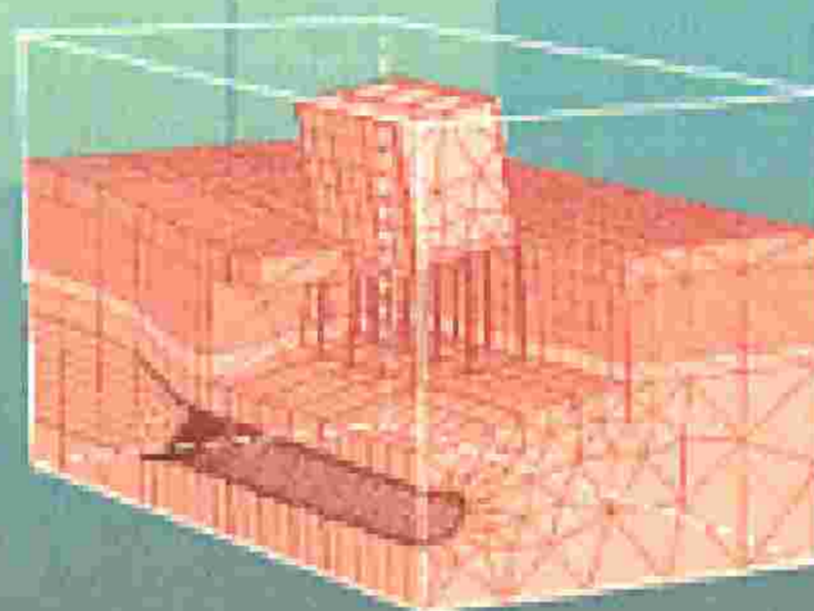




СТРОИТЕЛЬСТВО



А.Э. Абуханов

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

СЕРИЯ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

А.З. Абуханов

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Учебное пособие

РОСТОВ-НА-ДОНУ
 ФЕНИКС
2006

УДК 624.1(075.8)

ББК 38.58я73

КТК 271

А 13

Допущено Министерством сельского хозяйства Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по направлению подготовки специалистов
656400 — «Природообустройство».

Рецензенты:

В.Н. Шкура — профессор кафедры гидротехнических сооружений
(Новочеркасская государственная мелноративная академия);

Ю.Н. Мурзенко — доктор технических наук, профессор
кафедры САПР объектов строительства и фундаментостроения
(Южно-Российский государственный технический университет)

Абуханов А.З.

А 13 Механика грунтов: Учебное пособие / А.З. Абуханов. — Ростов н/Д:
Феникс, 2006. — 352 с. — (Строительство).

В учебном пособии изложены основные сведения о природе грунтов, рассмотрены физические, химические и механические свойства, классификационные и расчетные показатели грунтов. Дан анализ основных закономерностей механики грунтов и распределения напряжений и деформаций в грунтах и их изменений во времени. Особое внимание уделено основным положениям расчетного аппарата и расчетным схемам.

Описаны методы расчета устойчивости сооружений, откосов и грунтовых массивов за подпорными стенами. Приведены примеры расчетов, нормативные и справочные материалы.

Рекомендуется как учебное пособие для студентов вузов, колледжей, ведущих подготовку специалистов по природоохранным и строительным специальностям.

УДК 624.1(075.8)

ББК 38.58я73

ISBN 5-222-08984-3

© Абуханов А.З., 2006

© Оформление, изд-во «Феникс», 2006

ПРЕДИСЛОВИЕ

При проектировании и строительстве сооружений особенно важно правильное использование законов механики грунтов.

Достоверная оценка свойств грунтов является трудной и сложной задачей, решение которой дает возможность экономно и правильно выбрать тип и конструкцию фундаментов, обеспечить необходимую инженерную подготовку строительной площадки, определить методы производства работ, снизить стоимость и сократить сроки строительства.

Для решения этой трудной задачи будущему специалисту необходимо знать:

- инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки;
- физические, физико-химические и физико-механические свойства грунтов в пределах зоны влияния сооружения;
- закономерности изменения свойств грунтов, прогноз инженерно-геологических процессов в результате нарушения зданием или сооружением природного равновесия и гидрогеологической обстановки;
- методы расчета оснований по предельным состояниям, методы расчета устойчивости откосов и грунтовых массивов за подпорными стенами.

Целью пособия является систематизация основных сведений о свойствах грунтов и методах их установления в полевых и лабораторных условиях, напряженном и предельном состояниях грунтов, расчетах оснований по деформациям, прочности и устойчивости.

При подготовке пособия в какой-то мере выдерживается принцип: лучше меньше формул и зависимостей, но подробнее. В необходимых случаях в тексте даются ссылки на соответствующую литературу, в которых можно найти эти материалы. Другими словами, ставилась задача обучить основам и принципам механики грунтов, в большинстве случаев на примерах простейших задач дать минимум необходимых знаний, показать пути и, что самое главное, — оценить область применения решений, показать основные подходы к ним и ознакомить будущего специалиста с новой для него терминологией.

Особенность данного пособия также заключается в том, что в каждой главе наряду с кратким изложением теоретической части приводятся примеры расчета и контрольные вопросы, которые позволят закрепить изучение конкретного раздела.

Автор выражает благодарность рецензентам: проф. В.Н. Шкура и д-ру техн. наук, проф. Ю.Н. Мурзенко за ценные замечания, которые были учтены при доработке рукописи пособия.

