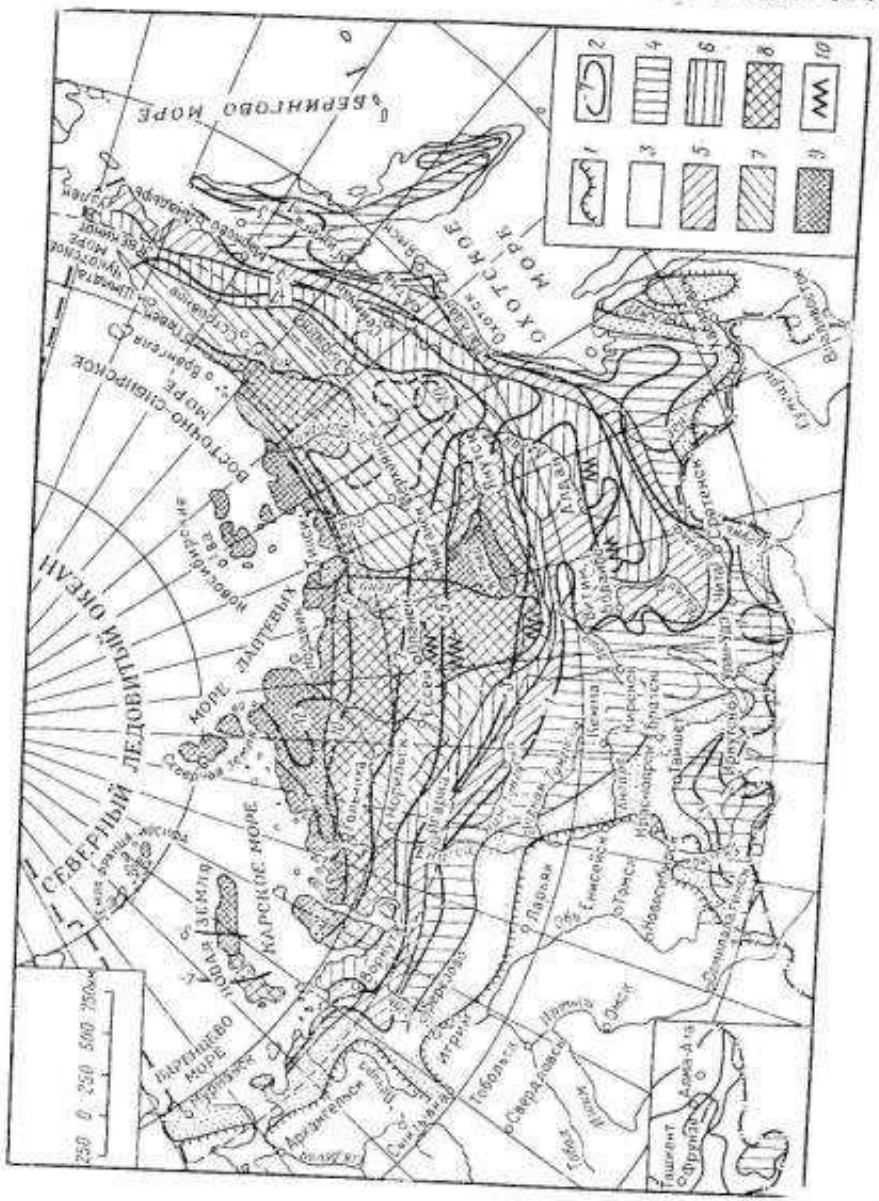


Рис. 7.1. Карта распределения мерзлых грунтов: *1* — южная граница распространения мерзлых грунтов; *2* — изолинии температуры грунтов на глубине 10 м; *3* — зона отдельных островов мерзлых грунтов с максимальной толщиной до 25 м; *4* — зона распространения мерзлых грунтов с максимальной толщиной до 100 м; *5* — то же, с преобладающей толщиной от 100 до 200 м; *6* — то же, толщиной от 200 до 300 м; *7* — то же, толщиной от 300 до 400 м; *8* — то же, толщиной от 400 до 500 м; *9* — то же, толщиной более 500 м; *10* — участки распространения грунтов толщиной более 600 м

которые были характерны для данного вида грунта до замор живания. Кроме того, глубина промерзания обычных грун колеблется в зависимости от температуры воздуха от несколь ких сантиметров до 2—2,5 м. Ниже промерзшего слоя гру находится в оттаявшем состоянии и способен воспринима внешнюю нагрузку. Однако на территории СССР и в ряде др гих стран имеются огромные площади, на которых грунты глубине до 1000 м находятся постоянно в мерзлом состоян Лишь в летний период эти грунты оттаивают на глубину 1 3 м. Карта распространения мерзлых грунтов приведена рис. 7.1, из которой видно, что примерно 11 млн. км² террит рии занято такими грунтами. В литературе их называют *ве номерзлыми, многолетнемерзлыми,* просто *мерзлыми.*

Вечномерзлые грунты — это грунты, находящиеся в мерзл состоянии века и тысячелетия; многолетнемерзлые — от н скольких лет до нескольких десятков лет; сезонномерзлые — 1 до 2 сезонов; кратковременномерзлые — несколько суток.

В дальнейшем грунты первых двух видов мы будем наз вать мерзлыми грунтами.

1. Составляющие мерзлых грунтов

В общем случае, мерзлые грунты могут состоять из тверды минеральных частиц, льда, незамерзшей воды и газа (пары в ды, газ). Находясь в сложном взаимодействии друг с друго они в зависимости от температуры, интенсивности внешней н грузки могут существенно изменять свойства мерзлого грун

По минералогическому составу и размерам частиц мерзл грунты классифицируются так же, как и талые. Однако, если талых грунтах связи твердых частиц обусловливаются сила трения и сцепления, то в мерзлых грунтах, состоящих из о дельных частиц, основным цементирующим материалом являе ся лед.

Лед — важнейшая составляющая мерзлого грунта. В зав симости от температуры грунта, а соответственно и льда, з полняющего его поры, грунты могут быть твердосцементир ванными льдом, малосжимаемыми. Их называют *твердомер лыми, малосжимаемыми* при воздействии внешних нагруз грунтами. В зависимости от минералогического состава твер мерзлыми грунты могут быть при следующих температура пески пылеватые — ниже —0,3 °С; супеси — ниже —0,6 °С; с линки — ниже —1 °С и глины — ниже —1,5 °С. При этих, также более низких температурах практически вся вода, с держащаяся в порах грунта, замерзает и грунт становит прочно сцементированным, малосжимаемым. При более вы ких (но ниже 0 °С) температурах мерзлые грунты обладa четко выраженными вязкими свойствами. Это объясняется те что в них вода содержится не только в виде льда, но и в не мерзшем состоянии, мерзлоту в этом случае называют «вязло

Таким образом, в зависимости от соотношения количеств льда и незамерзшей воды в порах грунта существенно изменяются его свойства: от твердомерзлых до пластичномерзлых. При действии уплотняющей нагрузки пластичномерзлые грунты сжимаются как в результате выдавливания из пор незамерзшей воды, так и вследствие деформаций «мягкого» льда, температура которого близка к 0 °С. Охарактеризуем основные виды льда в мерзлых грунтах. Согласно классификации П. А. Шумского лед в мерзлых грунтах может быть трех видов: конституционный, жильный и повторно-жильный, погребенный.

Конституционным называют лед, образующийся при промерзании увлажненных мерзлых грунтов, *жильным* и *повторно-жильным* — лед, который образуется при растрескивании верхних слоев грунта в зимний период и заполнении трещин водой в летнее время. *Погребенными* называют льды, образующиеся в результате засыпания поверхностных наледей и снежных полей наносами водных потоков в период их разливов и т. п.

Как установлено исследованиями, наибольшее значение в формировании общей структуры мерзлых грунтов имеют первые два вида льда.

Конституционный лед образует поровый, цементирующий минеральные частицы лед, прослойки, а также включения чистого льда. Прослойки конституционного льда различной толщины образуются в результате глубинных перемещений границы промерзания грунта при оттепелях при наличии подтока грунтовых вод. Медленное перемещение границы промерзания способствует подтоку к этой границе свободной воды, ее замерзанию и раздвиганию минеральных частиц. При этом образуется мерзлый грунт с прослойками льда (рис. 7.2, *а*).

Если промерзание грунта происходит при быстром понижении температуры воздуха, т. е. при большом температурном

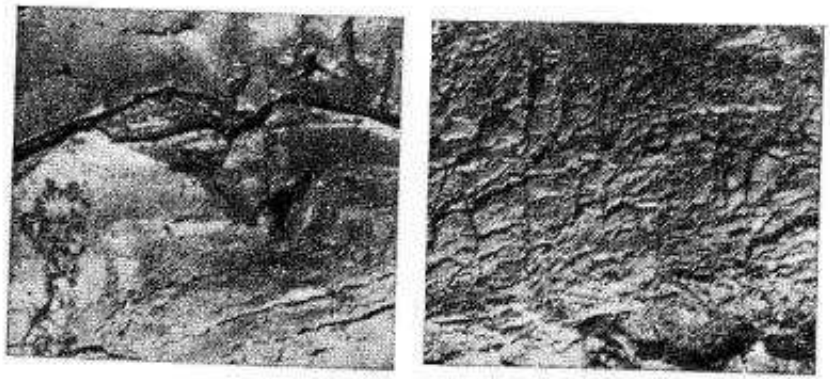


Рис. 7.2. Различные текстуры мерзлых грунтов

градиенте, граница промерзания перемещается очень быстро, прослойки льда не успевают образоваться и вода замерзает в порах грунта, цементируя минеральные частицы. При этом образуется грунт слитной текстуры. В случаях промораживания грунта с нескольких сторон может образоваться так называемая ячеистая текстура мерзлого грунта (рис. 7.2, *б*). Для ячеистой текстуры характерно наличие различным образом ориентированных включений чистого льда. Слоистая и ячеистая текстуры мерзлого грунта уменьшают его прочность по сравнению со слитной даже в мерзлом состоянии. Это объясняется тем, что лед связывает не только минеральные частицы, но и отдельные блоки мерзлого грунта. Под внешней нагрузкой включения льда деформируются, а при оттаивании слоистые и ячеистые текстуры дают неравномерные осадки и провалы поверхности грунта с расположенными на них сооружениями.

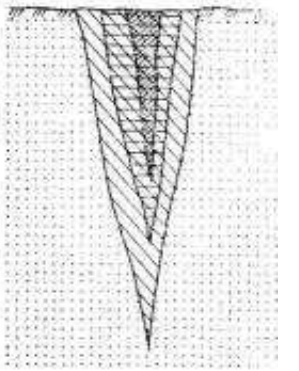


Рис. 7.3. Образование морозобойной трещины

Жильные и повторно-жильные льды образуются следующим образом. При воздействии на грунт низких температур возникают так называемые *морозобойные трещины*. Первичные трещины могут достигать ширины нескольких сантиметров. При положительной температуре образовавшиеся трещины заполняются талой водой; последующее замораживание этой воды приводит к дальнейшему увеличению ширины трещины. Таким образом, возникают жилы льда, имеющие глубину до нескольких десятков метров и ширину до 10 м. Лед, заполняющий жилы в отличие от конституционного льда имеет до 3—5% минеральных примесей и до 6% газообразных включений (главным образом, пузырьков воздуха).

В некоторых районах Крайнего Севера жильные и повторно-жильные льды занимают до 50% всего объема верхнего слоя мерзлых грунтов в пределах 20-метровой глубины. Повторно-жильные льды обусловливают характерные для мест их существования термокарстовые образования. Так называют провалы грунта, возникающие вследствие протаивания повторно-жильного льда и обвалов стенок трещин при оттаивании мерзлого грунта (рис. 7.3). Обычно термокарсты зарождаются на пересечениях жил льда, свободных от мохового покрова. Затем образовавшиеся термокарстовые озерки способствуют оттаиванию больших объемов льда с образованием характерных для районов распространения повторно-жильного льда термокарстовых озер. Термокарстовые озера имеют небольшую глубину и перемещаются в плане по мере вытаивания жильного льда. После перемещения термокарста и заполнения его оттаявшим грунтом

вновь начинается процесс образования морозобойных трещин, заполнение их водой и образование жильного, а затем повторно-жильного льда.

Газообразной составляющей в мерзлых грунтах могут быть пары воды при неполном заполнении пор мерзлого грунта льдом и водой. Перемещаясь от областей грунта с большей упругостью паров к областям с меньшей упругостью, пары воды способствуют изменению влажности мерзлого грунта, а соответственно и изменению его физико-механических свойств.

2. Физические свойства мерзлых грунтов

Рассмотренные в гл. 1 физико-механические характеристики грунтов в полной мере могут использоваться и для мерзлых грунтов. Однако имеется ряд характеристик, свойственных только мерзлым грунтам. Их, а также особенности определения характеристик, приведенных в гл. 1 для мерзлых грунтов, мы и рассмотрим в данном пункте.

Суммарная влажность. Так называют полную (суммарную) влажность мерзлого грунта с учетом льда и незамерзшей воды

$$w_c = w_в + w_г, \tag{7.1}$$

где $w_в$ — влажность, определяемая крупными включениями и прослойками льда;

$$w_г = w_ц + w_н. \tag{7.2}$$

Здесь $w_ц$ — влажность, определяемая льдом, заполняющим поры грунта и цементирующим минеральные частицы; $w_н$ — влажность за счет незамерзшей воды.

Таким образом, $w_г$ характеризует влажность мерзлого грунта, расположенного между прослойками чистого льда.

Величину $w_н$ определяют по формуле

$$w_н = k_н w_р, \tag{7.3}$$

где $w_р$ — влажность грунта, определяемая на границе раскатывания; $k_н$ — коэффициент, зависящий от числа пластичности и температуры мерзлого грунта (табл. 20).

Таблица 20. Значения $k_н$

Вид грунта	Число пластичности	$k_н$ при температуре, °С					
		−0,3	−0,5	−1	−2	−4	−10
Пески	$w_{пл}<1$	0	0	0	0	0	0
Супеси	$1<w_{пл}<2$	0	0	0	0	0	0
Супеси	$2<w_{пл}<7$	0,6	0,5	0,4	0,35	0,3	0,25
Суглинки	$7<w_{пл}<3$	0,7	0,65	0,6	0,5	0,45	0,4
Суглинки	$13<w_{пл}<17$	—	0,75	0,65	0,55	0,5	0,45
Глины	$w_{пл}>17$	—	0,95	0,90	0,65	0,6	0,55

Льдистость грунта. Так называют отношение объема льда в мерзлом грунте к объему мерзлого грунта (в долях от единицы)

$$I_c = I_{пор} + I_в, \tag{7.4}$$

где $I_{пор}$ — льдистость, определяемая поровым льдом; $I_в$ — льдистость, определяемая крупными включениями чистого льда

$$I_в = \frac{\rho_{уд} w_в}{\rho_л + \rho_{уд}(w_c - 0{,}1 w_в)}, \tag{7.5}$$

где $\rho_{уд}$ — удельная плотность минеральных частиц; $\rho_л$ — плотность льда, принимаемая равной 0,0009 кг/см³.

Кроме льдистости, в механике мерзлых грунтов используют также понятия относительной и объемной льдистости.

Относительная льдистость массовая

$$i_{отн} = \frac{w_c - w_н}{w_c}, \tag{7.6}$$

объемная льдистость

$$i_{об} = \frac{\rho_{ест}(w_c - w_н)}{\rho_л (1 + w_c)}. \tag{7.7}$$

Как видно из формул (7.6) и (7.7), относительная льдистость характеризует заполненность грунта льдом (по отношению к массе высушенного грунта), а объемная льдистость характеризует отношение объема льда, содержащегося в мерзлом грунте, к объему мерзлого грунта. Степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой определяется по формуле

$$G = \frac{(1{,}1 w_ц + w_н)\rho_{уд}}{\rho \varepsilon_н}, \tag{7.8}$$

где ρ — плотность воды; $\varepsilon_н$ — коэффициент пористости минеральных слоев мерзлого грунта. При малых значениях G грунт может находиться в сыпуче-мерзлом состоянии; при $G \geqslant 0{,}9$ грунт находится в так называемом распученном состоянии, что указывает на его большую уплотняемость при оттаивании. При других значениях грунт находится в пластично-мерзлом состоянии.

§ 2. ПРОЧНОСТЬ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ ПРИ СЖАТИИ И СОПРОТИВЛЕНИИ ИХ СДВИГУ

Как уже отмечалось, мерзлые грунты обладают прочностными свойствами, позволяющими передавать на них значительные сжимающие и сдвигающие нагрузки. Сооружения и здания насосных и компрессорных станций магистральных трубопроводов передают на грунт в основном сжимающие нагрузки. Обычно

эти нагрузки незначительны по сравнению с несущей способностью мерзлых грунтов. Например, нагрузка на грунт от веса заполненной подземной трубы диаметром 140 см составляет 0,5—1 Н/см². Гораздо больших значений достигают касательные напряжения по контакту трубы с мерзлым грунтом, появляющиеся вследствие возникновения в трубопроводе продольных усилий. Причем чем меньше продольное перемещение трубопровода, тем меньше компенсируется перемещением труб продольное усилие и тем большего значения достигают касательные напряжения. Поэтому именно характеристики сопротивления мерзлых грунтов сдвигу для линейной части являются наиболее важными.

Рассмотрим кратко характеристики прочности мерзлых грунтов при сжимающих и сдвигающих нагрузках.

1. Прочность мерзлых грунтов при сжимающих нагрузках

Сопротивление мерзлого грунта сжимающим нагрузкам, а следовательно, и его прочность, т. е. способность грунта сопротивляться разрушающим нагрузкам, не является постоянной величиной. Как указывает Н. А. Цытович, при оценке сопротивления мерзлых грунтов сжимающим нагрузкам следует различать мгновенную прочность и предельно-длительную прочность.

Мгновенная прочность $\sigma_{вр}$ характеризуется величиной временного сопротивления грунта разрушению при быстром возрастании нагрузки (150—200 Н/см² в 1 мин). Условность $\sigma_{вр}$ очевидна, так как скорость возрастания нагрузки может быть и значительно большей и меньшей. Значения $\sigma_{вр}$ для различных грунтов приведены в табл. 21.

Как видно из таблицы, $\sigma_{вр}$ зависит от температуры мерзлого грунта. Как правило, понижение температуры грунта приводит к возрастанию его прочности. Сравнивая значения $\sigma_{вр}$, приведенные в табл. 21, с нагрузками от веса труб, нетрудно увидеть, что временная прочность мерзлого грунта для любых сооружений магистрального трубопровода более чем достаточна при любой схеме прокладки, исключающей оттаивание грунта. Будь это надземный (на опорах), наземный (в насыпи), или подземный трубопроводы — давление на грунт всегда будет меньше значений $\sigma_{вр}$, указанных в табл. 21.

Предельно-длительным сопротивлением мерзлого грунта сжатию называют сопротивление грунта, при котором нагрузка выдерживается до затухания деформаций. Длительная прочность $\sigma_{дл}$ в несколько раз меньше $\sigma_{вр}$. Исследования Института мерзлотоведения Сибирского отделения АН СССР показали, что $\sigma_{дл}$ можно определять по формуле

$$\sigma_{дл} = a + b(\theta)^{0,5}, \qquad (7.9)$$

где a и b — параметры, принимаемые по табл. 22; θ — абсолютное значение отрицательной температуры грунта.

Таблица 21. Характеристики мерзлых грунтов

Грунт	Суммарная влажность, %	Температура, °С	Сопротивление $\sigma_{вр}$, Н/см²
Искусственно замороженные грунты			
Песок кварцевый (содержание фракции 1—0,05 мм — 100%)	14,7	—1,8	620
	14,3	—3	780
	14	—6	990
	14,1	—9	1180
	14,9	—12	1340
	14,3	—20	1520
Пылеватая супесь (содержание фракции 0,05—0,005 мм — 61,2%; 0,005 мм — 3,2%)	21,6	—0,5	90
	23,2	—1,8	360
	22,1	—5,1	780
	21,3	—10,3	1280
Глина (содержание фракции 0,005 мм — 50%)	34,6	—0,5	90
	36,3	—1,6	130
	35	—3,4	230
	35,3	—8,2	450
Песок кварцевый (содержание фракции 1—0,05 мм — 100%)	16,7	—20	1500
Глина покровная (содержание фракции 0,005 мм — 44,3%)	32	—20	910
Мерзлые грунты ненарушенной структуры			
Пылеватый песок (содержание фракций 0,05 мм — 76,4%; 0,005 мм — 2,8%)	19,8	—1,3	1050
	19,1	—3,9	1400
	19,8	—12	1740
	29,3	—11	970
Супесь (содержание фракции 0,005 мм — 10%)	24,8	—3,3	580
	26,5	—6	800
Суглинок тяжелый (содержание фракции 0,005 мм — 14,8%)	24,9	—1,5	290
	25	—4,8	380
	25,1	—11,8	650
Щебенистый суглинок (содержание фракций 2 мм — 43—63%; 2—0,05 мм — 19—29%; 0,05 мм — 14—28%)	12—17	—9,8	490—590

Таблица 22. Параметры a и b к формуле (7.9)

Виды мерзлого грунта	a, Н/см²	b, Н/(см²·°С)
Щебень с глинистым заполнением	5—15	45—60
Галечник с песчаным заполнением	0,0—1	50—70
Песок (w_c = 17—23%)	0,0—1	35—60
Супесь (w_c = 20—25%)	0,0—2	25—45
Суглинок (w_c = 30—35%)	2—10	20—30
Глина (w_c = 25—35%)	5—15	20—90

При расчете трубопроводов если и учитывать длительную прочность мерзлых грунтов, которая и определяет в конечном итоге действительную работоспособность трубопроводной конструкции, то только для надземной схемы (для трубопровода, уложенного на свайных опорах); так как несущая способность

грунта при определенных условиях может оказаться недостаточной. Что касается подземной и наземной схем, то во всех случаях длительная прочность грунта при сохранении мерзлого состояния оказывается более чем достаточной для обеспечения устойчивой работы трубопроводов.

2. Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу

Рассматривая сопротивление сдвигу талых грунтов, мы использовали зависимость Кулона (1.30). Сопротивление сдвигу мерзлых грунтов зависит не только от нормального давления, сцепления, угла внутреннего трения, но и температуры грунта, его влажности и времени действия нагрузки. При сжимающем давлении, не превышающем 150 Н/см², предельное сопротивление мерзлого грунта сдвигу можно определить по формуле

$$\tau_{пр} = c_{\theta,t} + \sigma \operatorname{tg} \varphi_{\theta,t}, \qquad (7.10)$$

где $c_{\theta,t}$ — сцепление грунта, зависящее от θ и t; σ — нормальное напряжение; $\varphi_{\theta,t}$ — угол внутреннего трения, изменяющийся в зависимости от температуры грунта θ и времени действия нагрузки t.

При определении $\tau_{пр}$ для грунтов, температура которых близка к 0 °С, следует иметь в виду, что для них значение $\varphi_{\theta,t}$ практически равно значениям φ для талых грунтов, а сцепление значительно больше, поскольку оно в основном определяется цементирующими силами льда. Поэтому для трубопроводов, которые, как уже отмечалось, оказывают на грунт очень малое нормальное давление, предельное сопротивление грунта сдвигу можно определять без учета $\varphi_{\theta,t}$, т. е.

$$\tau_{пр} = c_{\theta,t}. \qquad (7.11)$$

Рассмотрим подробнее зависимость c от θ и t.

Длительное действие сдвигающей нагрузки при постоянном ее значении приводит к снижению сцепления, что обусловливается особенностью свойств льда, определяющего силы сцепления.

Таблица 23. Значения сцепления в зависимости от времени действия нагрузки

Температура грунта θ, °С	Сцепление (в %) в зависимости от t						
	t=1 мин	t=3 мин	t=30 мин	t=1 ч	t=2 ч	t=8 ч	длительное
—0,4	52	37	26	21	30	19	18
—1,2	62	43	38	36	31	30	25
—4,2	72	63	56	52	47	45	37

В табл. 23 приведены данные, показывающие уменьшение сцепления в зависимости от времени t действия нагрузки (опыты С. С. Вялова с тяжелой пылеватой супесью).

Изменение сцепления в табл. 23 сравнивается с величиной мгновенного сцепления $c_{мги}$. Так называют сцепление, определяемое при практически мгновенном разрушении грунта сдвигающим усилием, например при t=1 мин. Как видно из таблицы, длительное (предельное) сцепление в несколько раз меньше мгновенного. Если иметь в виду, что продольные усилия в трубопроводе возникают вследствие изменения внутреннего давления, температуры перекачиваемого продукта, давления оползающего грунта, т. е. длительно изменяющихся параметров, то при расчетах, связанных с определением продольных перемещений трубопровода, защемления труб в грунте, следует использовать предельное сцепление $c_{дл}$. Для некоторых видов мерзлых грунтов значения мгновенных и предельных сцеплений (в Н/см²) приведены в табл. 24 (по опытам С. С. Вялова).

Таблица 24. Значения мгновенных и длительных (предельных) сцеплений (в Н/см²) в зависимости от температуры мерзлого грунта

Вид грунта	Влажность w_c, %	Сцепление грунта (в Н/см²) в зависимости от θ, °С					
		—(0,3—0,4) °С		—(1—2) °С		—(4—4,2) °С	
		$c_{мги}$	$c_{дл}$	$c_{мги}$	$c_{дл}$	$c_{мги}$	$c_{дл}$
Глина, плотная (минеральные прослойки)	30—40	57	18	—	26	160	42
Суглинок, тяжелый, пылеватый	36	43	6	70	10	120	—
Суглинок, легкий, пылеватый	30	41	9	74	—	110	20
Супесь, тяжелая, пылеватая	28—34	45	10	73	16	80—150	28—32
То же, сильно влажная	43	60	7,5	—	—	110	20
То же, оторфованная	30	—	—	—	—	90	20
Песок, пылеватый	23	110	21	140	27	200	37—45

По этой же таблице можно довольно четко установить зависимость сцепления и от температуры θ мерзлого грунта. Чем ниже температура, тем больше сцепление как мгновенное, так и длительное.

3. Критические и расчетные сопротивления мерзлых грунтов

Рассматривая мерзлый грунт как идеально связный, условие предельного напряженного состояния (7.11) при $c = c_{дл}$

$$\tau_{пр} = c_{дл}, \qquad (7.12)$$

Имея в виду, что $\max \tau = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$, и учитывая формулы Митчела для определения главных напряжений, находим

$$q_{кр} = \frac{\pi c_{дл}}{\sin 2\varepsilon_в}.$$

Минимальное значение критического давления будет при $\sin 2\varepsilon_в = 1$; при этом начальное критическое давление

$$q_{кр.нач} = \pi c_{дл}. \quad (7.13)$$

Если учитывать боковую пригрузку, т. е. заглубление подошвы фундамента, то

$$q_{кр.нач} = \pi c_{дл} + \gamma_{ест} h, \quad (7.14)$$

где h — глубина заложения подошвы фундамента.

Нагрузки, определяемые по (7.13) и (7.14), можно рассматривать как совершенно безопасные.

Используя понятия о безопасных предельных нагрузках, определяют расчетные нагрузки

$$q_{рас} = R^н \leqslant q_{кр.нач}, \quad (7.15)$$

где $R^н$ — нормативное сопротивление мерзлого грунта нормальному давлению (табл. 25).

Таблица 25. Нормативные значения сопротивления мерзлого грунта

Вид грунта	$R^н$ (в Н/см²) при температуре грунта, °С					
	−0,5	−1	−1,5	−2	−2,5	−3
Песчаные мелкие	70	90	110	130	140	160
Супеси, включая пылеватые	50	70	90	100	110	130
Суглинки и глины	40	60	70	80	90	100
Все виды грунтов с ледяными прослойками и включениями льда при $0{,}2 < Л_в < 0{,}4$	30	40	50	60	70	80

§ 3. ОСНОВНЫЕ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Приведенные данные характеризуют прочность мерзлых грунтов при действии нормальных и касательных напряжений. Из практики строительства, и трубопроводного в частности, известно, что при сохранении мерзлоты грунт является прочным основанием для любых схем прокладки трубопроводов. Однако, транспортируя по трубопроводам нефть и газ, мы оказываем на грунт не только механическое, но и тепловое воздействие. При этом грунт вокруг трубопровода в каких-то местах оттаивает, и начинается сложнейший процесс взаимодействия трубопровода с мерзлым и оттаивающим грунтом. Прежде чем перейти к рассмотрению этого процесса, охарактеризуем основные теплофизические характеристики мерзлого грунта.

Удельная и объемная теплоемкости. Удельная теплоемкость мерзлого грунта определяется по формуле

$$C_{уд.м} = (1 - \omega_с) C_{уд.т} + \omega_н C_{уд.в} + \omega_л C_{уд.л}, \quad (7.16)$$

где $C_{уд.т}$ — удельная теплоемкость талого грунта; $C_{уд.в}$ — удельная теплоемкость незамерзшей воды; $C_{уд.л}$ — удельная теплоемкость льда; $\omega_с$ — суммарная влажность грунта; $\omega_н$ — влажность за счет незамерзшей воды; $\omega_л$ — влажность за счет льда.

Объемная теплоемкость мерзлого грунта определяется по формуле

$$C_{об.м} = C_{уд.м} \rho_{ест.м}, \quad (7.17)$$

где $\rho_{ест.м}$ — плотность мерзлого грунта.

В интервале температур — 0,5—20 °С средняя удельная теплоемкость для кварцевых песков — 0,17, покровных суглинков — 0,19, тяжелых пылеватых суглинков и глин —0,20; удельная теплоемкость незамерзшей воды примерно равна единице, теплоемкость льда в интервале температур 0—30 °С может быть принята равной 0,5.

Теплопроводность. Теплопроводностью λ называют количество тепла, проходящего в 1 с (ч) через 1 см² (м²) слоя грунта толщиной в 1 см (или в м) при градиенте температуры на поверхности грунта, равном 1 °С/м. Для грунтов теплопроводность изменяется в зависимости от их влажности, плотности, пористости.

Температуропроводность. Температуропроводность $a_т$ показывает способность грунта изменять температуру в данной точке под воздействием изменения температурного градиента в той же точке. Единица измерения $a_т$ — квадратный метр на секунду. Определяют температуропроводность по формуле $a_т = \lambda / C_{об}$.

§ 4. ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ И ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ ПОД ВЛИЯНИЕМ ТЕПЛОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И ТРУБОПРОВОДОВ

Магистральный трубопровод включает линейную часть — собственно трубопровод — и площадочные сооружения — насосные или компрессорные станции, резервуары для хранения нефти или нефтепродуктов и т. п.. Эти сооружения оказывают на окружающую среду два основных воздействия — силовое и тепловое. Если для обычных талых грунтов основными видами воздействий являются силовые, то для вечномерзлых грунтов — тепловое воздействие.

Любое сооружение, построенное на грунте или в грунте, должно выполнять свое функциональное назначение в период всего срока его эксплуатации. В предыдущих главах были рассмотрены методы обеспечения работоспособности различных сооружений в обычных грунтах в основном при силовом взаимодействии конструкций с грунтом. Для мерзлых же грунтов этого недостаточно, так как состояние и свойства грунтов существенно изменяются под воздействием тепла окружающей среды.

1. Пучение грунтов

Пучением называют способность водонасыщенных грунтов увеличивать объем при замерзании. В наибольшей мере подвержены пучению влажные грунты, суглинки. Наибольшее пучение происходит, если эти грунты промерзают в открытой системе (связь с атмосферой). Пески и супеси в открытой системе не обладают свойством пучения; при промерзании в закрытой системе они становятся пучинистыми, если их влажность близка к полному водонасыщению.

Пучение существенно зависит от влажности грунта. Маловлажные грунты практически не вспучиваются. Ориентировочно величину пучения можно определить по формуле В. Орлова

$$h_п = \frac{\gamma_{ск} h_{с.п}}{\gamma_в}\left(0{,}1A_1 + \eta BC\sqrt{\frac{A_1}{A_2+\eta C}}\right), \qquad (7.18)$$

где $\gamma_{ск}$, $\gamma_в$ — объемный вес соответственно скелета грунта и воды; $h_{с.п}$ — глубина сезонного промерзания грунта; η — коэффициент, принимаемый по табл. 26 в зависимости от температуры $t_п$

$$A_1 = w - K_1 w_{пл}; \qquad A_2 = w - K_2 w_{пл}; \qquad (7.19)$$

$$B = 1{,}1\sqrt{t_з/t_з}; \qquad (7.20)$$

$$C = (w - w_{пл})^2/w_{пл}. \qquad (7.21)$$

Здесь w — природная (осенняя) влажность грунта (в долях единицы); $w_{пл}$ — влажность нижнего предела пластичности (в долях единицы); K_1 и K_2 — коэффициенты, принимаемые по табл. 19, зависящие от среднезимней температуры $t_з$ на поверхности грунта и температуры $t_п$, при которой прекращается движение воды в порах грунта.

Таблица 26. Значения коэффициентов K_1, K_2 и η (по В. Орлову)

Вид грунта	Число пластичности I_p	$t_п$, °С	η	K_1, K_2 при различной температуре, °С				
				−0,5	−1	−2	−4	−10
Супесь, пылеватая	$2<I_p<7$	−1,5—2	3,5—5	0,5	0,4	0,35	0,3	0,25
Суглинок, легкий и пылеватый	$7<I_p<13$	−2—2,5	4—5	0,65	0,6	0,5	0,45	0,4
Суглинок, тяжелый	$13<I_p<17$	−2,5—3	4—5,3	0,75	0,65	0,55	0,5	0,45
Глина	$I_p>17$	−4	2,5	1	0,9	0,65	0,6	0,55

Как видно из формулы (7.18), пучение зависит от многих факторов, определяющих действительное состояние грунта. Поэтому при изысканиях площадок под сосредоточенные объекты и под линейную часть трубопровода на мерзлых и периодически оттаивающих грунтах необходимо определять их соответствующие характеристики.

Пример. Определим пучение пылеватого суглинка с природной влажностью $w=0{,}4$. Глубина сезонного промерзания $h_{с.п}=200$ см; температура $t_п=-2{,}5$ °С, средняя температура за зимний период на поверхности грунта $t_з=-10$ °С. По результатам лабораторных испытаний получены следующие физико-механические характеристики грунта: $\gamma_{ск}=12$ Н/см³, $w_{пл}=0{,}2$, $I_p=12$.

По формуле (7.20) $B=0{,}55$; по формуле (7.21) $C=0{,}02$. По табл. 26 при $I_p=12$, $t_п=-2{,}5$ °С и $t_з=-10$ °С находим $K_1=0{,}4$, $K_2=0{,}5$, $\eta=4{,}5$. По формуле (7.19) $A_1=0{,}4-0{,}4\cdot0{,}2=0{,}32$; $A_2=0{,}4-0{,}5\cdot0{,}2=0{,}3$.

Далее, по формуле (7.18) находим величину пучения грунта

$$\overline{h_п} = \frac{12\cdot200}{10}\left(0{,}1\cdot0{,}32 + 4{,}5\cdot0{,}55\cdot0{,}02\sqrt{\frac{0{,}32}{0{,}30+4{,}5\cdot0{,}02}}\right) = 17{,}5 \text{ см}.$$

Если природная влажность грунта будет, например, $w=0{,}3$, то $h_п \approx 6$ см. Это наглядно показывает, как велика роль влажности грунта в процессе его морозного пучения.

Для уменьшения пучения одним из наиболее эффективных методов является уменьшение влажности грунта. Это может быть достигнуто, например, понижением уровня грунтовых вод. В естественных условиях периодическое морозное пучение грунта при определенных условиях может привести к образованию так называемых бугров пучения. Особенно часто такие бугры встречаются в зоне распространения вечномерзлых грунтов, сложенных заторфованными грунтами. Образованию бугров пучения, как правило, способствует наличие чередования участков, сложенных на поверхности минеральным и заторфованным грунтом. Вследствие большей влажности заторфованные грунты подвержены большему морозному пучению. Постепенно образуются выпуклости на заторфованных участках. Это приводит к более интенсивному охлаждению вершин выпуклостей зимой и соответственно большему выпучиванию грунта. К таким буграм мигрирует вода с соседних пониженных участков. Развиваясь на протяжении многих лет (75—100 лет), бугры пучения достигают высоты 4—5 м.

Если на бугре пучения разместить какое-либо сооружение или внутри его расположить трубопровод, то при увеличении бугра сооружения будут разрушены, так как сила выпора достигает большого значения. Поэтому прокладка трубопровода

через бугры пучения крайне нежелательна, а в случае необходимости такой прокладки конструкция трубопровода должна обеспечивать неразрушимость при росте или оседании бугров пучения.

2. Наледи

Под *наледями* понимают горизонтальные слои льда, образовавшиеся в результате замерзания воды, излившейся под напором грунтовых вод либо разлива рек или озер. Наледи могут быть поверхностными и подземными, или погребенными. По месту их образования наледи подразделяют на пойменные, склоновые, террасовые, водораздельные. По времени существования наледи называют сезонными, существующими часть лета; летующими, существующими до конца лета, и многолетними, лишь частично оттаивающими летом.

Толщина наледи достигает 3—5 м, составляя в среднем 0,5—1,5 м.

Конечно, участки грунтов с наледями не могут быть надежными основаниями ни сосредоточенных, ни линейно-протяженных объектов, т. е. трубопроводов. Особенно опасны наледи, подземные, расположенные на склонах, террасах, водоразделах. Если в процессе изысканий не будет установлено наличие наледей, то при прокладке трубопровода, который при эксплуатации может иметь положительную температуру, неизбежно протаивание наледей, образование провалов грунта, сползание грунта на склонах вместе с трубопроводом. В последнем случае, когда сползание происходит поперек продольной оси трубопровода, неизбежен выход трубопровода из строя. Следует также иметь в виду, что сам трубопровод часто способствует образованию наледей, поскольку он является преградой для движения грунтовых вод. Следует это иметь в виду при прокладке трубопровода по склонам, сложенным мерзлыми грунтами. В этом случае необходимо составлять наледевый прогноз и устраивать вдоль трубопровода выше по склону противоналедевый пояс. Такой пояс представляет собой укрепленную траншею, в которую устремляется вода из оттаявшего грунта. Это значительно снижает гидродинамическое давление грунтовой воды на трубопровод и, следовательно, способствует повышению его устойчивости.

3. Термокарсты

Образование *термокарстов* связано с температурным воздействием на мерзлые грунты. Это воздействие может быть естественным и искусственным. Основным условием образования термокарстов (кроме температурного воздействия) является наличие подземного льда (наледей), при этом глубина ореола протаивания грунта или глубина сезонного оттаивания должна быть равна глубине залегания подземного льда или превышать ее.

Поэтому при изысканиях, выполняемых до начала проектирования трубопровода, а также в процессе проектирования необходимо особенно тщательно исследовать участки с наличием подземных льдов. Особое внимание должно обращаться на соотношение глубин залегания льда и толщин слоя сезонного оттаивания грунта. Не менее важное значение имеет и умение правильно определять глубину ореола протаивания грунта под сооружением.

4. Солифлюкционные процессы

Под *солифлюкцией* понимают вязкопластичное движение сильно увлажненных мелкозернистых грунтов на склонах, развивающихся при их периодическом промерзании и оттаивании.

Наиболее часто солифлюкция наблюдается при склоне 8—15° и толщине периодически оттаивающего и промерзающего слоя 1—2 м. Скорость движения грунта достигает 50 см/год, а при разжижении оползающего грунта она резко возрастает и достигает сотен метров в час. На рис. 7.4 показан склон, на котором развивается солифлюкция. Механизм перемещения грунта показан относительно точки m.

Поверхность оттаявшего склона занимает положение $O—O$, на котором показана точка m. При замерзании оттаявшего грунта вследствие его пучения точка m переходит в положение m_1 на поверхности $O_1—O_1$ (вспученная поверхность склона). После нового оттаивания точка m_1 занимает положение m_2 на поверхности $O—O$. Этот процесс повторяется до тех пор, пока угол α не будет минимального значения α, при котором солифлюкция прекращается.

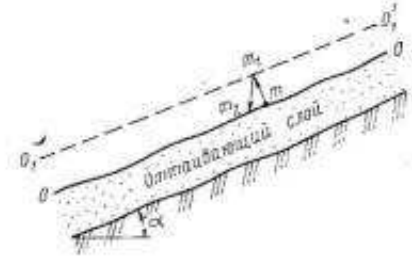


Рис. 7.4. Схема развития солифлюкции

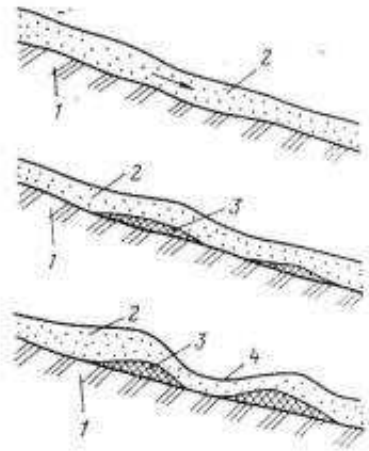


Рис. 7.5. Схема образования террас: *1* — вечномерзлый грунт; *2* — оттаивающий грунт; *3* — вновь сформировавшаяся мерзлота; *4* — полка (терраса)

При движении грунтов на склоне образуются утолщения ползущего грунта. На утолщенных участках грунт остается в замерзшем состоянии, (рис. 7.5), что способствует образованию полок.

Укладывать трубопровод на склонах, подверженных солифлюкции, можно, если принять меры по предотвращению перемещения труб вместе с оттаивающим грунтом. При подземной схеме укладки трубы можно заложить ниже глубины оттаивания грунта, т. е. в мерзлом грунте при условии, что трубопровод будет иметь температуру ниже 0 °С. При надземной схеме укладки опоры должны быть из свай, забитых в коренной грунт или в мерзлоту. Оползающий грунт будет обтекать сваи, которые рассчитываются на соответствующее давление грунта.