Глава 1

Физическая природа грунтов

1.1. Природа образования грунтов и виды грунтовых отложений

Верхний слой земной коры (литосфера), мощность которого часто достигает нескольких сотен метров, представляет собой кору выветривания (рис. 1.1).

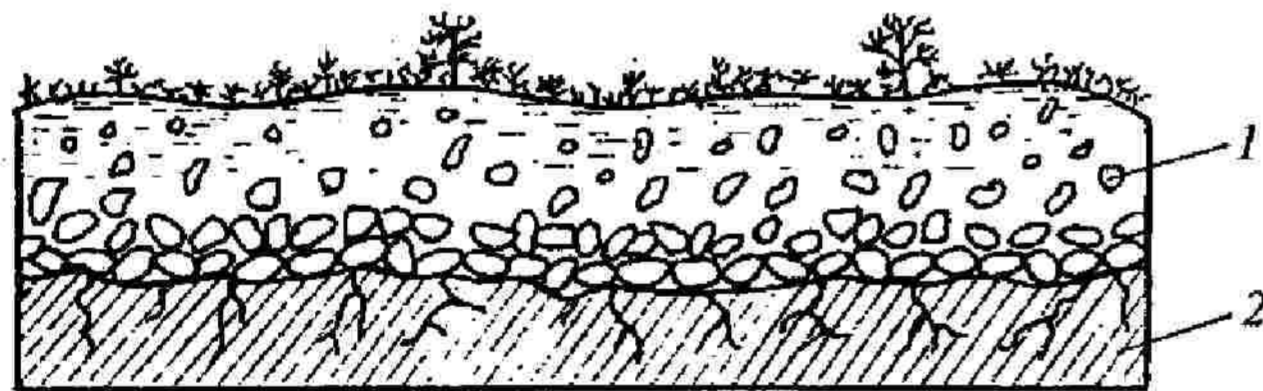


Рис. 1.1. Выветривание горных пород (по В.П. Ананьеву, 1980):
1 — кора выветривания; 2 — коренная порода

Выветривание — это процессы разрушения и изменения горных пород под воздействием различных факторов, например, замерзания воды в порах, колебания температуры и т.д. Основной особенностью выветривания горных пород является постепенное разрушение верхних слоев литосферы, в результате чего минералы и горные породы изменяют свой химико-минералогический состав, подвергаясь дроблению, рыхлению, переносу водой и воздушными потоками, и, как следствие, ухудшаются их строительные свойства.

В процессе выветривания горные породы подвергаются физическому (механическому), термическому (температурному) и химическому разрушениям.

Физическое выветривание связано с механическими воздействиями на породы, которое возникает вследствие температурного воздействия, давления на породы утолщающихся корней деревьев, роста кустарников и др.

Температурное выветривание обуславливает неравномерное остывание пород, отсюда неравномерное уменьшение их объема и, как следствие, разрушение. Колебания температуры летом и зимой, днем и ночью обуславливают попеременное расширение и сжатие горных пород, что приводит к ослаблению сцепления между минеральными зернами и их растрескиванию. Наибольшие величины разрушения достигаются в районах пустынь, где разница температуры днем и ночью достигает 40—50 °С. В холодных областях и высокогорных районах можно наблюдать морозное выветривание, вызываемое замерзанием воды в трещинах и порах пород. Вода обладает большой разрушительной силой, при замерзании она увеличивается в объеме примерно на 9% и создает давление на стенки пород до 200 МПа. Явление морозного выветривания можно наблюдать в виде крупноглыбовых и щебенистых развалов и россыпей.

Химическое выветривание происходит под воздействием воды, которая содержит кислород и углекислый газ, а также под воздействием воздуха. Химическое воздействие воды с растворенными в ней веществами приводит к изменению состава пород и появлению вторичных минералов.

Химическое выветривание приводит к появлению в составе грунта тонкодисперсных и коллоидных глинистых частиц. Особенно богаты тонкодисперсными и коллоидными частицами верхние почвенные слои грунтовой толщи, где наряду с минеральными частицами в коллоидном состоянии накапливается также органическое вещество почвы — перегной (гумус).

Процессы образования земной коры продолжались в течение многих миллионов лет. В табл. 1.1 приведена геохронология последовательного накопления осадочных пород земли и смена геологических эр и периодов.

В качестве оснований зданий и сооружений, а также строительного материала часто используются четвертичные осадочные грунты, которые подразделяются на генетические типы (табл. 1.2).

Так как свойства грунтов во многом зависят от их происхождения (генезиса), то все горные породы разделяются на три группы (рис. 1.2).

Породы осадочного происхождения занимают всего 5% объема земной коры, однако по занимаемой площади (75%) они самые распространенные, вследствие чего являются основанием для строительства большинства зданий и сооружений.

Если проследить историю формирования понятия о материалах, составляющих основание сооружений, а также используемых для насыпей, то можно заметить, что отсутствует единое мнение различных специалистов

Таблица 1.1

Геохронологическая таблица (по Н.М. Дорошкевичу, 1972)

Эры	Периоды	Индексы	Длительность, млн лет
Кайнозойская K_z (новая)	Четвертичный		1
	Третичный	Неогены (новый)	25-30
		Палеогены (древний)	30-35
Мезозойская M_z (средняя)	Меловой	K	55-60
	Юрский	J	25-35
	Триасовый	T	30-35
Палеозойская (древняя)	Пермский	P	25-30
	Каменноугольный	C	50-55
	Девонский	D	45-50
	Силурийский	S	40-45
	Ордовикский	Or	70-80
	Кембрийский	St	70-90
Протерозойская PR (ранняя)	—	Pt	600-800
Архейская AR (первоначальная)	—	A	Более 900

Примечание. По некоторым данным длительность четвертичного периода исчисляется сейчас 2-3 млн лет.