§ 5. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ МАГИСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДА С МЕРЗЛЫМ ГРУНТОМ

При строительстве магистральных трубопроводов применяют три конструктивные схемы: подземную, наземную и надземную. Рассмотрим взаимодействие труб с грунтом при различных схемах прокладки.

При подземной схеме трубопровод укладывают в траншею и засыпают грунтом. Обычно строительство трубопровода на мерзлых грунтах осуществляется в период, когда грунт находится в мерзлом состоянии, так как при сезонном оттаивании проезд строительной техники вдоль трассы становится практически невозможным.

Таким образом, начальное состояние подземного трубопровода определяется положением уложенной в траншею и засыпанной грунтом трубы. Поскольку трубы засыпаются мерзлым разрыхленным грунтом, то цементационных связей между трубой и мерзлым грунтом практически нет. Трубопровод может перемещаться в грунте, если в нем появляются незначительные продольные усилия. В таком состоянии существуют наилучшие условия для эксплуатации подземного трубопровода.

Ввод трубопровода в эксплуатацию может осуществляться с пропуском по нему продукта, имеющего температуру ниже и выше 0 °С. В первом случае условия эксплуатации не ухудшаются, поскольку оттаивания мерзлого грунта не происходит; во втором — между трубопроводом и грунтом устанавливается тепловой поток, который постепенно размораживает грунт вокруг трубы в какой-то области (рис. 7.6). Если бы грунт вокруг трубы был однородным на всем протяжении, то такое оттаивание, может быть, было бы и не особенно опасным, так как трубопровод равномерно оседал (или всплывал) по всей длине в оттаивающем слое.

Однако вследствие изменения физических свойств грунта вдоль трубопровода за один и тот же промежуток времени в различных сечениях труб оттаивание будет различным. Следовательно, и поперечные перемещения сечений также будут разными. Особенно характерно такое положение для грунтов, имеющих слоистую и ячеистую текстуры, а также грунтов с жильными и повторно-жильными льдами. В таких грунтах возникают провалы грунта, в результате чего в местах провалов трубопровод провисает, изгибается и при определенных условиях может разрушиться. Схема подземного трубопровода в оттаивающем грунте показана на рис. 7.6. В момент укладки труба находилась в положении *1*. Через какое-то время граница оттаивания установилась в положении *3*; труба, опускаясь в оттаивающем грунте, заняла положение *2*. При этом в сечениях *А—А* и *Б—Б* (и аналогичных вдоль трассы) возникает опасное для прочности трубопровода напряженное состояние.

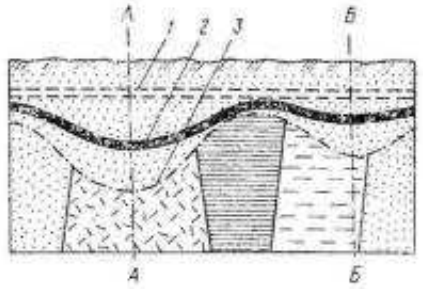


Рис. 7.6. Изменение положения трубопровода при оттаивании грунта

Допустим, далее, что возникли условия, при которых оттаявший грунт вновь начнет замерзать (значительное понижение температуры воздуха или температуры перекачиваемого продукта — ниже 0 °С). В зависимости от скорости перемещения границы промерзания, от температурного градиента мерзлый грунт будет формировать текстуру. При этом возможно возникновение морозобойных трещин, перпендикулярных к продольной оси трубопровода. Если перед образованием трещин грунт сцементировался льдом с трубопроводом, то в месте, где образуются трещины, возникают очень большие касательные напряжения τ по контактной поверхности труба — грунт. Они могут привести к появлению в материале труб значительных продольных усилий. Таким образом, если грунт вокруг трубопровода будет оттаивать и снова замерзать, положение трубопровода по сравнению с начальным может значительно измениться, а статические условия его работы окажутся очень далекими от расчетных. Последнее, конечно, будет в том случае, если описанные явления не были учтены при проектировании. Отметим, далее, следующее.

Каждый подземный трубопровод покрыт специальной противокоррозионной изоляцией. Естественно, что несколько подобных замерзаний и оттаиваний с возникновением касательных напряжений полностью разрушат и изоляционное покрытие. Поэтому, рассматривая взаимодействие подземного трубопровода с грунтом, нельзя оставлять без внимания и вопросы прочности изоляции, подвергающейся воздействию касательных напряжений.

При наземной схеме трубопровод сооружают в насыпи (рис. 7.7). В этом случае невосредственный контакт труб с

мерзлым грунтом исключается. Однако это не означает, что никаких проблем для обеспечения надежной эксплуатации трубопровода не возникает.

Если строительство было осуществлено в зимний период, то в летнее время вследствие оттаивания мерзлого грунта в пределах деятельного слоя возможно оседание насыпи *1* и трубопровода *2*. Причем в разных сечениях осадки будут различными. Если в каких-то сечениях труба перемещается медленнее, чем

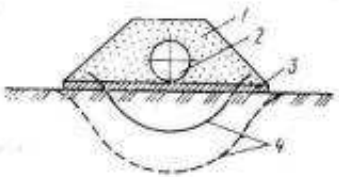


Рис. 7.7. Трубопровод в насыпи

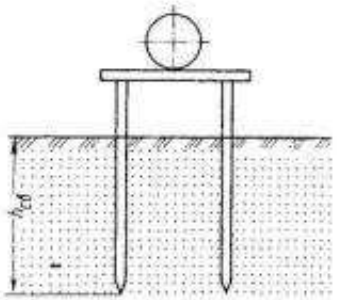


Рис. 7.8. Трубопровод на свайных опорах

насыпь, начнется обтекание трубы грунтом насыпи. В результате на отдельных участках насыпь может «провалиться» и труба как бы всплывает на поверхность.

Если в трубопроводе находится продукт с отрицательной температурой, то это будет способствовать сохранению устойчивости как насыпи, так и мерзлого грунта, на котором отсыпана насыпь. Если перекачивается продукт с положительной температурой, то начнется протаивание мерзлого грунта под насыпью с образованием ореола протаивания, ограниченного линией *4*. При этом могут начаться процессы неравномерного оседания трубы и насыпи. Для уменьшения глубины протаивания под трубой можно уложить теплоизоляционную подушку *3*. В зависимости от теплофизических свойств подушки и ее размеров можно добиться такого положения, при котором глубина ореола оттаивания стабилизируется при постоянном подводе тепла со стороны трубопровода. Регулируя таким образом тепловой поток, можно обеспечить устойчивую работу трубопровода, укладываемого в насыпи. Однако этого можно достичь не на любых видах мерзлого грунта. Например, укладка в насыпи исключается при пересечении бугров пучения, а также сильнольдистых грунтов с жильным льдом и т. п.

При надземной схеме трубопровод укладывают на свайные опоры (рис. 7.8), заглубляемые в мерзлый грунт на глубину $h_{св}$. В этом случае взаимодействия трубопровода с грунтом как механическое, так и тепловое полностью исключены. Трубопровод является лишь нагрузкой на сваи, и расчет его устойчивости на мерзлом грунте сводится, по существу, к расчету устойчивости

свай, к которым приложены вертикальные и горизонтальные нагрузки. Поскольку тепловое воздействие труб на грунт при надземной схеме исключается, то мерзлый грунт претерпевает лишь те изменения, которые характерны для него в естественном состоянии. Поэтому применение надземной схемы возможно на любых типах мерзлых грунтов. Но это не значит, что она является самой лучшей и применение ее полностью решает проблему прокладки магистральных трубопроводов в условиях мерзлого грунта. Дело в том, что надземная схема порождает ряд проблем, касающихся обеспечения надежной работы трубопровода, уложенного на опоры.

Таким образом, можно сказать, что на мерзлых грунтах допустимо применение любой из перечисленных схем. В каждом случае необходим тщательный учет всех факторов, влияющих на сохранение особенностей любой конструктивной схемы в течение всего периода эксплуатации. В настоящее время разработаны методы, позволяющие выполнить расчет устойчивости трубопровода при любой схеме укладки, однако часто проектировщикам недостает исходных данных, которые должны определяться при изысканиях по намеченной трассе. Поскольку магистральный трубопровод является линейно-протяженным объектом, то такие изыскания проводить в полном объеме сложно. Однако они необходимы, иначе ни при какой из конструктивных схем нельзя дать гарантии в том, что запроектированный трубопровод будет надежным. Об этом говорит и опыт эксплуатации трубопроводов всех конструктивных схем на мерзлых грунтах.

§ 6. ОСАДКА СООРУЖЕНИЙ НА ОТТАИВАЮЩИХ МЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Как видно из приведенного, наиболее неблагоприятное для эксплуатационной надежности магистральных трубопроводов состояние возникает при оттаивании мерзлого грунта. Деградация (оттаивание) мерзлого грунта сопровождается, как правило, изменением его объема в широком диапазоне и осадками сооружений, возведенных на нем.

Вследствие того, что оттаивание грунта происходит в зависимости от интенсивности прогрева грунта (температурного градиента), времени действия теплового источника и т. п., осадки имеют неустановившийся и неравномерный характер по длине сооружения (трубопровода) или его площади (здания насосных и компрессорных станций). Поэтому для сооружений на оттаивающих мерзлых грунтах необходимо рассчитывать как стабилизированные, так и нестабилизированные осадки.

1. Особенности компрессионных свойств мерзлых грунтов при оттаивании

Рассмотрим деформацию образца мерзлого грунта высотой h_0, находящегося под воздействием уплотняющей нагрузки q, в ус-

ловиях отсутствия бокового расширения (рис. 7.9). Величина q для мерзлых грунтов и особенно для объектов магистральных трубопроводов достигает максимум 20—30 Н/см². В большинстве же случаев $q<10$ Н/см². Поэтому мы приведем обобщенные результаты по компрессионным испытаниям оттаивающих грунтов при $q<30$ Н/см².

Для мерзлого состояния при таких нагрузках деформируемость грунта очень мала, что и видно из рис. 7.10 (участок $аб$

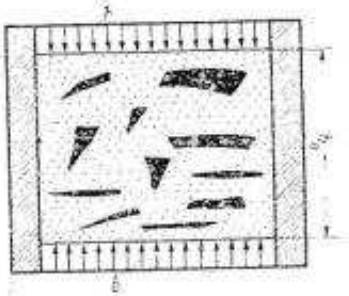


Рис. 7.9. Сжатие мерзлого грунта в условиях отсутствия бокового расширения

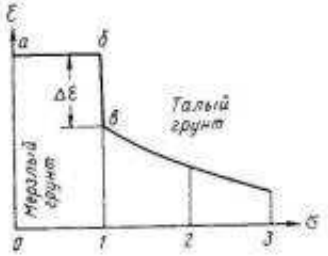


Рис. 7.10. Компрессионная кривая оттаивающего грунта

компрессионной кривой). Переход грунта из мерзлого состояния в талое при действии постоянной нагрузки q характеризуется резким уменьшением коэффициента пористости ε (участок $бв$) до стабилизации при начальном значении q. Дальнейшее изменение коэффициента пористости происходит, как для обычных талых грунтов. Участок кривой $бв$ характеризует изменение коэффициента пористости ε в процессе оттаивания грунта при одновременном уплотнении под нагрузкой и обозначается символом $\Delta\varepsilon$. Н. А. Цытович предложил для $\Delta\varepsilon$ следующую зависимость

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_0 + a_{уп}q, \tag{7.22}$$

где $\Delta\varepsilon_0$ — часть $\Delta\varepsilon$, не зависящая от внешнего давления; $a_{уп}$ — коэффициент пропорциональности изменения $\Delta\varepsilon$ от воздействия нагрузки при оттаивании. Как показывают исследования, $a_{уп}$ имеет линейный характер при изменении q от 0 до 30 Н/см². Таким образом, зависимость (7.22) характеризует изменение коэффициента пористости оттаивающего грунта как при наличии уплотняющей нагрузки, так и без нее. Величина $\Delta\varepsilon_0$ является очень важной характеристикой мерзлого грунта и используется при оценке качества естественных оснований для магистральных трубопроводов. Нами совместно с Р. Э. Фриманом разработана классификация мерзлых грунтов с учетом $\Delta\varepsilon_0$.

2. Полная стабилизированная осадка оттаявшего мерзлого грунта

Рассмотрим сначала осадку элемента оттаивающего мерзлог грунта, имеющего размеры в плане 1×1 см, без возможност бокового расширения грунта.

Составными частями всякого мерзлого грунта, как уже отм чалось, могут быть, в общем случае, минеральные частицы, ле вода, воздух. В зависимости от конкретных условий и темпер туры грунта количество составляющих может быть меньше и больше.

Пусть к элементу грунта приложена нагрузка q. Начальны коэффициент пористости грунта ε' (до оттаивания); после о таивания и уплотнения оттаявшего грунта под нагрузкой q будет иметь коэффициент пористости ε''. Выполнив действи аналогичные действиям, приведенным в п. 1 гл. 4, § 3, получи формулу для расчета деформаций грунта

$$e_z = \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{1+\varepsilon'}.$$

Для слоя однородного мерзлого грунта толщиной Δz осад

$$s = \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{1+\varepsilon'}\Delta z. \tag{7.2}$$

Анализируя формулу, нетрудно увидеть, что $\varepsilon' - \varepsilon''$ — это и менение коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$, определяемое по форм ле (7.15). Подставив его в (7.23), находим

$$s_{от} = \frac{\Delta z}{1+\varepsilon'}(\Delta\varepsilon_0 + a_{уп}\sigma), \tag{7.2}$$

где σ — напряжение в грунте от нагрузки q.

Таким образом, стабилизированная осадка мерзлого грун определяется как сумма осадок: осадки, не зависящей от упло няющей нагрузки ($\Delta\varepsilon_0$), и осадки, зависящей от нее ($a_{уп}\sigma$ Вводя понятия коэффициента оттаивания

$$A = \frac{\Delta\varepsilon_0}{1+\varepsilon'},$$

и коэффициента относительного уплотнения грунта

$$a_{уп.0} = \frac{a_{уп}}{1+\varepsilon'}, \tag{7.2}$$

выражение (7.25) представим в виде

$$s_{от} = A\Delta z + a_{уп.0}\sigma\Delta z. \tag{7.2}$$

Коэффициенты A и $a_{уп.0}$ определяются на основании лаборато ных исследований. Определяют сначала A по величине осад оттаявшего грунта при небольшой нагрузке ($q<1$Н/см²), а з тем находят $a_{уп.0}$ при какой-либо уплотняющей нагрузке q.

По выражению (7.26) при $q=1$ Н/см² $s_{1от}=A\Delta z$, откуда

$$A \approx \frac{s_{1\,от}}{\Delta z}. \tag{7.27}$$

Прикладывая далее к оттаявшему грунту нагрузку q_1, равную, например, 10 Н/см², находят

$$a_{уп.о} \approx \frac{s_{от}-s_{1\,от}}{\Delta z q_1}. \tag{7.28}$$

Для грунтов, имеющих значительные включения (прослойки) льда, осадки определяют по формуле (7.26) с учетом смыкания отдельных слоев грунта при оттаивании слоев льда (рис. 7.11). Как видно из рисунка, при оттаивании слоев льда *1—5* (рис. 7.11, *а*) поверхность грунта опускается за счет сближения слоев грунта.

Осадка оттаивающего грунта при наличии прослоек льда определяется по формуле

$$s_{от}=\sum_{i=1}^{n}(1-Л_{вi})\,e_{от}h_i+\sum_{i=1}^{n}K_{в.л}Л_{вi}h_i, \tag{7.29}$$

где $Л_{вi}$ — льдистость за счет ледяных включений, определяемая по формуле (7.5); $e_{от}=A+a_{уп}\sigma$ — относительное сжатие грунта между ледяными прослойками; h_i — толщина i-го слоя грунта; n — число слоев; $K_{в.л}$ — коэффициент, учитывающий неполное смыкание слоев грунта при вытаивании слоев льда (рис. 7.11, *б*); принимается при толщине ледяных прослоек $\Delta_л=1$ см, $K_{в.л}=0{,}4$; $1<\Delta_л<3$, $K_{в.л}=0{,}6$ и $\Delta_л>3$ см, $K_{в.л}=0{,}8$.

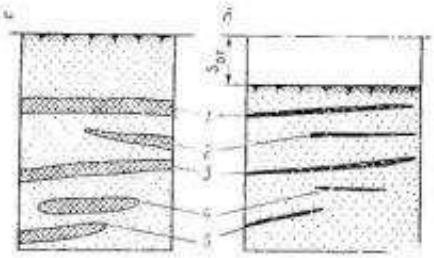


Рис. 7.11. Осадка оттаивающего грунта: *а* — грунт в мерзлом состоянии; *б* — грунт в оттаявшем состоянии

В заключение отметим, что определяемые осадки по формулам (7.26) и (7.29) могут считаться достаточно достоверными лишь при использовании исходных данных, полученных при изысканиях трасс магистральных трубопроводов. Надо сказать, что это очень трудная задача, однако совершенно необходимая для эксплуатационной надежности трубопровода. Обычно в нормальных условиях свойства грунтов исследуются через каждые 300—400 м; при изысканиях же в условиях мерзлых грунтов основные характеристики грунтов должны определяться через каждые 50—100 м вдоль всей трассы трубопровода.

3. Нестабилизированные осадки оттаивающих грунтов

В четвертой главе рассматривались нестабилизированные осадки талых грунтов. Приведенные в ней решения могут быть использованы и при расчете нестабилизированных осадок оттаивающих грунтов. Однако задача осложняется тем, что мерзлый грунт оттаивает постепенно; одновременно в оттаявшем грунте под воздействием сжимающих напряжений начавшийся процесс уплотнения может стабилизироваться, когда глубина так называемого ореола оттаивания установится на постоянной глубине. Поэтому решение задачи о нестабилизированных осадках оттаивающих грунтов нельзя отрывать от задачи определения глубины протаивания грунта.

Глубина ореола протаивания мерзлого грунта под тепловым воздействием трубопровода зависит от схемы укладки, теплофизических свойств мерзлого грунта и времени действия теплового потока.

Рассмотрим воздействие трубопровода на грунт при подземной схеме его укладки. Будем считать, что тепловой режим трубопровода на том или ином его участке известен, а тепловой поток установился.

Вокруг уложенной в мерзлый грунт трубы с момента ввода горячего или теплого трубопровода в эксплуатацию начинается образовываться ореол оттаивания. Границей его является поверхность (в сечении штриховая линия) нулевых температур (рис. 4.2).

Ореол протаивания грунта вокруг трубопровода имеет неустановившийся характер. Он увеличивается в теплое время года и уменьшается в зимнее. В зависимости от изменения температуры труб он также изменяет свою глубину. В настоящее время пока еще нет достоверной методики, позволяющей учесть все многообразие факторов (характеристики грунта, их изменение при замерзании и оттаивании, температура грунта, трубопровода, воздуха и др.), оказывающих влияние на формирование области оттаивания. Поэтому мы для иллюстрации приве-

Таблица 27. Глубина протаивания под подземным трубопроводом при температуре воздуха 10 °С, м

Время действия температуры, сутки	Глубина протаивания (в м) при температуре труб, °С	
	15	50
0	0	0
3	0,6	0,6
9	0,65	0,66
15	0,72	0,77
24	0,82	0,93
30	0,9	1

дем результаты, полученные при решении задачи о протаивании грунта под воздействием трубопровода. Результаты расчетов приведены в табл. 27, а кривые, разделяющие оттаявший и мерзлый грунт, показаны на рис. 7.12.

Как видно из таблицы, основное растепление грунта происходит в первые дни после нагрева труб. Так, за первые трое суток глубина протаивания при температуре труб $t=15$ °С состав-

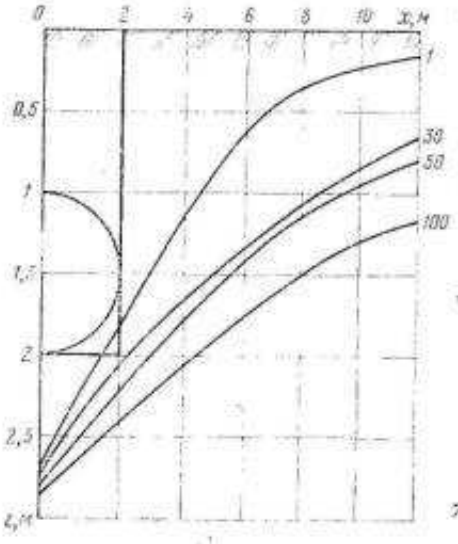


Рис. 7.12. Схема оттаивания грунта

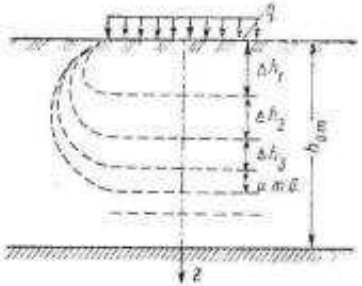


Рис. 7.13. Схема оттаивания грунта при одновременном действии нагрузки

ляет 0,6 м, а за последующие 27 суток она увеличивается всего на 30 см. При температуре труб $t=50$ °С за трое суток она составляет тоже 0,6 м, а через 30 суток увеличивается на 0,4 м. Следует обратить внимание и на то, что протаивание идет практически одинаково и при $t=15$ °С, и при $t=50$ °С. Это очень важное обстоятельство необходимо учитывать, когда принимается решение об охлаждении перекачиваемого продукта (например, газа) для уменьшения теплового воздействия, т. е. охлаждать газ следует до температуры —1—(—2)°С. «Полуохлаждение», не уменьшая практически глубины протаивания, приведет к напрасным потерям энергии на ненужное охлаждение.

Из рис. 7.12 видно, что ширина области растепления грунта весьма значительна и достигает 25—30 м при диаметре труб 100 см.

Рассмотрим, далее, особенности определения нестабилизированных осадков при постоянной нагрузке и постоянном тепловом потоке. В условиях одномерной задачи расчетную схему определения нестабилизированных осадок можно представить следующим образом. Допустим, что к поверхности мерзлого грунта приложена уплотняющая нагрузка, одновременно создающая в грунте стационарный тепловой поток (рис. 7.13).

В момент приложения нагрузки q и температурного градиента θ, если не принимать во внимание упругое сжатие мерзлого грунта, осадка равна нулю, т. е. $q\neq 0$, $\theta\neq 0$ и $t=0$, осадка $s_t=0$. Через какой-то промежуток времени Δt грунт оттает на глубину Δh_1 (см. рис. 7.13) и одновременно начнется уплотнение грунта. Считая оттаявший грунт двухфазной системой (минеральные частицы — вода), в условиях одномерной задачи осадку слоя Δh_1 найдем по формуле (4.31), в которой принято $t=\Delta t_{от}$, а $h_1=\Delta h_1/2$. Полная осадка слоя Δh_1 в момент $t=\Delta t_{от}$ определится из условия

$$s_{t1}=s_{от1}+s_{н.ст1}, \tag{7.30}$$

где $s_{от1}$ — осадка слоя Δh_1 за счет оттаивания льда; $s_{н.ст1}$ — нестабилизированная осадка слоя Δh_1, определяемая уплотняющей нагрузкой q по (4.26). В момент $t_2=t_1+\Delta t_{от}$ глубина границы оттаивания станет равной $h(t_2)=\Delta h_1+\Delta h_2$ (рис. 7.13); соответственно осадка

$$s_{t2}=s_{t1}+s_{от2}+s_{н.ст2}, \tag{7.31}$$

где $s_{от2}$ — осадка слоя Δh_2 за счет оттаивания льда; $s_{н.ст2}$ — нестабилизированная осадка слоя $(\Delta h_1+\Delta h_2)$ за время $\Delta t_{от}$. В следующий момент времени $t_3=3\Delta t$ и $h(t_3)=(\Delta h_1+\Delta h_2+\Delta h_3)$

$$s_{t3}=s_{t2}+s_{от3}+s_{н.ст3}, \tag{7.32}$$

где $s_{от3}$ и $s_{н.от3}$ имеют тот же смысл, что и в формулах (7.30) и (7.31), но для третьего слоя. Для $t_n=n\Delta t$, где n — целое число, аналогично находим

$$s_{tn}=s_{t\,(n-1)}+s_{отn}+s_{н.стn}. \tag{7.33}$$

Из каких же соображений определять расчетный промежуток времени $\Delta t_{от}$? Можно предложить такой подход. Определив стабилизированную или близкую к ней глубину оттаивания $h=h_{ст}$, делим время, необходимое для установления $h=h_{ст}$ на 8—10 расчетных промежутков времени $\Delta t_{от}$. Следует иметь в виду, что эти промежутки времени не идентичны расчетным промежуткам Δt, определяемым при расчетах нестабилизированных осадок. Однако во всех случаях следует принимать $\Delta t_{от}\geqslant\Delta t$.

Описанный способ позволяет учитывать слоистость мерзлого грунта. Принимая Δh_i равным толщине каждого слоя грунта, можно найти соответствующие для них расчетные промежутки времени $\Delta t_{от}$.

Отметим, далее, следующее. Если тепловой поток на некоторое время прекратится, то начнется замерзание оттаявшего грунта. При повторном оттаивании грунт в пределах глубины оттаивания можно считать уже уплотнившимся до состояния, в котором он находился до начала повторного замораживания, т. е. осадка грунта до того момента, пока линия оттаивания не дойдет до глубины, соответствовавшей началу повторного замораживания, будет незначительной. Это очень важно для трубо-

проводов, эксплуатируемых при периодическом охлаждении до отрицательных температур.

В случае плоской задачи нестабилизированные осадки можно определять аналогично изложенному. Особенностью плоской задачи является то, что фильтрация воды из оттаявшего грунта будет происходить не только вверх, как в одномерной задаче, но и в стороны. Нижняя граница оттаивающего грунта всегда будет водонепроницаемой. Осадку $s_{н.ст}$ можно получить по решениям, приведенным в гл. 4, § 6 с учетом физико-механических характеристик оттаявшего грунта.

В рассмотренном методе предполагается, что уплотнение оттаявшего грунта происходит за счет отфильтровывания воды из пор грунта. Как уже отмечалось, фильтрационные методы определения осадок следует применять для мелкодисперсных грунтов. В случае же песчаных грунтов отфильтровывание воды из пор грунта происходит очень быстро. Поэтому изменение осадки во времени можно принимать, считая, что одновременно с оттаиванием осадка достигает максимума. Глубина ореола оттаивания может быть определена по формуле для одномерной задачи

$$h_n = \beta \sqrt{t}, \tag{7.34}$$

где β — тепловой коэффициент, определяемый при изысканиях. Расчет осадки для глубин h_n при различных t_1, t_2, t_3, ..., t_n выполняется по рекомендациям п. 2 настоящего параграфа.

Рассмотренный процесс оттаивания и формирования осадки позволяет предположить, что оттаивание в ограниченном ореолом протаивания грунте способствует более плотной укладке грунта под трубопроводом и вокруг него. Замерзание части оттаявшего грунта с последующим оттаиванием приводит к стабилизации грунта и образованию основания, аналогичного основанию, сформировавшемуся под реками, текущими по вечномерзлым грунтам. Толщина такого слоя установится балансом тепла, идущего в грунт от трубопровода, и холода, идущего от вечномерзлого грунта и из атмосферы в зимний период.

Это дает основание рекомендовать на однородных вечномерзлых грунтах прокладку трубопроводов, транспортирующих продукты с положительной температурой.

4. Особенности расчетов осадок резервуаров и зданий насосных (НС) и компрессорных (КС) станций

Насосные и компрессорные станции располагаются на значительном удалении друг от друга (до 150 км). Трубопровод должен пересечь непрерывной нитью все расстояние между начальным и конечным пунктами трассы, поэтому при изысканиях трассы и проектировании возможности выбора лучших видов мерзлоты ограничены, так как приходится обследовать слишком

большие площади местности и выполнять огромный объем р
бот. Площадки под НС всегда можно расположить в наибол
благоприятных условиях. И если нельзя исключить размещен
их вне мерзлых грунтов, то можно выбрать площадки с мерзл
ми грунтами слитой текстуры, скальными, т. е. не содержащ
ми крупных включений чистого льда. Это очень важно, так к
большинство зданий и сооружений НС и КС являются источн
ками большого количества тепла. Строительство зданий НС
КС может осуществляться с сохранением мерзлого состоян
грунта. В настоящее время наиболее целесообразным методо
сохранения мерзлого состояния является устройство проветриваемого подполья. Причем проветривание может быть как естественным, так и в необходимых случаях принудительным. При принудительном проветривании подполья особых проблем с обеспечением устойчивого положения сооружения не возникает, так как осадки мерзлого грунта незначительны. Сложнее проблема строительства резервуаров с проветриваемым пространством под днищем. Это объясняется, прежде всего, необходимостью применения конструкции днища, способного воспринимать распределенную нагрузку. Поэтому наиболее рациональным может оказаться строи
тельство резервуаров с предпостроечным, т. е. заранее выпол
ненным, оттаиванием грунта. При этом очень важным являетс
прогноз величины и скорости нарастания осадок и распределе
ния их по площади днища. Рассмотрим особенности расчет
осадок площадных сооружений при оттаивании мерзлого грунта

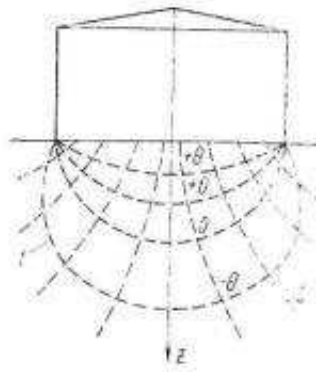


Рис. 7.14. Температурное по
грунта

Зная температуру контактной поверхности сооружения
мерзлым грунтом, определяют наибольшую глубину и размер
чаши оттаивания. Их можно найти, рассчитав температурно
поле грунта-основания (рис. 7.14). Так называемые изотермы
т. е. линии одинаковых температур *1* дают очертания чаши от
таивания (линия с $\theta = 0$ °С). Линии *2* показывают направлени
температурного градиента; тепловой поток всегда движется о
мест с более высокой к местам с более низкой температурой
т. е. в сторону понижения температуры. В настоящее время пока
еще не существует точных методов определения очертаний зон
оттаивания. К тому же эти методы очень сложны. Поэтому при
инженерных расчетах пользуются специальными номограммами
по которым определяют наибольшую глубину протаивания h_n
к какому-либо моменту времени. Такие номограммы и таблицы
составлены Г. В. Порхаевым на основании полученных им ре
шений.

Под серединой сооружения (резервуара) глубина оттаивания

$$h_{п.с} = k_j (\xi_c - k_c) B,$$

где k_j — коэффициент, численно равный отношению глубины оттаивания в трехмерной задаче к глубине оттаивания в двухмерной задаче; ξ_c, k_c — коэффициенты, вычисляемые по номограммам (рис. 7.15); B — ширина сооружения.

Значения коэффициента k_j приведены в табл. 28.

Таблица 28. Значения коэффициентов k_j

t	k_j в зависимости от коэффициента β									
	0	0,4	0,8	1,2	2	0	0,4	0,8	1,2	2
	$L/B = 1$					$L/B = 2$				
0,1	1	0,93	0,87	0,83	0,8	1	1	0,99	0,97	0,96
0,25	0,95	0,85	0,78	0,74	0,7	1	0,97	0,92	0,89	0,88
0,5	0,94	0,78	0,68	0,66	0,7	0,99	0,95	0,88	0,86	0,88
1	0,92	0,7	0,63	0,66	0,7	0,97	0,9	0,84	0,86	0,88
1,5	0,9	0,64	0,63	0,66	0,7	0,96	0,87	0,84	0,86	0,88

При пользовании номограммами и таблицей следует иметь в виду, что L — длина сооружения, а

$$f = \frac{\lambda_т \theta_п t}{q_{гр} B}; \qquad \alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B}; \qquad \beta = -\frac{\lambda_м \theta_0}{\lambda_т \theta_п}, \tag{7.35}$$

где $\lambda_т$ и $\lambda_м$ — коэффициенты теплопроводности талого и мерзлого грунтов; $\theta_п$ и θ_0 — соответственно температуры среднегодовая поверхности грунта и на глубине около 10 м (они могут приниматься одинаковыми); R_0 — термическое сопротивление пола здания или днища резервуара; t — время; $q_{гр}$ — теплота таяния грунта.

Под краями сооружения (резервуара)

$$h_{п.к} = k_j \xi_к B, \tag{7.36}$$

где $\xi_к$ определяется по номограмме (рис. 7.16), а k_j по табл. 28.

Определив глубину оттаивания для центра и краевых точек, находим осадки этих точек. Определив осадки, можно выполнить оценку прочности резервуара или другого сооружения с учетом неравномерности осадок в различных точках площади сооружения. Прочность же соединений входных и выходных трубопроводов должна рассчитываться по полной осадке.

§ 7. ПУЧЕНИЕ МЕРЗЛОГО ГРУНТА И УЧЕТ ЭТОГО ЯВЛЕНИЯ ПРИ ПРОКЛАДКЕ ТРУБОПРОВОДОВ

При замерзании мелкодисперсных мерзлых грунтов после оттаивания деятельного его слоя вследствие увеличения объема замерзшей воды, а также в результате притока воды из незамерз-

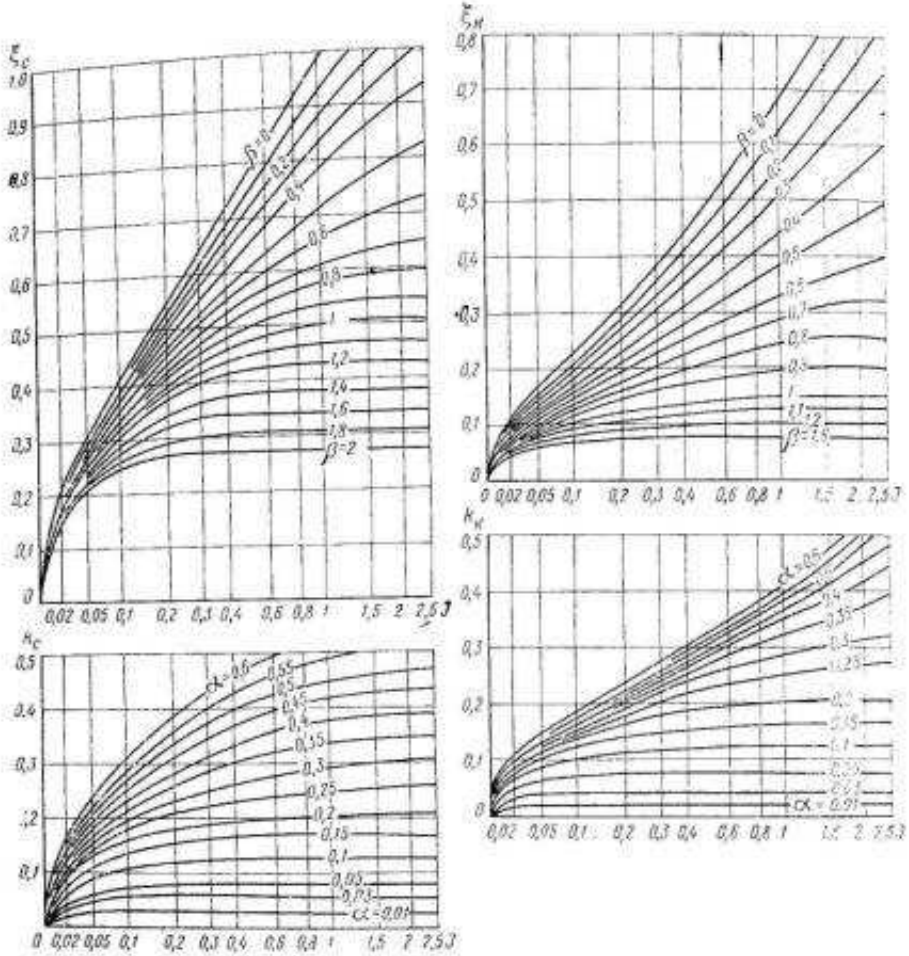


Рис. 7.15. Номограммы Г. В. Порхаева для определения ξ_c и k_c

Рис. 7.16. Номограмма Г. В. Порхаева для определения $\xi_к$

ших слоев и замерзания ее происходит общее увеличение объема грунта, называемое *пучением*. Грунты с разными свойствами имеют и различную величину пучения. Поэтому трубопровод на своем протяжении может подвергаться различным воздействиям от пучения. Рассмотрим сначала подземную и наземную схемы укладки.

Допустим на какой-либо длине трубопровод пересекает три различные по свойствам грунта (рис. 7.17). Если по трубопроводу перекачивается газ, то в зависимости от времени года газ может иметь положительную или отрицательную температуру. Находясь в пределах деятельного слоя, трубопровод при замерза-

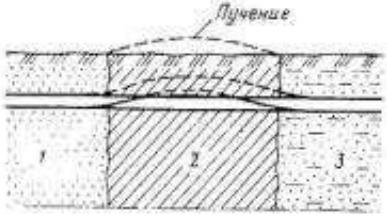


Рис. 7.17. Пучение грунта с находящимся в нем трубопроводом

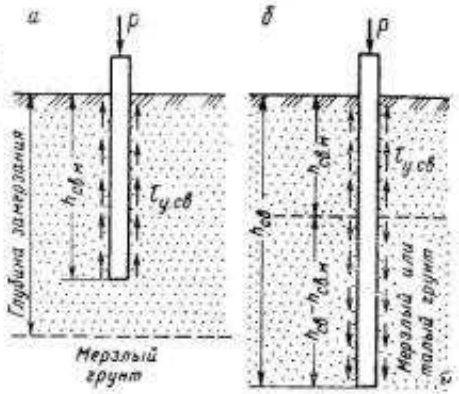


Рис. 7.18. Схема сил морозного пучения, действующих на сваи

нии оттаявшего грунта смерзается с ним и перемещается вверх вместе с замерзающим грунтом. В результате перемещение (на рисунке новое положение трубопровода показано в пределах каждого слоя пунктирными линиями) в грунтах *1, 2, 3* должно оказаться различным. Однако трубопровод скачкообразно на границах сечений перемещаться не может. В результате в пределах участка *2* труба окажется изгибаемой силами морозного пучения; причем на границах различных грунтов могут возникнуть столь значительные перерезывающие силы, что труба разрушится. Подъем поверхности грунта зависит от глубины оттаивания, влажности грунта, скорости замерзания и колеблется в пределах нескольких сантиметров, достигая иногда 20—30 см.

Если по трубопроводу перекачивается газ или иной продукт, температура которого не обеспечивает сохранения стабильного состояния мерзлого грунта (постоянно мерзлого или постоянно талого), то трубопровод необходимо прокладывать на глубине, превышающей глубину сезонного протаивания. В противном случае при периодических оттаиваниях и замерзаниях грунта трубопровод может быть разрушен силами морозного пучения. Проблема морозного пучения очень остро возникает, если трубопровод укладывается на опорах, например, свайного типа. Рассмотрим действие сил морозного пучения на сваю. Могут быть два случая: свая полностью находится в оттаивающем, а затем замерзающем грунте (рис. 7.18, *а*), и нижний конец сваи находится ниже глубины оттаивания (рис. 7.18, *б*).

В первом случае при замерзании оттаявшего слоя грунта на сваю действуют нормальные силы пучения $\sigma_п$ по нижнему концу свай и касательные силы по боковой поверхности, которые, как показано Н. А. Цытовичем, принимаются равными касательным напряжениям устойчивого смерзания мерзлого грунта с материалом сваи $\tau_{у.св}$.

Таким образом, если

$$P \leqslant F_{св}\sigma_п + \Pi h_{св.м}\tau_{у.св}, \qquad (7.37)$$

то под действием сил морозного пучения свая будет подниматься вместе с грунтом. В (7.37) $F_{св}$ — площадь сечения сваи; $П$ — периметр сваи; $h_{св.м}$ — высота сваи в мерзлом грунте.

Величина $\sigma_п$ зависит от температуры грунта. Так, при $\theta = -0{,}01$ °С $\sigma_п = 23$ Н/см²; $\theta = -0{,}1$ °С; $\sigma_п = 137$ Н/см²; $\theta = -0{,}5$ °С $\sigma_п = 640$ Н/см²; $\theta = -2$ °С $\sigma_п = 2500$ Н/см².

Среднее значение установившихся касательных сил пучения $\tau_{у.св}$ можно назначить по данным табл. 29, составленной С. С. Вяловым для грунтов с суммарной влажностью $w_с \geqslant 30\%$.

Таблица 29. Значения касательных сил пучения

Геокриологические условия	Материал	$\tau_{у.св}$ (в Н/см²) в зависимости от глубины промерзания, м				
		до 0,5	до 1	до 1,5	до 2,5	3,5 и более
Промерзающий слой сливается с толщей мерзлых грунтов	Дерево	2,7	1,4	1	—	—
	Железобетон	3	1,6	1,1	—	—
То же, не сливается	Дерево	2,7	1,4	1,2	1	0,8
	Железобетон	3	1,6	1,25	1	0,8

Во втором случае возможны два варианта: грунт ниже границы оттаивания находится в мерзлом или талом состоянии. Если ниже границы оттаивания грунт находится в постоянно мерзлом состоянии, то силе пучения $\Pi\tau_{у.св}h_{св.м}$ противодействуют внешняя сила P и сила смерзания материала сваи с грунтом в пределах участка $h_{св}—h_{св.м}$. Таким образом, свая не будет выпучиваться, если

$$P + \tau_м \Pi (h_{св} - h_{св.м}) \geqslant \tau_{у.св}\Pi h_{св.м}, \qquad (7.38)$$

где $\tau_м$ — сопротивление сдвигу смерзания материала сваи и грунта в пределах $(h_{св}—h_{св.м})$. По выражению (7.38) при заданной внешней нагрузке P можно определить необходимую глубину заделки сваи в мерзлый грунт, т. е. величину $(h_{св}—h_{св.м})$, при которой подъема сваи грунтом при пучении слоя $h_{св.м}$ не будет

$$P + \tau_м \Pi (h_{св} - h_{св.м}) \geqslant \tau_{у.св}\Pi h_{св.м}. \qquad (7.39)$$

Если $\tau_м = \tau_{у.св}$, то общая глубина забивки сваи

$$h_{св} = 2h_{св.м} - \frac{P}{\tau_{у.с}\Pi}. \qquad (7.40)$$

Пример. Железобетонная свая 40×40 см погружена в мерзлый грунт и имеет нагрузку $P = 10^5$ Н. Определить глубину необходимой забивки сваи $h_{св}$, чтобы она не поднималась при пучении грунта; глубина $h_{св}$ и составляет 1,5 м.