Таблица 1.2

Генетические типы грунтов четвертичного возраста

Типы грунтов	Индексы	Типы грунтов	Индексы
Аллювиальные (речные отложения)	a	Флювиогляциальные (отложения ледниковых потоков)	f
Озерные	l	Озерно-ледниковые	lg
Озерно-аллювиальные	la	Элювиальные (отложения на месте образования)	el
Делювиальные (отложения на склонах)	d	Элювиально-делювиальные	eld
Аллювиально-делювиальные	ad	Пролувиий (отложения бурных дождевых потоков в горных областях)	p
Эоловые (осаждения из воздуха)	z	Аллювиально-пролувиальные	ap
Гляциальные (ледниковые отложения)	g	Морские	m

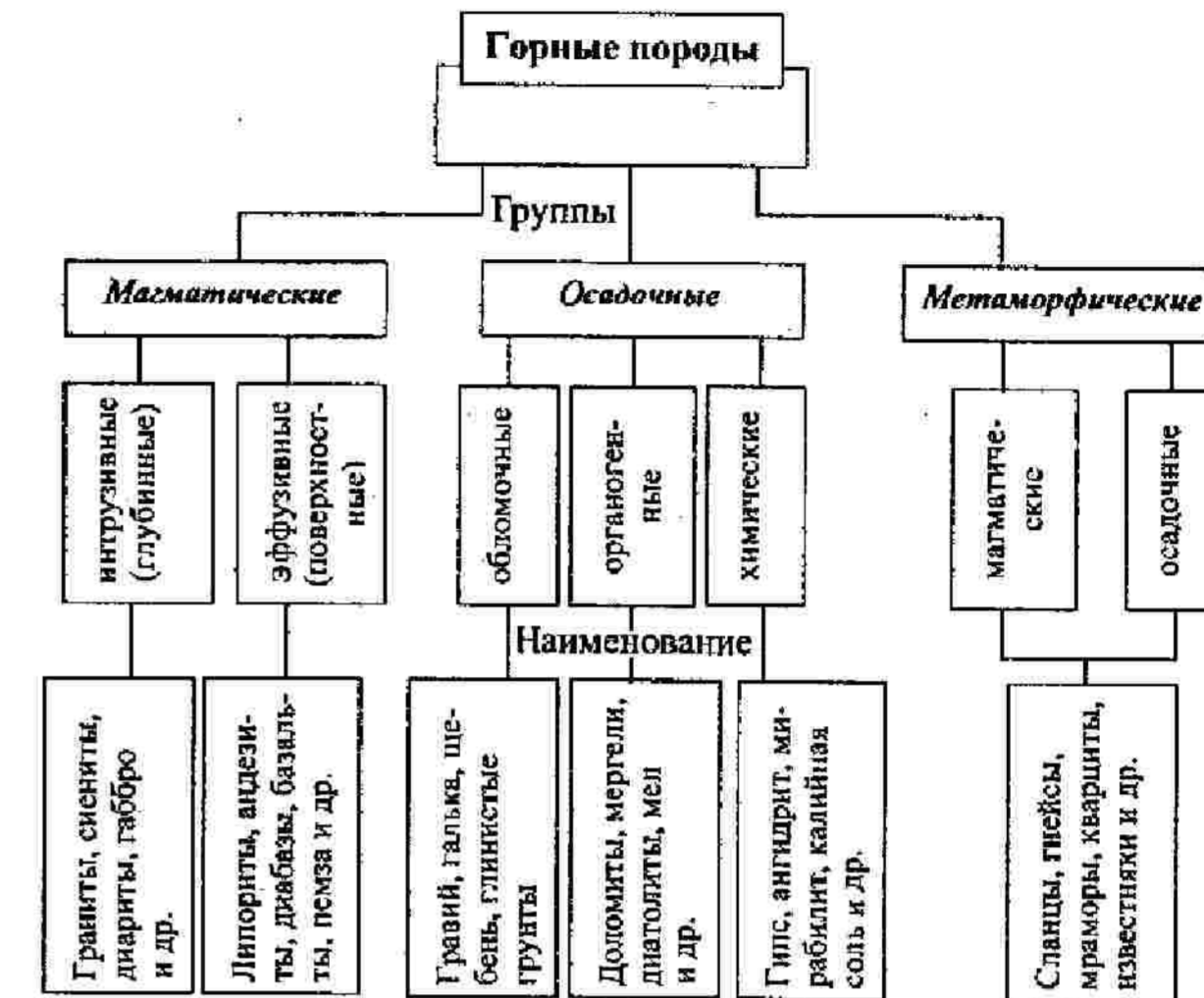


Рис. 1.2. Классификация горных пород образования

об их названии. Приведем некоторые из названий, взятых из опубликованных в разное время работ ряда авторов.

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

В работах Н.А. Цытовича — «грунт — все рыхлые породы коры атмосферы»; В.А. Флорина — встречаются понятия «земляная среда», «земляная масса»; В.В. Соколовский и В.Г. Березанцев употребляют термин «сыпучая среда»; М.Н. Гольдштейн — «лессовидные группы»; в то же время В.А. Приклонский называет аналогичные группы «лессовыми 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. Цы-

товичем, 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.

Согласно ГОСТ 25100—95 «Грунты. Классификация» понятие «грунт» трактуется следующим образом. Грунт — любая горная порода или почва (а также твердые отходы производственной и хозяйственной деятельности человека), представляющие собой многокомпонентную систему, изменяющуюся во времени, и используемые как основание; среда или материал для возведения зданий и инженерных сооружений.

По своему генетическому происхождению и условиям формирования грунты подразделяются на три основных класса: *континентальные, ледниковые и морские*.

На рис. 1.3 приведена схема генетических типов грунтов. Из них наиболее распространены континентальные (материковые), поэтому более подробно остановимся на этих грунтах (рис. 1.4).

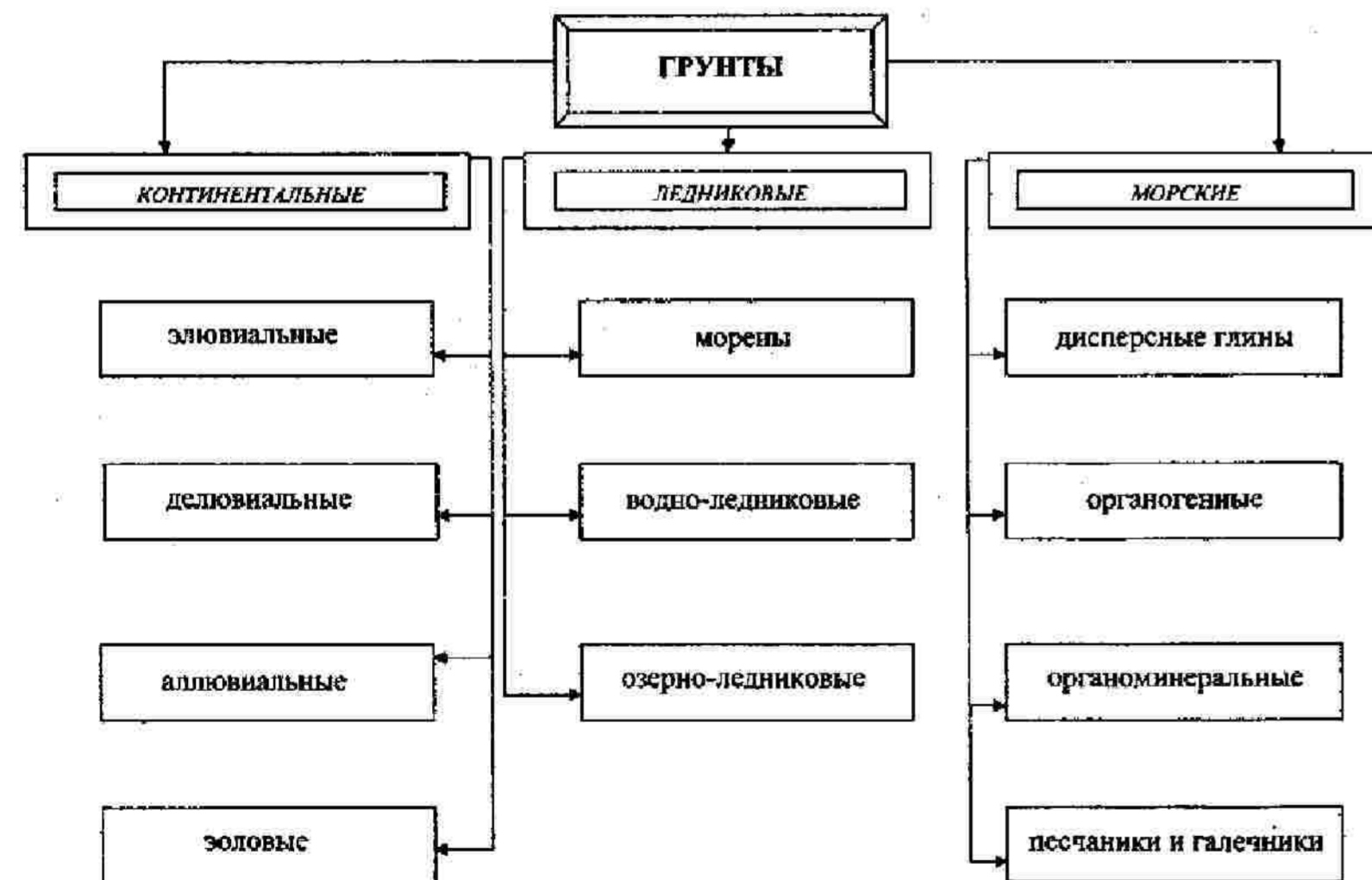


Рис. 1.3. Генетические типы грунтов

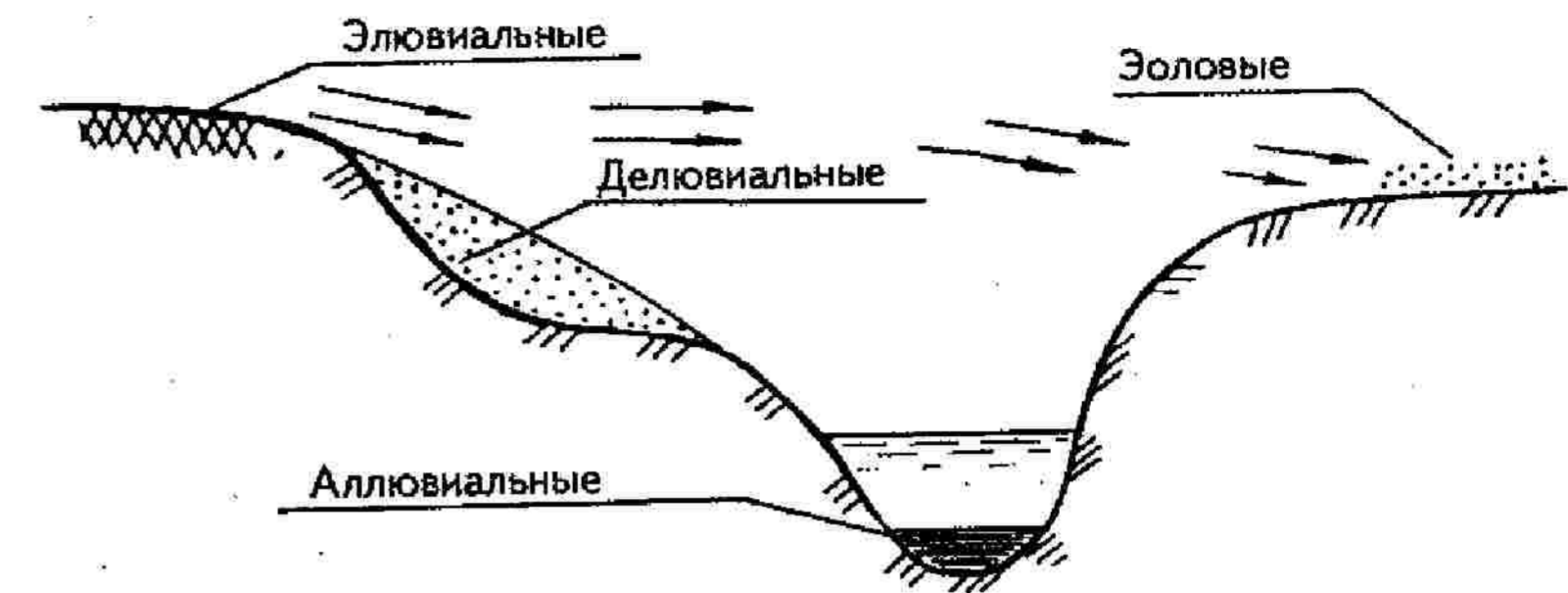