Принимая по табл. 29 $\tau_{у.\,св}=135$ Н/см^2 и учитывая, что $П=160$ см, по формуле (7.40) находим $h_{св}=300-46=254$ см.

Если, например, свая будет погружена в грунт на 300 см, то она будет иметь запас несущей способности против пучения $k_в=1{,}23$.

В случае, если под мерзлым слоем находится талый грунт, то вместо $\tau_м$ в выражении (7.38) следует принять в пределах $(h_{св}-h_{св.\,м})$ удельную силу трения, т. е. $\tau_{тр}$, которая может быть значительно меньше $\tau_м$. Следовательно, глубина забивки сваи увеличится.

Глава 8

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ

В шестой главе были рассмотрены простейшие задачи, связанные с продольным перемещением подземных трубопроводов. Полученные формулы позволяют найти конечные значения продольных перемещений труб. Рассчитав, например, продольное перемещение, мы получим какую-то постоянную величину u_0 для конкретных грунтовых условий и характеристик трубопровода. В полном соответствии с принятой расчетной моделью трубопровод, сместившись в рассматриваемом сечении на u_0, должен остаться в этом положении на весь период эксплуатации (если не изменятся исходные данные). Приняв безоговорочно это допущение, можно прийти к неправильному выводу о действительном перемещении подземного трубопровода. Опыт эксплуатации всех построенных к настоящему времени подземных трубопроводов показывает, что продольные перемещения оказываются на самом деле большими иногда в несколько раз, чем определяемые по формулам. Причем в течение некоторого времени перемещения не превышают расчетных значений, а затем в результате очень медленного, но постоянного движения труб в грунте продольные перемещения переходят эти значения и непрерывно увеличиваются. Это приводит к разрушению труб, их выпучиванию из грунта, нарушению герметичности соединений и др.

Явление постепенного перемещения наблюдается не только при продольных, но и при поперечных перемещениях труб. Это объясняется тем, что при действии на грунты сдвигающих усилий деформация их происходит не мгновенно после приложения нагрузки, а постепенно, нарастая с течением времени.

В грунтах постепенное нарастание деформаций наглядно проявляется в таких процессах, как оползание естественных склонов, откосов, искусственно устраиваемых насыпей, выемок и т. п. Как уже отмечалось, оползни представляют большую опасность для эксплуатационной надежности магистральных трубопроводов. Поэтому каждый инженер, занимающийся проектированием и строительством трубопроводов, должен иметь представление о рассматриваемом свойстве грунтов.

Область науки, в которой изучается протекание деформаций материалов во времени, называется *реологией*. Применительно

к грунтам вопросы изменения деформаций во времени, а также вопросы, связанные с обеспечением длительной прочности грунтов, находящихся под воздействием собственной массы или внешней нагрузки, изучаются в разделе механики грунтов, называемом *теорией ползучести*.

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ

Поместим образец глинистого грунта в прибор для испытания на сдвиг. Приложив к грунту постоянное сдвигающее усилие, несколько меньшее предельного усилия сдвига, и измеряя в различные моменты горизонтальное смещение грунта, можно построить по данным измерений график изменения перемещений во времени t.

На рис. 8.1, *а* приведена так называемая кривая ползучести,

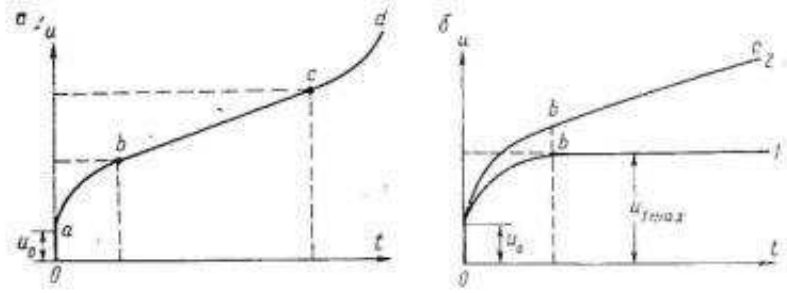


Рис. 8.1. Кривые ползучести:
а — неустановившейся и прогрессирующей; *б* — затухающей при сдвиге

которая характеризует зависимость перемещения от времени действия нагрузки. Как видно из рисунка, кривая ползучести содержит несколько характерных участков. Участок *Oa* показывает величину мгновенной деформации, происходящей сразу же после приложения нагрузки; участок *ab* характеризует неустановившуюся ползучесть, участок *bc* — установившуюся ползучесть, а участок *cd* — прогрессирующую ползучесть.

Стадия неустановившейся ползучести в зависимости от действующей сдвигающей нагрузки может быть затухающей и незатухающей. *Затухающей* называют ползучесть, когда скорость перемещения сдвигающейся части грунта постепенно затухает и при $t\to\infty$ становится равной нулю, т. е. сдвиг грунта прекращается, затухает (рис. 8.1, *б*, кривая *1*). *Незатухающей* называют ползучесть, при которой неустановившаяся ползучесть переходит в стадию установившейся с постоянной скоростью течения грунта (рис. 8.1, *б*, кривая *2*).

Затухающая ползучесть может быть лишь при напряжениях, меньших некоторого предела. Например, при действии сдвигаю-

щей нагрузки касательные напряжения в грунте должны быть меньше предела длительной прочности грунта. Так называются *касательные напряжения* (при существующих в грунте нормальных напряжениях), при которых деформации ползучести грунта полностью затухают. Затухающая ползучесть имеет место и при сжимающих нагрузках. При этом напряжения в грунте от внешней нагрузки должны быть меньше определенного значения, при котором наступает стадия установившейся ползучести (рис. 8.1, *а*, участок *bc*).

Незатухающая ползучесть возникает в тех случаях, когда напряжения, вызывающие деформацию грунта, превышают предел длительной прочности грунта. При незатухающей ползучести деформации могут нарастать с постоянной и переменной скоростями. Как показывают исследования, выполненные советскими учеными, незатухающая ползучесть всегда переходит в стадию *прогрессирующей ползучести*, характерным признаком которой является прогрессирующее нарастание деформаций.

Следует отметить, что явления ползучести, особенно стадия *установившейся* ползучести, характеризуются чрезвычайно медленным развитием. Так, движение естественных склонов в оползнях может составлять несколько сантиметров в год, а продолжаться годами и десятками лет. Проведение экспериментов по ползучести грунтов является очень трудоемким. Каждый эксперимент продолжается длительное время. Поэтому, несмотря на широко проводимые в последние годы исследования, пока еще трудно получить достаточно обоснованные характеристики ползучести различных грунтов, позволяющие делать точные расчеты устойчивости и перемещений сооружений.

Чем же объясняется сложная природа деформируемости грунтов при нагрузках, несколько меньших предельных, но действующих длительное время? Высказано много различных предположений о физико-механических явлениях в грунтах, происходящих в них при деформации ползучести.

Большинство ученых (В. А. Флорин, Н. Н. Маслов, Н. А. Цытович, С. С. Вялов, Г. И. Тер-Степанян и др.) пришли к выводу, что изменение характера деформаций при длительном действии постоянной по величине нагрузки обусловливает в основном изменение структуры грунта (под структурой понимается вид и расположение частиц грунта, а также система контактов или отдельных связей). При объяснении изменения характера деформаций принимается естественное предположение, что чем большее число контактов между частицами в каком-либо сечении грунта, тем меньше будут средние напряжения в каждом из контактов. Следовательно, тем большей будет способность грунта воспринимать внешние нагрузки и тем меньшей будет деформируемость грунта.

Если бы состояние контактов не претерпевало в течение времени действия нагрузки изменений, то деформации грунта мгновенно бы стабилизировались и оставались неизменными. Однако это не так, и кривые ползучести (см. рис. 8.1, *а*, *б*) наглядно показывают наличие различных стадий деформаций.

В. А. Флорин объясняет различные стадии следующим образом. Допускается, что скелет грунта обладает двумя видами связей — *хрупкими и вязкими*. При приложении к грунту нагрузки в контактах возникают напряжения, которые обусловливают смещение отдельных частей грунта. В первый момент разрушаются хрупкие контакты, а затем начинается разрушение части вязких контактов. Наибольшая прочность грунта будет в начальный период, когда еще целы как хрупкие, так и вязкие контакты. Если нагрузка действует длительное время, то при каком-то смещении одной части грунта по другой хрупкие контакты полностью разрушаются и сопротивление грунта определяется в основном вязкими контактами. Этому моменту соответствует окончание первой стадии ползучести (затухающей), и наступает вторая стадия (установившаяся ползучесть).

Наряду с этой схемой В. А. Флорин считает возможной и другую схему. Под действием внешней нагрузки в грунте возникают поверхности скольжения. По этим поверхностям до приложения нагрузки частицы имели начальную ориентацию. При длительном действии нагрузки в результате смещения одних частей грунта по другим происходит постепенная переориентация частиц, причем частицы стремятся расположиться в зоне сдвига параллельно направлениям перемещений. При этом сопротивление сдвигу в зоне контакта ориентированных таким образом частиц уменьшается. К моменту достижения предела длительной прочности грунта (т. е. стадии установившейся ползучести) происходит разрушение хрупких невосстанавливающихся частиц и в зоне сдвига все частицы оказываются ориентированными в направлении смещений. Во второй же стадии происходит постепенная перестройка структуры грунта, связанная с разрушением вязких контактов и образованием новых. Поэтому скорость деформации остается длительное время постоянной.

Для описания явлений ползучести в механике грунтов используются реологические модели грунта, называемого обычно «телом». Так, при рассмотрении сопротивления грунта сдвигу использовалась модель пластичного тела Прандтля — Кулона для описания свойства грунтов, находящихся в предельно напряженном состоянии. Эта модель относится к числу простейших (модели абсолютно твердого и абсолютно упругого тела, модель идеально вязкой жидкости и др.). Модель тела, представляющего идеально вязкую жидкость, использована в данной книге при определении скорости смещения оползневых массивов грунта. Более сложные модели получают, комбинируя в различных вариациях простейшие модели. Например соединив последовательно упругий и вязкий элементы (абсолютно упругое тело и вязкая жидкость), получают так называемое *упруго-вязкое релаксирующее тело Максвелла*. Схематически модель

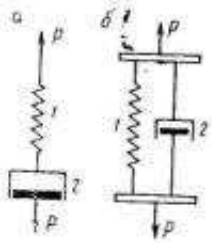


Рис. 8.2. Реологические модели:
а — упруговязкое релаксирующее тело Максвелла; *б* — упруговязкое нерелаксирующее тело Кельвина

гакого тела показана на рис. 8.2, *а*. Соединив эти же элементы параллельно, можно получить модель упруговязкого нерелаксирующего тела Кельвина (рис. 8.2, *б*).

Как видно из схем, тело Максвелла можно использовать для описания незатухающей ползучести, так как последовательное включение в схему вязкого элемента *2* дает возможность неограниченной деформации телу Максвелла вплоть до его разрушения при постоянной нагрузке P.

Деформация упругого элемента *1* происходит мгновенно, а затем вступает в работу вязкий элемент *2*; скорость деформации тела остается постоянной. Обозначив напряжения в теле Максвелла $\sigma=\text{const}$ и приняв, что свойства вязкого элемента *2* описываются свойствами идеальной ньютоновской жидкости, получим скорость деформации

$$\frac{de}{dt}=\frac{\sigma}{\eta}, \tag{8.1}$$

где η — динамическая вязкость; e — относительная деформация.

Свойства тела Кельвина позволяют описать затухающую ползучесть, так как включение параллельно вязкому упругого элемента ограничивает конечную величину деформации при постоянной нагрузке P. В теле Кельвина полная деформация упругого элемента *1* не может произойти мгновенно; время, в течение которого упругий элемент полностью воспринимает нагрузку P и деформации затухнут, зависит от вязких свойств элемента *2*.

Пусть суммарное напряжение в упругом и вязком элементах $\sigma=\text{const}$. Скорость деформации

$$\frac{de}{dt}=\frac{1}{\eta}(\sigma-eE)=\frac{\sigma}{\eta}-e\frac{E}{\eta}, \tag{8.2}$$

где E — модуль деформации упругого элемента *1*.

Из уравнения (8.2)

$$e=\frac{\sigma}{E}\left(1-e^{-\frac{E}{\eta}t}\right). \tag{8.3}$$

В момент приложения нагрузки $t=0$ из (8.3) $e=0$.

При $t\to\infty$ $e\to\sigma/E$, т. е. деформация затухает. В механике грунтов используются и более сложные реологические модели тел, основанные на последовательных и параллельных соединениях простейших и все более усложняемых моделей.

Наиболее широкое признание при описании явлений ползучести получила так называемая *интегральная теория* линейной наследственной ползучести. Значительное развитие эта теория получила в трудах советских ученых Н. Н. Маслова, Н. Х. Арутюняна, Ю. Н. Работнова и др.

Интегральное уравнение ползучести имеет вид

$$e(t)=\frac{\sigma(t)}{E}+\int_0^t K(t-t_0)\sigma(t_0)dt, \tag{8.4}$$

где $K(t-t_0)=\overline{K}(t-t_0)E$ — так называемое ядро ползучести, характеризующее скорость ползучести при постоянном напряжении.

Как видно из уравнения (8.4), деформация ползучести определяется не только напряжениями от нагрузки, приложенной в момент t_0, но и напряжениями, действовавшими до приложения этой нагрузки. Поэтому теория ползучести, в основе которой лежит уравнение (8.4), и получила название наследственной. Что касается термина линейной, то это объясняется тем, что при составлении уравнения (8.4) было принято допущение о линейном законе ползучей деформации, а следовательно, и о применимости принципа наложения.

В заключение заметим, что явления ползучести проявляются наиболее четко в глинистых грунтах, особенно водонасыщенных. Это говорит о том, что медленное течение чаще всего наблюдается в тех грунтах, свойства которых приближаются к свойствам вязкой жидкости.

§ 2. УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Пусть к полубесконечному подземному трубопроводу приложена продольная сила P_0 (см. рис. 6.20).

Если считать, что между трубопроводом и грунтом существуют упругая (в пределах участка упругой связи l_1) и пластичная (в пределах участка пластичной связи $l_{пл}$) связи, то перемещение конца трубопровода происходит мгновенно. Перемещения любого сечения определяются по формуле (6.43) при наличии только участка упругой связи и по (6.53) при наличии обоих участков.

Как уже отмечалось, продольное перемещение при постоянном граничном усилии P_0 достигает значительно бо́льших значений, чем определяемые по формулам (6.43) и (6.53). Это происходит за счет ползучести скелета грунта. При сдвиге кривая ползучести имеет вид, приведенный на рис. 8.3. Кривая *1* характеризует затухающую ползучесть, а кривые *2* и *3* — незатухающую.

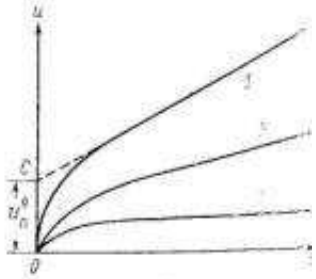


Рис. 8.3. Кривые ползучести при сдвиге

Касательные напряжения τ, при которых ползучесть может стать незатухающей, называют *пределом длительной прочности* грунта при сдвиге τ_{lim}. Если $\tau \leqslant \tau_{lim}$, то ползучесть характеризуется кривой *1*, при $\tau > \tau_{lim}$ — кривыми *2* и *3*. Наконец, если $\tau = \tau_{пр}$, происходит мгновенный срыв связей между трубой и грунтом и трубопровод проскальзывает в грунте.

Рассмотрим сначала перемещение подземного трубопровода в случае отсутствия участка пластичной связи. С учетом ползучести перемещения произвольного сечения труб будут

$$u(x) = u_м(x) + u_п(x), \tag{8.5}$$

где $u_м(x)$ — условно-мгновенное перемещение сечения x, определяемое по формуле (6.43); $u_п(x)$ — перемещение, обусловленное деформациями ползучести грунта.

Уравнения кривых ползучести, приведенных на рис. 8.3, можно представить с различным приближением их к действительной форме. Соответственно уравнения будут более простыми или более сложными, что, в свою очередь, затруднит получение решения задачи о перемещениях с учетом ползучести. Аппроксимируем кривые ползучести двумя отрезками прямых. При этом

$$u_п(x) = u^0{}_п + vt, \tag{8.6}$$

где $u^0{}_п$ — так называемый скачок перемещений (участок OC); v — скорость перемещения; t — время.

Для малых t такая замена дает ощутимую погрешность, так как при $t \to 0$ $u_п$ равно не нулю, как должно быть, а $u^0{}_п$. Но чем больше t, тем меньше будет погрешность. Время же работы трубопроводов измеряется десятками лет, т. е. вполне достаточно для полного проявления свойств ползучести.

Построив на основании опытов семейство кривых ползучести для различных значений касательных напряжений $\tau = \text{const}$, можно получить зависимости $u^0{}_п = f_1(\tau)$ и $v = f_2(\tau)$ в виде

$$u^0{}_п = k_1(\tau_1 - \tau_x)^{n_1}; \quad v = k_2(\tau_2 - \tau_x)^{n_2}, \tag{8.7}$$

где k_1, k_2, n_1, n_2 — коэффициенты, определяемые опытным путем; τ_x — действующие касательные напряжения в сечении x; τ_1 — касательные напряжения, при которых деформации ползучести только начинают проявляться; τ_2 — предел длительной прочности грунта при сдвиге $\tau_2 = \tau_{lim}$;

В период O—t перемещение за счет ползучести составит

$$u_п(x) = k_1(\tau_1 - \tau_x)^{n_1} + k_2(\tau_2 - \tau_x)^{n_2} t. \tag{8.8}$$

Принимаем τ_x по формуле (6.44).

Обозначив в (6.44)

$$\frac{k_ш P_{01}}{\beta EF \operatorname{ch} \beta l_1} = M'$$

и подставив τ_x в (8.7), получим

$$u_п(x) = k_1(\tau_1 + M' \operatorname{sh} \beta x)^{n_1} + k_2(\tau_2 + M' \operatorname{sh} \beta x)^{n_2} t. \tag{8.9}$$

Поскольку касательные напряжения по контакту труба — грунт распределяются неравномерно по длине трубопровода, то и условия возникновения деформаций ползучести будут различными в разных сечениях.

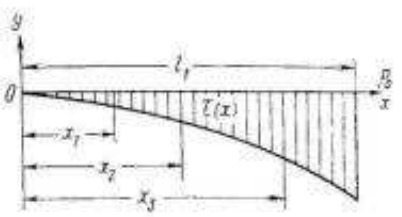


Рис. 8.4. Характерные зоны касательных напряжений по длине трубопровода

Так, в соответствии с определением значений τ_1 и τ_2, приведенным выше, координату x_1 (рис. 8.4), с которой начинаются затухающие ползучие перемещения, определим из условия $\tau_x = \tau_1$, а координату x_2, с которой начинаются незатухающие перемещения, — из условия $\tau_{x_2} = \tau_2$.

Учитывая выражение (6.44), получаем

$$x_1 = \frac{1}{\beta} \operatorname{Arsh}\left(\frac{\tau_1 \beta EF}{k_ш P_{01}} \operatorname{ch} \beta l_1\right);$$

$$x_2 = \frac{1}{\beta} \operatorname{Arsh}\left(\frac{\tau_2 \beta EF}{k_ш P_{01}} \operatorname{ch} \beta l_1\right). \tag{8.10}$$

На отрезке трубопровода $0 \leqslant x \leqslant x_2$ ползучих перемещений не будет; на отрезке $x_1 \leqslant x \leqslant x_2$ будет иметь место затухающая ползучесть, а на участке $x_2 \leqslant x \leqslant x_3$ ползучесть будет незатухающей.