Рис. 1.4. Материковые грунты

Элювий. Название «элювий» происходит от латинского «вымываю». Образование элювиальных отложений связано с действием всех форм выветривания: физического, химического и биологического. В результате этого материнская порода исчезает, и на ее месте появляется новая (вторичная). Так, например, из гранита формируются глинистые грунты (рис. 1.4; 1.5,а).

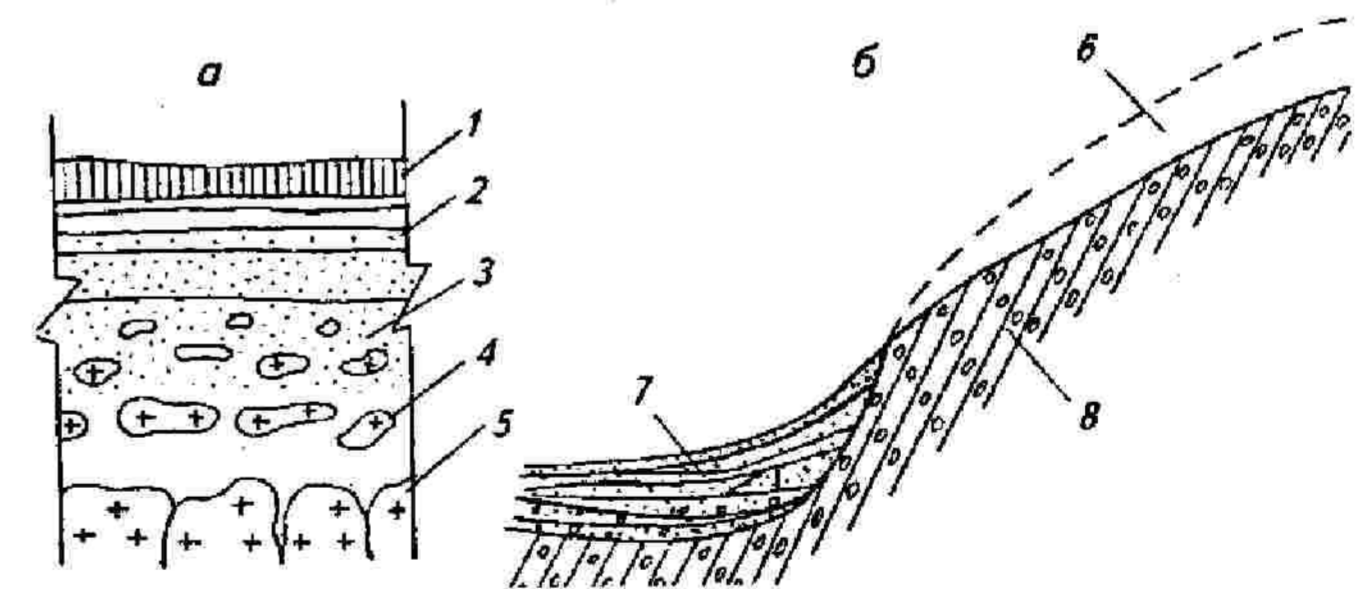


Рис. 1.5. Отложения водоразделов и склонов (по М.А. Ситникову, 1978): а — элювиальные; б — делювиальные; 1 — почва; 2 — глина; 3 — песок; 4 — крупные обломки; 5 — материнская порода; 6 — зона смыва; 7 — делювий; 8 — материнская порода (морена)

Элювий отличается отсутствием слоистости и сортировки материала. Накапливается он на горизонтальных и близких к ним поверхностях, имеет различный состав: от глыб до глин.