Таким образом, перемещения труб в пределах O—x_1 следует рассчитывать по формуле (6.43); в пределах x_1—x_3 — по уравнению (8.5), в котором $u_п(x)$ определяется по формуле (8.9). Что касается участка x_3—l, то в его пределах способность материала трубы к растяжению под воздействием силы P_{01} полностью исчерпывается и перемещения любого сечения $x > x_3$ будут

$$u(x > x_3) = u(x = x_3) + \frac{P_{01}(l_1 - x_3)}{EF}. \tag{8.11}$$

Положение сечения x_3 определяется из условия

$$x_3 = \frac{1}{\beta} \operatorname{Arsh} \frac{\tau_1}{M'}. \tag{8.12}$$

Если под действием P_0 по контакту труба — грунт возникает участок пластичной связи $l_п$, то, учитывая ползучие перемещения, следует иметь в виду, что на участке $l_п$ $\tau = \tau_{пр}$. Следовательно, на участке $l_п$ происходит быстрый сдвиг трубы и ползучих перемещений не будет. Поэтому общее перемещение конца тру-

бопровода ($x=l$) будет

$$u(x=l)=\bar{u}(x=l-l_{пл})+\frac{P^2_0-P^2_{0l\,пр}}{2EF\pi D_u\tau_{пр}}, \qquad (8.13)$$

где $\bar{u}(x)$ — перемещения определяем по уравнению (8.5) с учетом (8.8), а $P_{0l\,пр}$ находим из выражения (6.50), принимая $\tau_x=\tau_{пр}$.

Как следует из изложенного, ползучесть скелета грунта проявляется не на всей длине перемещающегося участка труб, а лишь на той части, где для этого возникают необходимые условия.

В заключение отметим, что при учете ползучести продольные перемещения труб оказываются на 50—200% больше, чем при расчете без учета ползучих деформаций. Явно проявляются ползучие деформации обычно спустя некоторое время после начала эксплуатации трубопроводов. На практике это приводит обычно к постепенному выпучиванию труб из грунта или к их излому.

§ 3. УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ОСАДОК

Теоретические исследования уплотнения водонасыщенных грунтов В. А. Флорином показали, что ползучесть скелета грунта оказывает существенное, а иногда и решающее влияние на процесс уплотнения. В дальнейшем многими авторами рассматривались решения ряда одномерных и плоских задач уплотнения с учетом ползучести. Были проведены и интересные экспериментальные исследования (А. Г. Соколов, В. П. Силидин, С. Р. Месчан, З. Г. Тер-Мартиросян и др.). В некоторых из них оказалось, что максимальное поровое давление проявляется по истечении некоторого времени после загружения грунта, что не согласуется с одним из основных положений теории фильтрационного уплотнения о том, что максимум избыточных давлений в поровой воде должен быть в начальный момент времени. Такое несоответствие обусловлено принятой моделью грунта, не учитывающей некоторые факторы. В их числе: режим загружения, наличие в жидкости растворенного газа, сжимаемость жидкости и др. Особенно существенное влияние оказывает режим загружения. Если нагрузка прикладывается однократно, то в начальный момент наблюдается практически полная передача давления на поровую воду.

При вторичном и последующем загружениях доля полной осадки, определяемой фильтрационным процессом, будет все меньшей, а доля осадки, определяемой ползучестью, будет возрастать, достигая 200—300% осадки, определяемой по фильтрационной теории уплотнения. Кроме того, изменяется и характер нарастания осадки во времени.

Одномерная задача уплотнения с учетом ползучести скелета грунта

Для выражения связи напряжения — деформации ползучести скелета грунта используется интегральное уравнение Больцмана в интерпретации Н. Н. Маслова — Н. Х. Арутюняна

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0-\sigma(\tau_1)\,\delta(t,\,\tau_1)-\int_{\tau_1}^{t}\frac{\partial\sigma}{\partial\tau}\,\delta(t,\,\tau)\,d\tau, \qquad (8.14)$$

где $\varepsilon(t)$ — коэффициент пористости грунта в момент t после приложения нагрузки; ε_0 — начальный коэффициент пористости; $\sigma(\tau_1)\delta(t,\,\tau_1)$ — изменение пористости грунта к моменту t от нагрузки $\sigma(\tau_1)$, приложенной в момент времени τ_1; $d\sigma/d\tau[\delta(t,\tau)]$ — изменение пористости к моменту t от нагрузки $d\sigma/d\tau(d\tau)$, приложенной в момент времени τ.

Значение

$$\delta(t,\,\tau)=a_0+\sum_{1}^{m}a_n\left[1-e^{-\gamma_n(t-\tau)}\right], \qquad (8.15)$$

где a_0 — коэффициент уплотнения грунта в момент $t=0$; a_n — коэффициенты уплотнения в последующие моменты времени; γ_n — параметр, определяемый опытным путем, который называют мерой ползучести.

Приняв один член ряда в (8.15), получим для меры ползучести выражение

$$\delta(t,\,\tau)=a_0+a_1\left[1-e^{-\gamma_1(t-\tau)}\right]. \qquad (8.16)$$

Пусть слой грунта расположен на водонепроницаемом основании (см. рис. 4.20, *б*) и уплотняется нагрузкой q. В этом случае уравнение уплотнения имеет вид

$$\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}=(1+\varepsilon_{ср})\frac{\partial}{\partial z}\left(k\frac{\partial H}{\partial z}\right). \qquad (8.17)$$

Приняв в уравнении (8.14) $\delta(t,\tau)$ по выражению (8.16) и подставив (8.14) в (8.17), продифференцируем полученное выражение по t. Умножив, далее, (8.17) на γ_1 и сложив результат с выражением, полученным предыдущим дифференцированием (8.17) по t, учитывая уравнение равновесия в обычном виде $\sigma^*=\sigma+p$, получаем уравнение В. А. Флорина для уплотнения слоя грунта с учетом линейной ползучести

$$a_0\gamma\frac{\partial^2 H}{\partial t^2}+\gamma\gamma_1(a_0+a_1)\frac{\partial H}{\partial t}=(1+\varepsilon_{ср})\frac{\partial}{\partial z}k\left(\gamma_1\frac{\partial H}{\partial z}+\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}\right), \qquad (8.18)$$

где γ — объемный вес жидкости, заполняющей поры грунта; H — напорная функция.

Как видно из уравнения (8.18), при $\gamma_1\to\infty$ выражение (8.18) принимает вид (4.19).

Таким образом, задача сводится к установлению закона изменения $H(z, t)$ по высоте уплотняемого слоя, т. е. к решению уравнения (8.18) при соответствующих начальных и граничных условиях. Так как (8.18) — уравнение второго порядка малости относительно времени, то для определения $H(t, z)$ необходимо иметь два начальных условия. Одно из них получим из уравнения (8.18) при $t=\tau_1$, т. е.

$$\frac{a_0}{a_1\gamma_1}\frac{dH}{dt}-\frac{q}{\gamma}+H=\frac{1+\varepsilon_{cp}}{\gamma\gamma_1 a_1}\frac{\partial}{\partial z}k\frac{\partial H}{\partial z}, \qquad (8.19)$$

Второе начальное условие В. А. Флорин предложил в виде

$$H(O, z)=q/\gamma. \qquad (8.20)$$

Граничные условия принимаются в зависимости от проницаемости слоя грунта по плоскостям $z=0$ и $z=h$.

Как видно из выражения (8.20), в начальный момент $t=0$ в поровой воде по всей высоте слоя эпюра давления будет прямоугольной. Однако, как уже было отмечено, такое допущение не всегда подтверждается экспериментально. На рис. 8.5 показана кривая уплотнения и ползучести, полученная З. Г. Тер-Мартиросяном и Н. А. Цытовичем. Из рисунка видно, что в начальный момент $p\approx 0$. Аналогичные результаты получены и некоторыми другими авторами. Поэтому второе начальное условие некоторыми из них предлагается принять в виде $H(t=0, z)=0$.

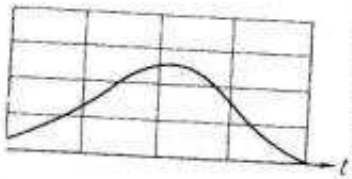


Рис. 8.5. Опытная кривая уплотнения и ползучести

Мы считаем, что более обоснованным будет второе начальное условие, полученное следующим образом. В момент $t=\tau_1$ изменение объема пор dv в элементарном объеме грунта можно вычислить с помощью обычной компрессионной зависимости. Приравнивая к этому объему сумму изменений объемов воды, скелета грунта и газа, получим начальное условие

$$H(O, z)=\frac{\sigma^*+p^*}{\gamma\left[1+\frac{1+\varepsilon_{cp}}{a_{yn}}\left(\beta^*+\frac{n_0}{K_в}+\frac{m_0}{K_т}\right)\right]}, \qquad (8.21)$$

где β'' — коэффициент объемной сжимаемости газа; $K_в$, $K_т$ — модули объемной сжимаемости соответственно поровой жидкости (воды) и твердых частиц; n_0, m_0 — начальные пористость и объем твердых частиц в единице объема грунта. Значения σ^* и p^* охарактеризованы в гл. 4, § 4. Как видно из условия (8.21), если не учитывать сжимаемость газа, жидкости и скелета, то начальное условие получает вид (8.20). Имея начальные и граничные условия, по уравнению (8.18) можно найти $H(t, z)$, после чего определить осадку уплотняемого слоя с учетом ползучести.

Нами был приведен простейший случай учета ползучести при расчете осадок. Однако и он оказывается достаточно сложным. Плоские и тем более пространственные задачи уплотнения с учетом ползучести еще более сложны и трудно поддаются практической реализации. Наиболее перспективен в этом направлении путь численных методов решения.

Н. А. Цытовичем было предложено рассчитывать осадки с учетом ползучести по формуле

$$s(t)=ph\,(a'_0U_{0\,п}+a''_0U_{0\,в}), \qquad (8.22)$$

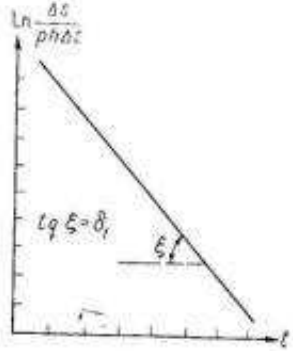


Рис. 8.6. График для определения параметра δ_1

где h — высота слоя; a_0', a_0'' — коэффициенты первичной и вторичной консолидации грунта; $U_{0п}$, $U_{0в}$ — соответственно степени первичной и вторичной консолидации.

При суммарной степени консолидации $U_0^{\Sigma}>0{,}2$ осадку с учетом ползучести можно определить по формуле

$$s(t)=ha_0p\,\frac{1-\frac{8}{\pi^2}e^{-Mt}+\frac{\delta}{\delta_1}\left\{(1-e^{-\delta_1 t})-\frac{8}{\pi^2}\left[\frac{e^{-Mt}-e^{-\delta_1 t}}{1-M\frac{c_v}{\delta_1}}\right]\right\}}{1+\frac{\delta}{\delta_1}}, \qquad (8.23)$$

где

$$M=\frac{\pi^2c_v}{4h_2}\ ; \qquad c_v=\frac{k_\Phi}{\gamma a_0}\ ;$$

δ_1, δ — параметры ползучести, определяемые опытным путем; k_Φ — коэффициент фильтрации.

Так, δ_1 численно равен тангенсу угла наклона прямой, характеризующей скорость относительной осадки слоя грунта на единицу давления (рис. 8.6). Второй параметр

$$\delta=\delta_1\frac{a''_0}{a'_0}\ ,$$

где

$$a_0'=\frac{k_\Phi}{\gamma c_v}, \qquad a''_0=\frac{a_0^{кон}-a'_0}{1-e^{-\delta_1 t_{кон}}}\ ;$$

символ «кон» указывает на момент, в который практически затухает процесс уплотнения для данной ступени нагрузки.

В заключение отметим, что учет реологических свойств грунта позволяет более полно и точно оценивать его поведение при

длительном действии внешних нагрузок. Соответственно более точно можно характеризовать и поведение будущих сооружений магистральных трубопроводов; линейной части, резервуаров, зданий насосных и компрессорных и т. п. Особенно важен такой учет для трубопроводов, сооружаемых на слабых водонасыщенных грунтах (глины, илы, торф и др.). Однако пока еще методы расчета осадок и перемещений сооружений с учетом ползучести находятся в стадии разработки, а практическое их применение только начинается. Но уже начальный опыт учета ползучести при расчетах продольных перемещений подземных трубопроводов показал, что при этом обеспечивается нормальная их работа при больших продольных усилиях.

Глава 9

ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВ ПРИ ПРИЛОЖЕНИИ К НИМ ОТРЫВНЫХ УСИЛИЙ

В предыдущих главах предполагалось, что на грунты могут действовать сжимающие, сдвигающие или те и другие усилия вместе. Такие задачи являются характерными для классической механики грунтов. Это естественно, так как грунты, как известно, либо совсем не могут воспринимать растягивающие напряжения (песок), либо воспринимают их в пределах, ограничиваемых сцеплением грунта. Поэтому во всех курсах механики грунтов вопросы расчетов прочности и устойчивости грунтовых оснований при отрывных усилиях до настоящего времени не рассматривались. Однако в трубопроводном строительстве часто приходится иметь дело именно с отрывными усилиями, прикладываемыми к грунту через подошву различных сооружений. В данной главе мы рассмотрим такого рода задачи, которые могут возникать не только в трубопроводном строительстве.

§ 1. СЛУЧАИ, КОГДА К ГРУНТУ ПРИКЛАДЫВАЮТСЯ ОТРЫВНЫЕ УСИЛИЯ

Издавна в морской практике было известно, что при подъеме затонувших кораблей приходится создавать подъемное усилие, как правило, значительно большее, чем масса корабля. Это дополнительное усилие оценивалось так называемым «коэффициентом присоса» тела к грунту $k_{пр}$. Значения $k_{пр}=Q/P$ (отношение массы корабля к подъемной силе), взятые из книги по судоподъему, следующие:

Крупнозернистый песок	0,05—0,1
Мелкозернистый песок	0,15—0,2
Ил с мягкой глиной внизу	0,15—0,2
Ил с плотной глиной внизу	0,2—0,25
Пластичная глина с примесью песка	0,25—0,5

В морской практике используются так называемые «мертвые якоря», удерживающая сила которых в основном определяется «силами присоса» поверхности опирания якоря о грунт. Здесь мы имеем пример, когда удерживающая сила грунта является необходимой. Поэтому создаются такие конструкции якорей, для которых сила присоса является основной.

В трубопроводном строительстве с силами присоса приходится иметь дело при укладке подводных трубопроводов способом протаскивания по грунту, при капитальном ремонте подземных трубопроводов в обводненных грунтах и на болотах. Так, остановка подводного трубопровода приводит к «присасыванию» труб к грунту и резкому увеличению тяговой силы. При этом порвутся тяговые тросы, а тяговых средств может оказаться недостаточно для повторного трогания. При ремонте трубопроводов в обводненных грунтах усилие подъема ремонтируемого участка труб оказывается большим, чем при подъеме труб в обычных условиях в 1,5—2 раза. Это примеры нежелательных последствий присоса при приложении к грунту отрывных усилий.

Все большее количество нефти и газа добывается в шельфах морей и океанов. Для добычи нефти и газа устраиваются стационарные и плавучие платформы, с которых ведется бурение скважин и выполняются все работы, связанные с их обустройством; прокладка подводных трубопроводов ведется с помощью специальных трубоукладочных барж, удерживаемых точно в створе укладки. Для удержания как платформ, так и трубоукладочных барж применяются якоря различной конструкции (в том числе и якоря, использующие силу присоса), специальные опорные устройства. Под воздействием ветра, волн и течений в местах опирания платформы возникают отрывные усилия. Эти усилия могут быть уравновешены массой платформ, что экономически невыгодно, заглублением опор в грунт, что крайне сложно сделать на больших глубинах. Вот здесь как раз и может быть с наибольшим эффектом использована способность грунта воспринимать не только сжимающие и сдвигающие нагрузки, но и отрывные нагрузки.

§ 2. О ПРИРОДЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ОТРЫВНЫМ УСИЛИЯМ

Рассмотрим, из чего складывается сопротивление движению тела вверх, расположенного в водонасыщенном грунте (рис. 9.1).

По боковым граням сопротивление перемещению в направлении силы P оказывают силы трения, которые определяются как функция интенсивности активного давления грунта. С учетом выражения (5.9)

$$\tau_{акт}=e_{акт}\operatorname{tg}\varphi=\left[\gamma_{взв}z\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)-2c\operatorname{tg}\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\right]\operatorname{tg}\varphi. \qquad (9.1)$$

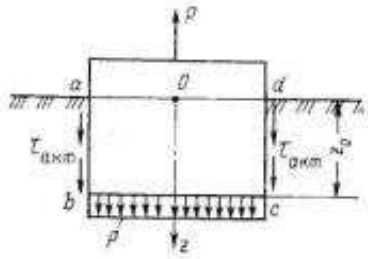


Рис. 9.1. Схема сил, действующих на сооружение при отрыве его от грунта

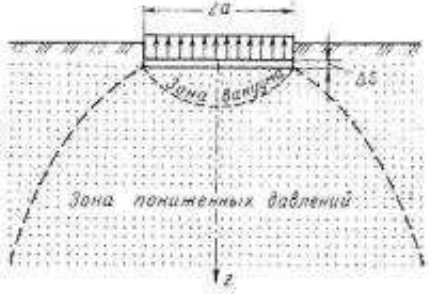


Рис. 9.2. Образование зон пониженного давления и вакуума

Полная величина удерживающей силы грунта по граням *ab* и *cb* на единицу длины тела в направлении, перпендикулярном к плоскости чертежа:

$$T_{акт} = 2\int_0^{z_0} \tau_{акт}\, dz = \left[\gamma_{взв} z_0^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 4cz_0 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \operatorname{tg}\varphi, \qquad (9.2)$$

где $\gamma_{взв}$ — объемный вес грунта с учетом взвешивания его в воде (см. гл. 1, § 2); c — сцепление; φ — угол внутреннего трения.

По плоскости подошвы действуют силы прилипания, которые можно охарактеризовать как силы молекулярного взаимодействия частиц грунта и поверхности подошвы тела. Толщина слоя влияния этих сил очень мала. Следует иметь в виду, что силы прилипания заметны лишь в глинистых грунтах; в песчаных грунтах ($c=10$) они практически не ощутимы.

Наиболее существенной частью сил сопротивления грунта при отрывных усилиях является собственно сила присоса, под которой иногда ошибочно понимают общую величину сопротивления грунта отрыву. Сила присоса проявляется практически в любых грунтах, однако описать ее так же просто, как $T_{акт}$, нельзя, поскольку природа явления присоса довольно сложна. Поэтому в дальнейшем мы будем рассматривать именно эту часть общей силы сопротивления грунта отрывному усилию.

Присосом тел к грунту будем называть явление, определяемое понижением давления в поровой воде (вплоть до образования вакуума) в какой-то области грунта под подошвой отрываемого тела. Несмотря на то что причины этого явления просты и могут быть легко учтены (отрывное усилие всегда можно измерить), присос имеет сложную и трудно поддающуюся математическому описанию природу, зависящую не только от отрывного усилия, но и ряда других факторов. Основным же условием возникновения присоса является то, что отрывное усилие обязательно вызывает перемещение подошвы поднимаемого тела

(рис. 9.2) на какую-то величину Δs. Если допустить, что грунт не разрушается в зоне пониженных давлений, то отрыв подошвы тела от поверхности грунта может произойти только при заполнении объема $2a\Delta s$ водой, поступающей под подошву тела вследствие понижения давления в поровой воде.

Поскольку мгновенного изменения водосодержания грунта при приложении отрывной нагрузки не может быть, то требуется некоторое время, чтобы вода начала поступать и заполнила образующуюся щель Δs. Если отрывное усилие действует длительное время, то через какой-то промежуток времени $t_{ст}$ установится стационарный фильтрационный поток из областей более высоких давлений в области пониженных давлений. В период времени от $t=0$ до $t_{ст}$ фильтрация будет неустановившейся. Следует иметь в виду, что описанный процесс будет только в том случае, если отрывное усилие не вызовет разрушение грунтового массива под подошвой тела. В таком случае заполнение пространства под подошвой поднимаемого тела будет происходить за счет поступления разрушенной грунтовой массы, и скорость подъема тела уже не будет зависеть от скорости фильтрации.

Опишем, далее, некоторые особенности взаимодействия поднимаемого тела в зависимости от глубины z_0 заложения его подошвы. Если подошва расположена на поверхности грунта ($z_0=0$), то для отрыва тела от грунта необходимо, чтобы под подошвой образовался слой воды незначительной толщины. Вот здесь довольно существенное значение имеет прилипание грунта к телу, так как оно способствует более длительному их контакту (рис. 9.3, *а*). На рис. 9.3, *б* показан отрыв тела от песчаного грунта без сколько-нибудь заметного «вытягивания» грунта выше его собственной поверхности.

Естественно, что даже при незначительном заглублении тела удерживающая способность грунта будет значительно большей; правда, и в этом случае возможен прорыв воды или воздуха через поверхность бокового контакта (рис. 9.3, *в*). Однако время, необходимое для отрыва тела, в последнем примере будет существенно больше, чем в двух первых.

Отметим, далее, следующее. В механике грунтов существует понятие «разбухание грунта», которым характеризуют поднятие поверхности грунта за счет упругой отдачи сжатого скелета. При действии на грунт отрывного усилия также происходит подъем поверхности грунта, но не только и не столько за счет упругой отдачи, сколько за счет фильтрационных сил, обусловливающих в скелете грунта уменьшение сжимающих напряжений и появление растягивающих. При этом пористость грунта может увеличиться даже по сравнению с той, которая была до приложения уплотняющей нагрузки. Поэтому мы называем этот процесс разуплотнением грунта в отличие от разбухания. Это отличие особенно наглядно иллюстрируется компрессионными кривыми: уплотнения *1*, разбухания *2* и разуплотнения *3* (рис. 9.4). Интересно, что в отличие от классической компрессионной кривой кри-

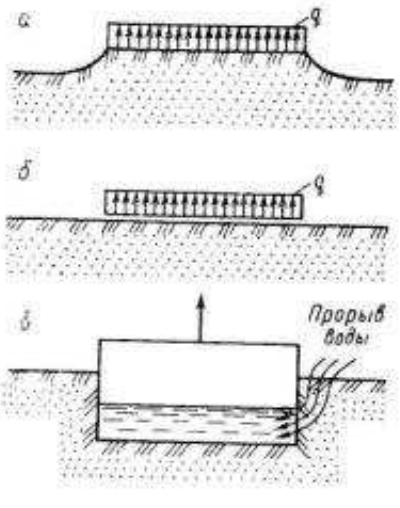


Рис. 9.3. Отрыв тела от грунта: *а* — песчаного; *б* — глинистого; *в* — заглубленного тела

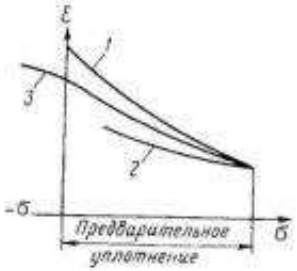


Рис. 9.4. Кривые уплотнения, разбухания и разуплотнения грунта

вая разуплотнения имеет даже зону отрицательных «сжимающих» напряжений, т. е. растягивающих напряжений, что как раз и обусловлено взвешивающими фильтрационными силами.

Наконец, отметим очень интересный момент в описываемом явлении: присос не является постоянным свойством грунта; до приложения отрывного усилия его нет, мало того, в поровой воде даже может быть избыточное давление. Но как только к поверхности грунта прикладывается отрывное усилие, так сразу в нем появляется область пониженных давлений или вакуума, т. е. присос, величина которого зависит от величины отрывного усилия, времени его действия и свойств грунта. Имея это в виду, мы и перейдем к описанию основных закономерностей присоса.

§ 3. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ПРИСОСА

При математическом описании присоса в качестве расчетной модели грунта примем двухфазный грунт (твердые частицы — вода), как было принято при рассмотрении нестабилизированных осадок (см. гл. 4). Эта модель тем более соответствует действительным условиям, ввиду того, что присос проявляется главным образом на водонасыщенных грунтах. Проведенные нами эксперименты в условиях одно- и двухмерных задач позволили установить, что изменение присоса во времени определяется процессом неустановившейся фильтрации в разуплотняемом грунте. В начальный момент, т. е. в момент приложения отрывного усилия, в поровой воде вследствие невозможности мгновенного изменения водосодержания грунта возникает начальное поле давлений, изменение которого во времени происходит аналогично тому, как и при фильтрационном уплотнении грунта. Однако сразу же отметим одно существенное отличие. Если при расчете нестабилизированных осадок внешняя нагрузка могла действовать непосредственно на скелет грунта, то при отрывном усилии внешняя нагрузка — это давление в воде на поверхности грунта, интенсивность которого будет $q = P/2a$ (P — отрывное усилие, $2a$ — ширина подошвы отрываемого тела). В отличие от задач теории уплотнения в данном случае не приходится каким-то образом усреднять q по подошве тела. Оно, действительно, равномерно распределено по всей плоскости контакта, что обусловлено свойством самой жидкости, являющейся передающим звеном в системе тело — грунт.

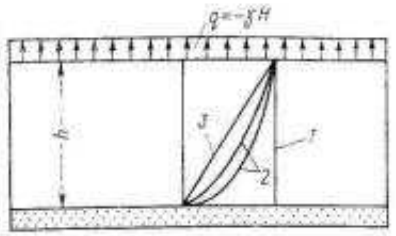


Рис. 9.5. Эпюры пониженных давлений

1. Одномерная задача разуплотнения грунта

Рассмотрим возникновение и изменение присоса (пониженных давлений по сравнению с существовавшими ранее в поровой воде) в слое водонасыщенного грунта высотой h, подстилаемого водопроницаемым слоем (рис. 9.5).

Принимая

$$q = \gamma H_s, \tag{9.3}$$

где γ — удельный вес воды; H_s — граничное значение напора, и выполняя вычисления, аналогичные приведенным в гл. 4, § 4, получаем уравнение

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1+\varepsilon_{cp})}{\gamma a_{p.y}} \frac{\partial}{\partial z} k_z \frac{\partial H}{\partial z}; \tag{9.4}$$

при постоянном коэффициенте фильтрации

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1+\varepsilon_{cp}) k_z}{\gamma a_{p.y}} \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \tag{9.5}$$

где $a_{p.y}$ — коэффициент разуплотнения грунта, определяемый по спрямленному участку кривой разуплотнения (см. рис. 9.4, кривая *3*). Уравнение (9.5) совпадает с уравнением (4.19), но вместо коэффициента уплотнения a_{yn} принят коэффициент разуплотнения $a_{p.y}$. Кроме того, следует иметь в виду, что напоры H должны приниматься со знаком минус в соответствии с условиями рассматриваемой задачи.

Приведем некоторые простейшие решения уравнения (9.5).

1. Пусть $q=-\gamma H_s=\text{const}$. Тогда решение уравнения (9.5) следует искать при следующих начальных и граничных условиях:

$$\begin{aligned} &t=0 \quad H(z)=-H_s;\\ &t>0 \text{ и } z=0 \quad H=-H_s;\\ &t>0 \text{ и } z=h \quad H=0. \end{aligned} \tag{9.6}$$

Первое условие означает, что в момент приложения отрывного усилия по всей высоте слоя устанавливается одинаковое давление, равное по величине отрывному усилию; второе — постоянство отрывного усилия; третье — поскольку слой грунта расположен на водопроницаемом слое, то давление вдоль него сразу же становится равным бытовым, т. е. существовавшим до приложения отрывного усилия.

Учитывая условия (9.6), получаем

$$H(z, t)=-H_s\left[\frac{z}{h}+\frac{2}{\pi}\sum_{i=1,3,5\ldots}^{\infty}\frac{1}{i}\exp\left(-\frac{i^2\pi^2ct}{h^2}\right)\sin\frac{i\pi z}{h}\right], \tag{9.7}$$

где

$$c=\frac{k_z(1+\varepsilon_{cp})}{\gamma a_{p.y}}. \tag{9.8}$$

В соответствии с уравнением (9.7) эпюры пониженных давлений в поровой воде имеют вид, показанный на рис. 9.5. Линия *1*—H при $t=0$ (прямоугольная), линия *3*—$t\to\infty$ (треугольная) и кривые *2*—$t>0$ (промежуточные). Таким образом, кривые *2* характеризуют нестабилизированное состояние разуплотнения грунта, а линия *3* — состояние, при котором процессы разуплотнения закончены и фильтрация имеет установившийся характер.

А как же определить величину присоса, каким будет сопротивление грунта отрывному усилию? Здесь получается очень интересный вывод: сказать заранее, что в том или ином грунте будет такое-то отрывное усилие (будем грунт пока считать неразрушимым), нельзя. И одновременно можно сказать, что отрывным будет любое усилие q, большее по величине уплотняющей нагрузки $q_{уп}$, создаваемой весом тела. Но время отрыва тела от грунта будет тем больше, а скорость его отрыва тем меньше, чем ближе будет q к $q_{уп}$; чем больше q по сравнению $q_{уп}$, тем быстрее будет подъем. Эти условия можно представить в виде

$$v_t=s_t/t, \tag{9.9}$$

где v_t — средняя скорость подъема за время t; s_t — высота подъема тела за то же время над поверхностью грунта.

Величину s_t следует определять как разницу между действительной высотой подъема тела s_t и высотой поднятия поверхности грунта за счет его разуплотнения $s_{гр}$, т. е.

$$s_t=s_т-s_{гр}. \tag{9.10}$$

Формулу для $s_т$ найдем из простейшего условия; $s_т$ — равно количеству воды, вошедшей через нижнюю грань слоя, т. е.

$$s_т=k\int_0^t\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}dt.$$

Величину разуплотнения слоя найдем по разности количеств воды, вошедшей через нижнюю грань и вышедшей через верхнюю:

$$s_{гр}=k\int_0^t\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0}-\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=h}\right]dt.$$

Производя необходимые вычисления, находим

$$s_t=\frac{k_zH_st}{h}-\frac{\gamma a_{p.y}hH_s}{4(1+\varepsilon_{cp})}\left[1-\frac{8}{\pi^2}\sum_{i=1,3,5\ldots}^{\infty}\frac{1}{i^2}\exp\left(-\frac{i^2\pi^2ct}{h}\right)\right]. \tag{9.11}$$

Соответственно v_t определим по формуле (9.9) с учетом (9.11).

2. Плоская задача разуплотнения грунта. Постоянное отрывное усилие

Решения одномерной задачи могут представлять практический интерес лишь при значительных размерах в плане отрываемого тела по сравнению с толщиной слоя грунта. Практике в большей мере отвечают условия плоской задачи и в полной — пространственной. Однако в данной книге мы рассмотрим лишь плоскую задачу, поскольку сложность решения пространственной задачи не позволяет сделать это в рамках учебника. Кроме того, в данном разделе мы будет считать, что отрыв тела происходит за счет поступления воды из грунта основания под подошву тела при приложении отрывного усилия, а также разуплотнения грунтового основания. Разрушение грунта не допускается. Уравнение изменения пониженных напоров в поровой воде имеет вид, аналогичный уравнению (4.41), но вместо $a_{уп}$ в нем принято $a_{p.y}$ — коэффициент разуплотнения:

$$\frac{\partial H}{\partial t}=\frac{k(1+\varepsilon_{cp})}{\gamma a_{p.y}}\left(\frac{\partial^2H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2H}{\partial z^2}\right) \tag{9.12}$$

Коэффициент фильтрации k в уравнении (9.12) считается одинаковым в горизонтальном и вертикальном направлениях, хотя можно получить уравнение с разным k; тогда уравнение разуплотнения грунта будет иметь вид (4.40). Метод решени

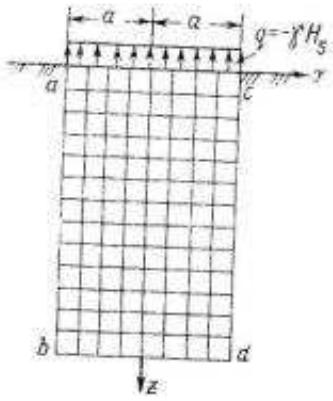


Рис. 9.6. Схема для расчета величины подъема тела

уравнения (9.12) был рассмотрен нами в гл. 4. Здесь мы рассмотрим лишь особенности его реализации для разуплотняющей нагрузки.

Пусть к поверхности грунта (при незначительном заглублении) приложено равномерно распределенное отрывное усилие в пределах полосы шириной $2a$. Для того чтобы оторвать тело от грунта, необходимо поднять его на какую-то высоту от поверхности основания. При этом щель между поверхностью грунта и подошвой тела должна заполниться водой, поступающей в область наиболее низкого давления. Таким образом, задача заключается в определении количества воды, поступающей из грунта под подошву тела. Соответственно величина разуплотнения грунта определится количеством воды, вошедшей и вышедшей через грани ab, ac, bd и cd (рис. 9.6). Толщину же слоя отфильтровавшей под подошву тела воды, т. е. высоту подъема тела над поверхностью грунта s_t, можно найти по формуле

$$s_t = \frac{k}{a}\int_{-a}^{a}\int_{0}^{t}\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{z=0} dx\,dt, \qquad (9.13)$$

Мы не будем приводить формул для определения количества воды, прошедшей через грани ab, bd и cd; это делается так же, как и при расчете нестабилизированных осадок (см. гл. 4, § 6). В данном случае нас интересует только величина s_t, поскольку именно она определяет возможность отрыва тела от грунта. Для нахождения s_t используем метод, описанный в гл. 4, § 6:

$$s_t = \frac{k}{a}\left\{\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0} + \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=\Delta h} + \cdots + \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=(a-\Delta h)}\right]_{z=0,\ t=\Delta t} + \right.$$
$$+\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0} + \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=\Delta h} + \left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{x=(a-\Delta h)}\right]_{z=0,\ t=\Delta t} + \cdots +$$
$$\left.+\left[\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=0} + \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=\Delta h} + \cdots + \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)_{x=(a-\Delta h)}\right]_{z=0,\ t=n\Delta t}\right\}\Delta h\Delta t, \qquad (9.14)$$

где Δh — шаг сетки, нанесенной на область грунта под телом; Δt — расчетный промежуток времени, определяемый по формуле (4.70), n — число расчетных промежутков времени.

В (9.14) принято

$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{H_k - H_{k-1}}{\Delta h}, \qquad (9.15)$$

Значения напорной функции $H(x, z, t)$ устанавливаем д любого момента времени (кроме начального) по формуле

$$H_{t+1,\,i,\,k} = 0{,}25\,(H_{t,\,i,\,k+1} + H_{t,\,i,\,k-1} + H_{t,\,i+1,\,k} + H_{t,\,i-1,\,k}). \qquad (9.$$

Начальное распределение пониженных давлений в поров воде устанавливаем из условия

$$p_0 = \frac{1}{2}\,(\sigma_x^* + \sigma_z^*), \qquad (9.$$

где σ_x^*, σ_z^* — напряжения в скелете грунта в стабилизиров ном состоянии от уплотняющей нагрузки, равной по величи отрывному усилию. Поэтому для определения σ_x^* и σ_z^* мож пользоваться формулами (2.11) и табл. 8 и 9.

Таблица 30. Начальное распределение напоров

za	$x=0$	$x=0{,}25a$	$x=0{,}5a$	$x=0{,}75a$	$x=1{,}0a$	$x=1{,}25a$	$x=1{,}5a$	$x=1{,}75a$	$x=2{,}0a$	
0	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,25	0,86	0,84	0,81	0,73	0,46	0,22	0,12	0,07	0,05	0
0,5	0,71	0,69	0,65	0,56	0,42	0,42	0,19	0,13	0,1	0
0,75	0,59	0,58	0,54	0,48	0,39	0,27	0,22	0,16	0,13	0
1	0,50	0,48	0,46	0,41	0,35	0,29	0,23	0,18	0,15	0
1,25	0,43	0,42	0,40	0,37	0,32	0,28	0,23	0,19	0,16	0
1,5	0,38	0,37	0,35	0,32	0,27	0,26	0,23	0,2	0,17	0
1,75	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27	0,24	0,22	0,19	0,17	0
2	0,3	0,29	0,27	0,27	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0
2,25	0,27	0,27	0,26	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0
2,50	0,24	0,24	0,24	0,23	0,22	0,2	0,19	0,17	0,16	0
2,75	0,22	0,22	0,21	0,21	0,2	0,19	0,18	0,17	0,15	0
3	0,21	0,2	0,2	0,19	0,19	0,17	0,17	0,16	0,15	0

Таблица 31. Распределение напоров для $t=5\,\Delta t$

za	$x=0{,}25a$	$x=0$	$x=0{,}25a$	$x=0{,}5a$	$x=0{,}75a$	$x=1a$	$x=1{,}25a$	$x=1{,}50a$	$x=1{,}75a$	$x=2a$	
0	1	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,25	0,83	0,84	0,83	0,77	0,65	0,29	0,17	0,11	0,07	0,05	0
0,5	0,68	0,7	0,68	0,62	0,52	0,36	0,25	0,17	0,12	0,09	0
0,75	0,57	0,58	0,57	0,52	0,45	0,36	0,30	0,22	0,16	0,14	0
1	0,49	0,5	0,49	0,45	0,4	0,34	0,28	0,22	0,18	0,14	0
1,25	0,42	0,42	0,42	0,39	0,35	0,31	0,26	0,23	0,18	0,15	0
1,5	0,36	0,37	0,36	0,34	0,31	0,28	0,25	0,22	0,19	0,16	0
1,75	0,32	0,32	0,32	0,3	0,28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0
2	0,29	0,29	0,29	0,27	0,26	0,24	0,22	0,2	0,19	0,17	0
2,25	0,26	0,26	0,26	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,16	0
2,5	0,23	0,24	0,23	0,23	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0
2,75	0,22	0,22	0,22	0,21	0,21	0,2	0,18	0,17	0,16	0,15	0
		0,2	0,2	0,19	0,2	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	

Таблица 32. Распределение напоров для $t=20\,\Delta t$

za	$x=-0{,}25a$	$x=0$	$x=0{,}25a$	$x=0{,}50a$	$x=0{,}75a$	$x=1a$	$x=1{,}25a$	$x=1{,}50a$
0	1	1	1	1	1	1/0	0	
0,25	0,81	0,82	0,81	0,76	0,63	0,28	0,15	0,09
0,5	0,65	0,66	0,65	0,6	0,5	0,34	0,22	0,15
0,75	0,53	0,55	0,53	0,5	0,43	0,34	0, 5	0,19
1	0,45	0,46	0,45	0,43	0,38	0,32	0,26	0,21
1,25	0,38	0,38	0,38	0,37	0,34	0,3	0,26	0,22
1,5	0,33	0,33	0,33	0,32	0,3	0,28	0,25	0,22
1,75	0,3	0,3	0,3	0,28	0,28	0,26	0,23	0,21
		0,28	0,27	0,27	0,25	0,24	0,21	

Для упрощения практической реализации рассматриваемой задачи в табл. 30 приведено начальное распределение пониженных напоров при граничном напоре $H_{z=0}=1$, а в табл. 31 и 32 соответственно для $t=5\Delta t$ и $t=20\Delta t$. При $H_{z=0}=q/\gamma$, отличающемся от 1, действительные напоры определяют умножением значений таблицы на действительное значение.

Отметим, далее, следующее. Если при расчете нестабилизированных осадок мы определяли граничные условия в зависимости от водопроницаемости подошвы, то при действии постоянного отрывного усилия граничное значение пониженных напоров остается постоянным до момента отрыва тела от грунта. Оно может измениться только при изменении величины отрывного усилия.

В заключение отметим, что, как и в случае одномерной задачи, говорить о какой-то определенной величине сопротивления грунта отрывному усилию нельзя. Можно лишь сказать, что любое усилие, большее массы тела и защемляющих сил, может привести к отрыву тела от грунта, но время отрыва будет различным и определяться с учетом условия (9.14).

Для пояснения изложенного приведем пример расчета отрывного усилия, приняв следующие данные: $\gamma=0{,}01$ Н/см^3; $k=10^{-5}$ см/с; $\varepsilon_{сл}=0{,}5$; $a_{p.\,y}=0{,}2$ см^2/Н; $2a=200$ см; $\Delta h=0{,}25a=25$ см. Подошва тела заглублена на 10 см в грунт.

Определяем по формуле (4.70) $\Delta t=210$ с. Допустим, что отрывное усилие создает по подошве тела всасывающий напор $H_s=-200$ см. Пользуясь табл. 31 и формулой (9.16), определяем для $z=0$ и $t=\Delta t$, $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, $5\Delta t$ значения $(dH/dz)_{z=0}$, предварительно умножив данные таблицы на 200. По формуле (9.14) толщина слоя воды через $t=\Delta t=1050$с составит $s_t=0{,}03$ см. Выполнив аналогичное вычисление для $H_s=-400$ см ($q=4$ Н/см^2) и для $t=5\Delta t$, получим $s_t=0{,}066$ см. Увеличение всасывающего напора привело к соответствующему увеличению толщины слоя воды под подошвой тела, т. е. к ускорению процесса отрыва тела от грунта. Если исключить возможность прорыва воды из водоема под подошву до образования слоя воды толщиной, например, 1 см, то при $H_s=-200$ см время удержания тела за счет присоса составит около 30000 с, т. е. 8,2 ч, а при $H_s=-400$ см — 3,3 ч. Это говорит о том, что при временном характере отрывного усилия (волны, ветер, удары причаливаемых судов) грунт может воспринимать его за счет сил присоса, естественно, масса сооружения при этом может быть существенно уменьшена.

§ 4. ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ ДЕЙСТВИИ ОТРЫВНОГО УСИЛИЯ

Из практики судоподъема известно, что часто при подъеме судна вместе с ним отрываются большие массы грунта. Такие же явления наблюдаются и при отрыве от водонасыщенного грунта «мертвых» якорей, специальных анкерных устройств, использующих силу присоса, а также при подъеме трубопроводов во время их капитального ремонта на обводненных грунтах.