Делювий. Делювиальные отложения (от латинского «смываю») образуются в результате смыва, переноса и осаждения частиц первичных пород

дождевыми водами и периодически действующими водными потоками под воздействием силы тяжести (рис. 1.5,б).

Основные строительные свойства делювия зависят от условий его образования. Состав и структура грунта формируются из смываемых пород; в делювии имеется косая слоистость прослоев; частицы отсортированы по крупности в зависимости от интенсивности смыва; в сухом климате делювиальные осадки недоуплотнены, имеют высокую пористость и склонны к появлению просадки при загрузке и дополнительном увлажнении.

Как естественные основания делювиальные грунты можно использовать после проведения тщательных инженерно-геологических исследований.

В делювиальных косослойных отложениях, расположенных у подошвы крутых склонов и состоящих из глинистых грунтов, могут развиваться оползневые явления. Для таких территорий необходимо разрабатывать противооползневые мероприятия, которые рассматриваются ниже.

Аллювий. Представляет собой наносы, образующиеся в пределах речной долины в результате геологической деятельности текущих вод; разрушения первичных пород, переноса и отложения грунтовых частиц и формирования вторичного осадка.

Они состоят из окатанного и сортированного рыхлого обломочного материала — галечника, гравия, песка, суглинка, глины. Эти отложения сильно различаются в зависимости от характера водотоков, размываемых горных пород, геоморфологических условий водосбора. В обнажениях аллювия всегда видна его косая слоистость, созданная струями разной скорости и изменением их направления. Аллювий слагает поймы и надпойменные речные террасы, равнины, долины. Долина равнинной реки включает русло, пойму, старицы, террасы и коренные склоны.

Формируемые речные осадки (рис. 1.6) обладают специфическими свойствами.

Русловой аллювий (нанос) образуется в зонах понижения скоростей потока, особенно после спада паводковых вод и сильных ливней, когда в русло попадает много взвешенных частиц разной крупности. В русле появляются перекаты, мели, косы и заливы. Обломочный материал сортируется по крупности и отлагается в виде слоев гравия и песка разной крупности. На мелях и в заливах отлагаются мелкодисперсные прослой супеси и суглинка, речного ила. Аллювиальные песчаные и гравийные отложения достаточно уплотнены и являются хорошим основанием сооружений. Они с успехом используются как заполнитель для бетонов и растворов, в подготовках под фундаменты и полы, для оснований дорог.

Пойменный аллювий формируется на заливных поймах в паводок из мелких взвешенных частиц, которые менее отсортированы (рис. 1.7).

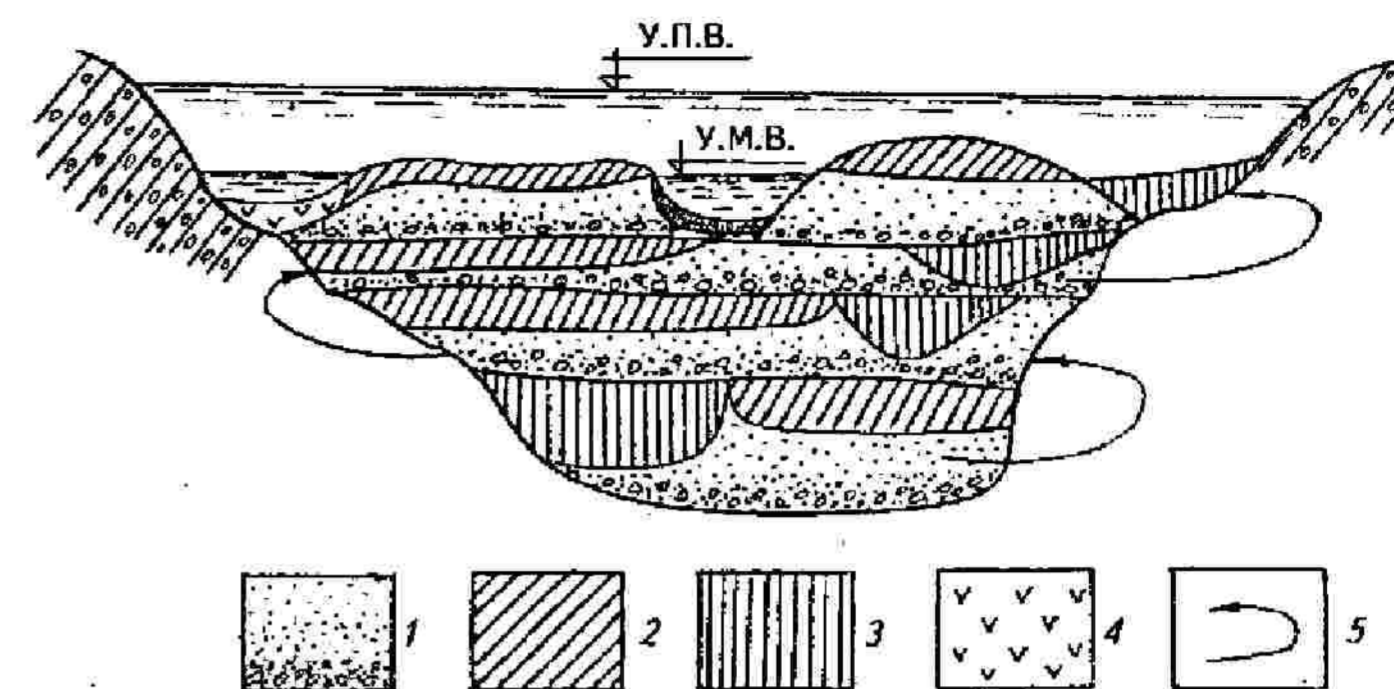


Рис. 1.6. Аллювиальные отложения (по М.А. Ситникову, 1978):
1 — русловые; 2 — пойменные; 3 — старичные; 4 — болотные; 5 — направление перемещения русла; УПВ — уровень паводковых вод; УМВ — уровень меженичных вод