При проектировании анкерных фундаментов и держащих якорей платформ и трубоукладочных барж необходимо знать не только время, в течение которого будет сохраняться присос при заданной величине отрывного усилия, но и уметь находить предельную величину отрывного усилия. Предельной будем называть такую величину отрывного усилия, при которой отрыв тела происходит вследствие разрушения грунтового основания с образованием трещин, разрывов или потери общей устойчивости грунтовой массы под подошвой тела.

1. Условия разрушения грунта с образованием трещин

Образование трещин в водонасыщенном грунте является результатом взаимодействия всех сил, возникающих в нем при действии отрывного усилия: напряжений от внешних уплотняющих нагрузок и собственного веса грунта, а также от фильтрационных сил. Уплотняющие нагрузки и собственный вес грунта создают сжимающие напряжения. Фильтрационные силы, обусловленные всасывающим напором, могут вызвать в грунте появление растягивающих напряжений, что при определенных условиях может привести к образованию первичной трещины.

Рассмотрим сначала условие образования горизонтальной трещины. Если суммарная величина напряжений от веса грунта, сил сцепления и фильтрационных напряжений будет в какой-либо точке меньше нуля или в пределе — равной нулю, то в данной точке возникает условие разрыва сплошности грунта и образования первичной трещины.

На глубине z_i это условие может быть записано в виде

$$\left(\gamma_{\text{сж}} - \frac{\gamma}{1+e}\right) z_i + \sigma_c \leqslant -\gamma \int_0^{z_i} \frac{\partial H}{\partial z}\, dz, \qquad (9.18)$$

где $\sigma_c = c \operatorname{tg} \varphi$; c — сцепление грунта.

Условие (9.18) является единственным только для установившегося фильтрационного потока, когда правая часть (9.18) — величина, постоянная для данного z_i.

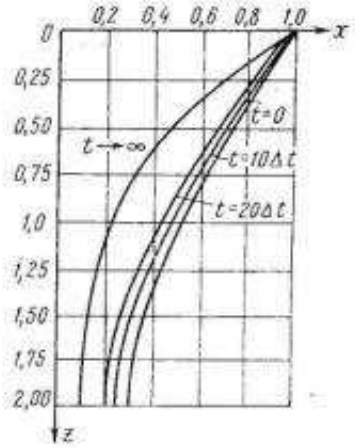


Рис. 9.7. Кривые изменения всасывающих напоров H по глубине и во времени

На рис. 9.7 показаны кривые изменения H по глубине и во времени. Допустим, что в момент $t = 10\,\Delta t$ на глубине z_i возникло условие (9.18). Однако интенсивность фильтрационной силы изменяется с изменением dH/dz. Может сложиться такое положение, при котором изменение фильтрационных напряжений будет происходить настолько быстро, что трещина не успеет раскрыться ни на глубине z_i, ни на $z_i + \Delta z$ и т. д. Чтобы трещина образовалась, необходимо некоторое время для заполнения ее фильтрующей водой, поскольку незаполненного пространства в двухфазной системе грунта быть не может.

Таким образом, второе условие можно записать в виде

$$-k\left[\frac{H(z_1) - H(z_2)}{z_1 - z_2}\right] \geqslant \frac{z_1 - z_2}{\Delta t}, \qquad (9.19)$$

где z_1, z_2 — глубины, на которых выполняется условие (9.18) в моменты времени t_1 и t_2; $H(z_1)$, $H(z_2)$ — значения напорной функции в моменты времени t_1 и t_2, определяемые по формуле (9.16).

Переходя к рассмотрению условий образования вертикальных трещин, отметим, что они могут возникнуть под воздействием горизонтальных составляющих напряжений в скелете грунта от его массы и от фильтрационных сил.

Если рассмотреть условие равновесия грунта в какой-либо точке x, z основания, то можно сказать, что до появления фильтрационных сил давления грунта справа и слева от точки взаимно уравновешивают друг друга. Но при действии фильтрационной силы условия равновесия нарушаются и, если фильтрационные напряжения будут больше, чем разность пассивного и активного давления грунта в точке x, z, может образоваться вертикальная трещина. Это условие можно записать в виде

$$e_{\text{пас}}(x, z) - e_{\text{акт}}(x, z) \leqslant \gamma - \int_0^{z_1} \frac{\partial H}{\partial x}\, dz. \qquad (9.20)$$

Аналогично (9.19) можно записать второе условие

$$-k\left[\frac{H(x_2) - H(x_1)}{x_2 - x_1}\right] \geqslant \frac{x_2 - x_1}{\Delta t}, \qquad (9.21)$$

где, как в (9.19), правая часть (9.21) обозначает скорость перемещения вертикали, на которой выполняется условие (9.20).

Образовавшаяся вертикальная трещина может стать местом сосредоточенной фильтрации, привести к разрушению грунта и быстрому отрыву тела, что и наблюдается на практике, например, при отрыве от грунта анкерных устройств и якорей, при судоподъеме и т. п.

2. Условие потери устойчивости массива грунта при действии отрывного усилия

Образование трещин требует некоторого времени, иногда весьма значительного. Если нужно быстро оторвать тело от грунта, например при подъеме трубопровода, или определить предельное отрывное усилие, приводящее к мгновенному отрыву тела от водонасыщенного грунта, то необходимо исследовать условия,

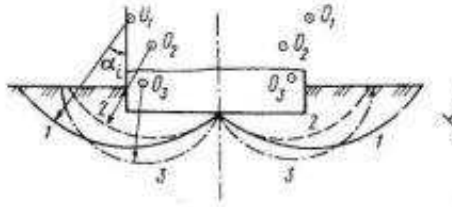


Рис. 9.8. Возможные линии скольжения (*1, 2, 3*) при разрушении грунтового основания

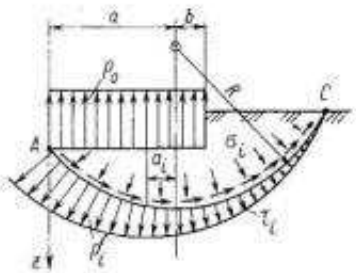


Рис. 9.9. Схема сил, действующих на смещающуюся зону грунта

при которых массив грунта под воздействием всасывающего напора теряет устойчивость. Проведенные нами опыты в лаборатории и при выполнении судоподъемных работ позволяют сказать, что мгновенный отрыв тела с заглубленной подошвой происходит всегда со смещением грунта по поверхности, близкой к цилиндрической (рис. 9.8). В соответствии с этим и примем допущение, что под телом образуются две симметричные зоны смещения. Схема всех сил, действующих на одну зону, показана на рис. 9.9.

На рисунке приняты обозначения: p_0 — интенсивность всасывающего давления по подошве тела; p_i — то же, по поверхности смещения; σ_i — напряжения в скелете грунта от собственной массы; τ_i — касательные напряжения.

Ход рассуждений по расчету устойчивости аналогичен приведенному в гл. 6, § 3, поэтому останавливаться подробно на них мы не будем, а запишем лишь итоговую формулу

$$\frac{1}{2} p_0 (a^2 - b^2) = R\left[\sum_A^C a_i \frac{(q_i + p_i - p_0) + c \operatorname{tg} \alpha_i}{1 - \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg} \varphi + cL\right], \qquad (9.22)$$

где q_i — вес элемента шириной a_i; L — длина дуги скольжения; α_i показано на рис. 9.8. Из формулы (9.22) видно, что при $a = b$ отрыва тела со смещением грунта вообще быть не может.

Наиболее вероятный центр области смещения с минимальным запасом устойчивости расположен в окрестности вертикали с $b = 0$.

Значение p_i определяется по формуле (9.16) с использованием табл. 30, 31, 32, которые можно дополнить и продолжить, используя формулу (9.16).

Приведем пример практической реализации изложенного в данном параграфе.

Требуется определить, какой силы присос можно учитывать при расчете устойчивости платформы, установленной на море для бурения нефтяных скважин, при действии больших временных горизонтальных нагрузок (рис. 9.10). Такой временной нагрузкой может быть навал судна при швартовке, ветровая нагрузка на причаленное судно, воздействие волн и течения и т. п. Пусть высота платформы $H_0 = 50$ м, ее ширина $B_0 = 20$ м, масса платформы и сооружений на ней — $Q = 1000$ т.

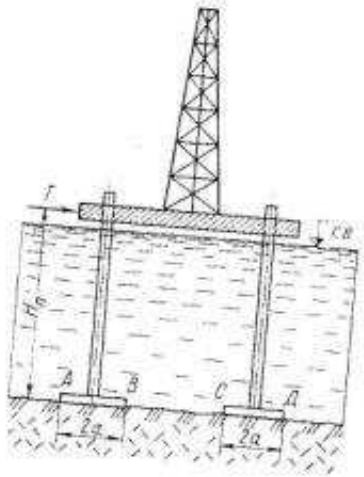


Рис. 9.10. Платформа для работы на море

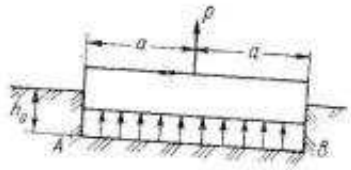


Рис. 9.11. Схема сил, действующих на опорный элемент платформы

Рассчитывая на опрокидывание платформы с поворотом в точке D, полагаем, что предельное усилие T, при котором по подошве опоры AB сжимающие напряжения станут равными нулю, будет $T_{пр} = 2 \cdot 10^5$ Н. Предположим, что на опору действует постоянная горизонтальная нагрузка $1{,}5 \cdot 10^5$ Н, следовательно, временное усилие $T_{вр}$ не должно быть более $5 \cdot 10^5$ — это, если учитывать в качестве удерживающего фактора только массу платформы. Посмотрим, что может дать учет сопротивления грунта отрывному усилию.

Пусть конструкция опорных частей AB и CD имеет вид, показанный на рис. 9.11, полуширина опоры $a = 100$ см, $h_0 \approx 40$ см. Характеристики грунта: $\gamma_{ск} = 0{,}018$ Н/см³, $c = 0{,}2$ Н/см², $\varepsilon = 0{,}5$, $k = 10^{-5}$ см/с, $a_{p.y} = 0{,}2$ см²/кгс.

1. Находим предельное значение присоса p_{0p}, при котором отрыв опоры происходит в результате потери устойчивости грунтового основания (см. рис. 9.9). Проводя вычисления по формуле (9.22), находим, что минимум запаса устойчивости будет при $p_0 = 4$ Н/см², а $k_y = 1$ при $p_0 = 3{,}7$ Н/см². Именно это значение величины присоса мы и будем считать предельным в данном примере, т. е. $p_0 = 3{,}7$ Н/см². Это говорит о том, что каждый квадратный метр площади опоры AC может удерживать в течение какого-то времени $p_0 < 3{,}7$ Н/см². Приняв $p_0 = 3$ Н/см², найдем, что для компенсации $T_{вр} = 5 \cdot 10^5$ Н за счет присоса площадь опоры AB должна быть

$$F_{оп} = \frac{T_{пр} \cdot 5000}{3 \cdot 1000} = 8{,}3 \cdot 10^5 \text{ см}^2 = 83 \text{ м}^2.$$

Таким образом, при ширине опоры 2 м длина ее (в направлении, перпендикулярном к плоскости чертежа) должна быть 42 м. При этом масса платформы может быть уменьшена на 500 т.

2. Проверяем возможность разрушения грунта в результате образования трещин, причем присос возьмем $p_0 = 2$ Н/см², т. е. с запасом. Определяем по формуле (4.70) $\Delta t = 0{,}66\, \Delta h^2$ при $\Delta t = 0{,}25$ и $\Delta t = 835$ с.

Для вычислений по уравнению (9.18) находим $\gamma^* = [\gamma_{ск} - \gamma/(1+\varepsilon)] = 0{,}012$ Н/см³. Дальнейший расчет выполняем с использованием выражения (9.16) или с помощью табл. 30, 31, 32 и составленных по формуле (9.16) недостающих таблиц. Правую часть уравнения (9.18) представляем в виде $-\gamma[H(0) - H(z)]$, где $H(0)$ — значение напорной функции для $z = 0$, $H(z)$ — для $z = z_i$ по одной и той же вертикали.

Составляя таблицу значений левой части уравнения (9.18) для вертикалей $x = 0$; $x = 0{,}5\,a$; $x = 0{,}75\,a$; $x = a$ и значений правой части его (табл. 33),

Таблица 33

τ, см	$\gamma^* z$	$x=0$		$x=0.5a$		$x=0.75a$		$x=a$	
		H_z	H_0-H_z	H_z	H_0-H_z	H_z	H_0-H_z	H_z	H_0-H_z
				$t=0$					
25	30	172	28	162	48	146	54	92	108
50	60	142	58	130	70	112	88	84	116
75	90	82	90	108	92	96	104	78	122
100	120	—	—	92	108	82	118	70	130
125	150	—	—	—	—	—	—	64	136
				$t=20\,\Delta t$					
25	30	164	36	152	48	126	74	56	144
50	60	132	68	120	80	100	100	68	132
75	90	108	92	100	100	80	114	68	132
100	120	92	108	86	114	76	124	64	136
125	150	76	124	—	—	68	132	60	140

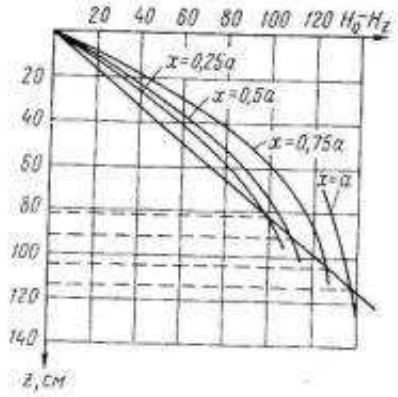


Рис. 9.12. График для определения глубин, где возможно образование трещин

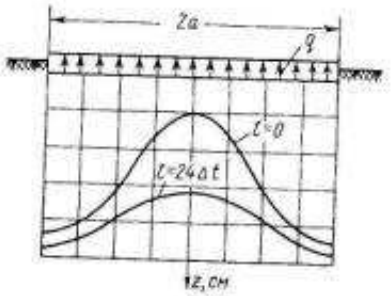


Рис. 9.13. Кривые изменения положения возможной трещины в грунте

находим значения z, на которых возможно образование трещин для различных моментов времени, например $t=0$ и $t=20\,\Delta t$.

Построив для каждой вертикали графики зависимости H_0-H_z и проведя линию $\gamma^* z$, получим для каждой вертикали глубину, где в данный момент выполняется условие (9.18). Этот график показан на рис. 9.12 для $x=-0{,}25\,a$; $0{,}5\,a$; $0{,}75\,a$ и a.

По графикам определяем соответствующие значения $z_{тр}$ (табл. 34).

Таблица 34

x	$t=0$ $z_{1тр}$, см	$t=20\,\Delta t$ $z_{2тр}$, см	$\Delta z=z_2-z_1$, см
0	24	81	47
$\pm 0{,}5a$	76	92	12
$\pm 0{,}75a$	96	105	9
$\pm a$	110	117	7

На рис. 9.13 показаны очертания возможных трещин в моменты $t=0$ и $t=20\,\Delta t$.

Сравнивая для соответствующих вертикалей значения $z_{1тр}$ и $z_{2тр}$, видим что за время $t=20\,\Delta t=4{,}65$ ч поверхность образования трещин значительно переместилась по сравнению с $t=0$. Это наглядно видно и на рис. 9.13. Наименьшая скорость перемещения трещины наблюдается по вертикали $x=\pm a$. Поэтому мы проверим возможность образования трещин по формуле (7.19) только для этой вертикали.

Обозначив $[H(z_1)-H(z_2)]/[z_1-z_2]$ через dH/dz, найдем (используя данные табл. 9.4), что dH/dz несколько меньше единицы. Приняв для упрощения $dH/dz=1$, по формуле (9.19) получаем $0{,}1<4{,}2$. Условие (9.19) не выполняется. Это говорит о том, что в течение принятого расчетного времени $t=-20\,\Delta t=4{,}65$ ч трещин в грунте при $p_0\leq 2$ Н/см² образоваться не может. Таким образом, если принять в расчет $p_0=2$ Н/см², то ни потери устойчивости грунта, ни образования трещин не произойдет. Следовательно, присос будет сохраняться весьма длительное время, в течение которого может действовать нагрузка $T_{оп}$, а дополнительной массы платформы для ее компенсации не потребуется.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

Глава 1. **Основные сведения о грунтах и закономерностях механики грунтов** 5

§ 1. О понятии «грунт» и составляющих грунта 5
§ 2. Физико-механические характеристики грунтов 9
§ 3. Сжимаемость грунтов под воздействием внешних нагрузок 15
§ 4. Сопротивление грунтов сдвигу 20
§ 5. Фильтрационные свойства грунтов 26
§ 6. Электроосмос в грунте 30

Глава 2. **Определение напряжений в грунте** 32

§ 1. Расчетные модели грунта 32
§ 2. Напряжения в грунте от сосредоточенной силы 36
§ 3. Напряжения в грунте от распределенной нагрузки 38
§ 4. Напряжения в грунте от собственного веса. Коэффициент бокового давления и модуль упругости грунта 46
§ 5. Фильтрационные напряжения в грунте 49
§ 6. Определение областей предельного напряженного состояния, возникающих в грунте 52

Глава 3. **Определение напряжений по контактной поверхности** 57

§ 1. Напряжения по подошве совершенно жестких сооружений 59
§ 2. Определение напряжений по подошве сооружений конечной жесткости 62

Глава 4. **Деформация грунтов и осадки сооружений объектов нефтяной и газовой промышленности** 76

§ 1. Деформация грунтов как фактор, оказывающий существенное влияние на эксплуатационную надежность сооружений 76
§ 2. Основные характеристики вертикальных перемещений сооружений 78
§ 3. Расчет стабилизированных осадок 79
§ 4. Нестабилизированные осадки сооружений. Одномерная задача 85
§ 5. Плоская задача теории фильтрационного уплотнения грунта 91
§ 6. Расчет нестабилизированных осадок по расходу воды, отфильтровавшей из-под сооружения 96
§ 7. Уплотнение двухфазного грунта при неравномерно распределенной нагрузке 103
§ 8. Начальные и граничные условия 105
§ 9. Примеры расчета осадок 107

Глава 5. **Давление грунта на элементы заглубленных сооружений** 111

§ 1. Основные схемы воздействия грунта на заглубленные сооружения 111
§ 2. Предельные соотношения между главными напряжениями в грунте 113
§ 3. Активное и пассивное давления грунта 115
§ 4. Давление грунта на подземные трубопроводы 125

Глава 6. **Общая устойчивость грунтовых массивов и сооружений** 133

§ 1. Характерные схемы потери устойчивости. Определение понятия общей устойчивости 133
§ 2. Расчет устойчивости сооружений при сдвиге их по плоским поверхностям 136

§ 3. Расчет устойчивости откосов и сооружений по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения 138
§ 4. Устойчивость грунтовых масс и сооружений на них при образовании поверхностей скольжения, определяемых по теории предельного равновесия 141
§ 5. Устойчивость оползающих массивов грунта 149
§ 6. Продольные перемещения подземных трубопроводов . . . 153

Глава 7. **Особенности механики мерзлых грунтов** 161

§ 1. Особенности мерзлых грунтов 161
§ 2. Прочность мерзлых грунтов при сжатии и сопротивлении их сдвигу 167
§ 3. Основные теплофизические характеристики мерзлых грунтов 172
§ 4. Особенности формирования и изменения свойств мерзлых грунтов под влиянием теплового воздействия окружающей среды и трубопроводов 173
§ 5. Взаимодействие магистрального трубопровода с мерзлым грунтом 178
§ 6. Осадка сооружений на оттаивающих мерзлых грунтах . . 181
§ 7. Пучение мерзлого грунта и учет этого явления при прокладке трубопроводов 190

Глава 8. **Реологические процессы в грунтах** 194

§ 1. Основные представления о ползучести грунтов 195
§ 2. Учет ползучести грунтов при расчете подземных трубопроводов 199
§ 3. Учет ползучести грунтов при расчете осадок 202

Глава 9. **Прочность и устойчивость грунтов при приложении к ним отрывных усилий** 206

§ 1. Случаи, когда к грунту прикладываются отрывные усилия 206
§ 2. О природе сопротивления грунта отрывным усилиям . . . 207
§ 3. Расчетная модель присоса 210
§ 4. Прочность и устойчивость грунтового массива при действии отрывного усилия 217

Петр Петрович Бородавкин

МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ТРУБОПРОВОДНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Редактор издательства Г. В. Ростова
Переплет художника Т. Н. Погореловой
Технический редактор М. Е. Карева
Корректор И. Н. Тараканова

ИБ № 5605

Сдано в набор 23.07.85. Подписано в печать 28.10.85. Т-18679. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага книжн.-журн. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 14,0. Усл. кр.-отт. 14,0. Уч.-изд. л. 14,0. Тираж 3000 экз. Заказ 1252/157-8. Цена 80 коп.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра».
103633. Москва, К-12, Третьяковский пр., 1/19.
Московская типография № 11 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 113105, Москва, Нагатинская ул., д. 1.