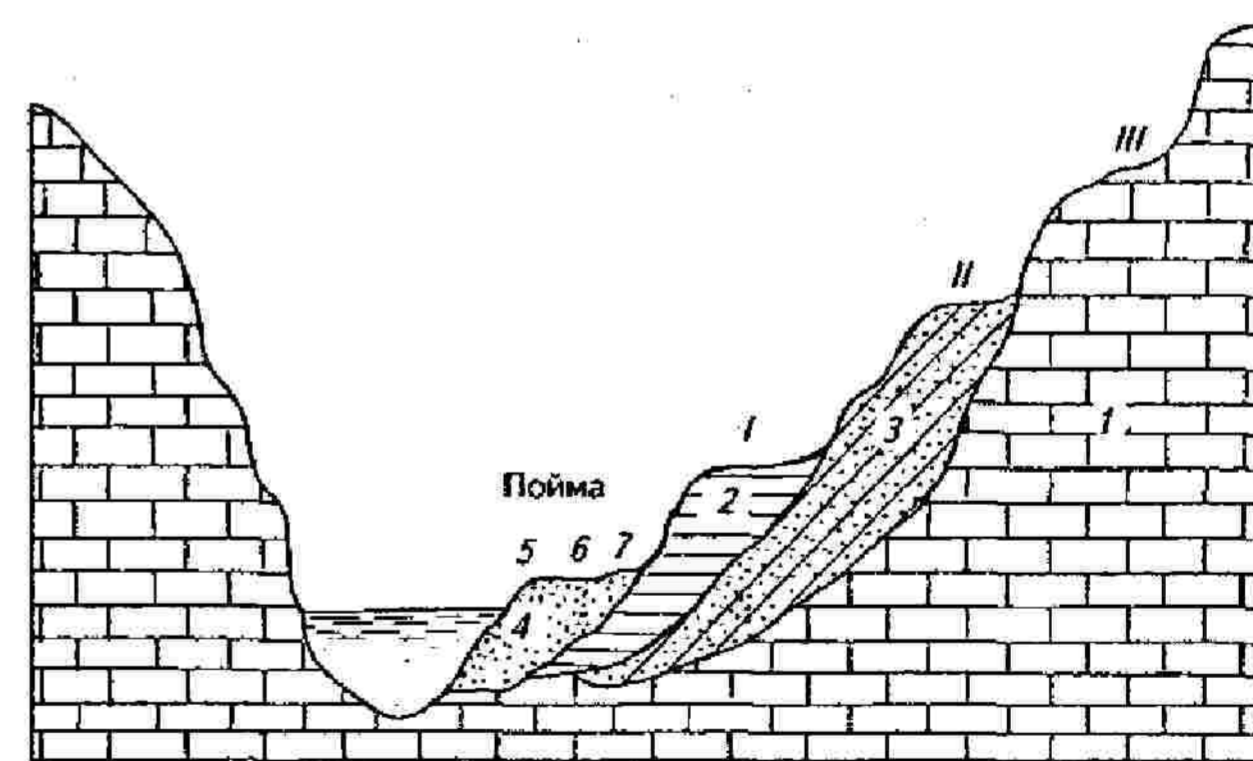


Рис. 1.7. Строение равнинной речной долины:
I — коренные породы; 2 — аллювий первой надпойменной террасы; 3 — аллювий второй надпойменной террасы; 4 — аллювий поймы; 5 — прирусловый вал; 6 — пойменная равнина; 7 — притеррасное понижение; I — первая и II — вторая надпойменные аккумуляторные террасы; III — третья эрозионная терраса

Эол. В образовании эоловых отложений (от греч. «эол» — бог ветров) главную роль играет геологическая деятельность ветра. Формирование таких отложений происходило во все геологические времена, усиливаясь в

периоды с более сухим климатом. Ветер истачивает первичные породы (коррозия), выдувает мелкие обломки (см. рис. 1.4) и переносит материал во взвешенном состоянии или перекачиванием по поверхности. Уменьшение скорости ветра приводит к оседанию частиц пород и накоплению осадков.

Эоловые отложения могут быть представлены двумя генетическими типами: эоловыми песками и пылеватыми (лессовидными и лессовыми) породами.

Эоловые пески образуют характерные формы рельефа: песчаные гряды, барханы, пирамиды и др. Эти образования находятся в непрерывном движении и изменяются под действием ветров. По берегам морей, рек и озер навиваются песчаные дюны, движущиеся со скоростью до 20 м в год. Широко распространенная поговорка, характеризующая все недолговечное и непрочное, «построено на песке», относится именно к движущимся эоловым отложениям.

Условия формирования перечисленных генетических типов грунтов дают первые представления об их основных строительных свойствах.

К основным строительным свойствам грунтов относятся их прочность и деформируемость.

Если проанализировать типы континентальных грунтов по этим показателям, то можно сделать следующие выводы. Из четырех типов наиболее прочными являются элювиальные, так как «упаковка» минеральных частиц в этом случае наиболее плотная. Следовательно, деформируемость грунта по изменению пористости будет минимальной, а прочность его будет в основном определяться прочностью минеральной части грунта. В то же время делювиальные грунты являются наименее прочными, так как их деформация может возникнуть даже под действием собственного веса. Аллювиальные грунты, сформировавшиеся в водной среде, имеют меньшую пористость по сравнению с эоловыми (макропористыми) и поэтому, в конечном счете, деформируются меньше. Эоловые (маловлажные в естественных условиях) при замачивании, кроме осадки, дают дополнительную деформацию — просадку, которая может значительно превышать осадку (основную деформацию от внешней нагрузки). Таким образом, по прочностным характеристикам эти типы грунта можно выстроить в следующем порядке (считая на первом месте наиболее прочный грунт): 1 — элювиальный; 2 — аллювиальный; 3 — эоловый; 4 — делювиальный.

Согласно рис. 1.3 к классам ледниковых и морских относятся следующие грунты: морены — плотные валунные глины и суглинки, образовавшиеся в результате физико-химического разрушения обломков ледниковой деятельности.

Водно-ледниковые — пески и галечники (грубодисперсная фракция разрушенных обломков ледниковой деятельности), оседающие слоями при переносе тальными водами ледников.

Озерно-ледниковые — ленточные глины и суглинки (тонкодисперсная фракция, оседающая в озерах тальных вод ледников).

Дисперсные глины — глины с размером частиц менее 1 мм, образовавшиеся в результате физического и химического воздействия морской воды.

Органогенные — ракушечники, кораллы и т.д.

Органо-минеральные — илы, заторфованные грунты и т.д.

В большинстве случаев верхние слои земной коры сложены крупнообломочными, песчаными, пылеватоглинистыми, органогенными и техногенными грунтами.

В обобщенном виде под грунтами следует понимать любые горные породы, представляющие собой многокомпонентную систему, изменяющуюся во времени.

В инженерной деятельности человека грунты выполняют различную роль и используются в строительстве как:

— *основание* — для зданий и сооружений;

— *материал* — для плотин, дамб, насыпей и дорог;

— *среда* — для тоннелей, каналов, лотков, трубопроводов и других подземных сооружений.

1.2. Строительная классификация грунтов

В соответствии с государственным стандартом (ГОСТ 25100—95) в целях правильного использования свойств и особенностей различных грунтов и унификации их определений при инженерно-геологических изысканиях, проектировании и строительстве зданий и сооружений грунты классифицируются с учетом их наиболее важных признаков.

Грунты разделяют на два класса: с жесткими связями и без жестких связей между твердыми частицами. Однако правильнее их называть грунтами с прочными связями и грунтами без прочных связей. Под прочными следует понимать связи, прочность которых близка, равна или больше прочности самих частиц.

К грунтам с прочными связями относят магматические, метаморфические породы и часть осадочных пород. В строительной практике их называют скальными грунтами.

К *скальным грунтам* относятся магматические (граниты, базальты, туфы и др.), метаморфические (гипсы, мраморы и др.) и осадочные сцементированные (песчаники, алевролиты), в виде сплошного или трещиноватого массива.

Скальные грунты подразделяются на разновидности в зависимости от предела прочности, степени размягчаемости, степени засоленности и степени растворимости (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Разновидности скальных грунтов

Разновидность грунта	Показатель	
По пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии R_c , МПа		
Очень прочные	$R_c > 120$	
Прочные	$120 \geq R_c > 50$	
Средней прочности	$50 \geq R_c > 15$	
Малопрочные	$15 \geq R_c > 3$	
Пониженной прочности	} полу- скаль- ные	
Низкой прочности		$3 \geq R_c > 1$
Весьма низкой прочности		$R_c < 1$
По степени размягчаемости в воде, характеризуемой коэффициентом размягчаемости k_{sat} (отношение пределов прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном и воздушно-сухом состоянии):		
Неразмягчаемые	$k_{sat} \geq 0,75$	
Размягчаемые	$k_{sat} < 0,75$	
По степени засоленности полускальные грунты:		
Незасоленные	Содержание легко- и среднерастворимых солей менее 2 % по массе абсолютно сухого грунта	
Засоленные	То же, более 2 %	
По степени растворимости, г/л, в воде осадочные цементированные грунты:		
Нерастворимые	Растворимость менее 0,01	
Труднорастворимые	0,01-1	
Среднерастворимые	1-10	
Легкорастворимые	Более 10	

Скальные грунты, подверженные процессам природного выветривания, становятся трещиноватыми и разрушаются, что ухудшает их свойства. Фильтрация воды в растворимых породах приводит к образованию карстовых полостей.

Осадочные породы без прочных связей называют *нескальными грунтами* (табл. 1.4).

В каждом из классов выделяются:

- группы и подгруппы грунтов — по условию их происхождения (генезиса);
- типы — по петрографическому, минеральному и гранулометрическому составу, степени неоднородности и числу пластичности;
- виды — по структуре, плотности и другим признакам;
- разновидности — по физико-механическим, физическим и химическим свойствам и состоянию.

Таблица 1.4

Схема классификации грунтов осадочного происхождения

Класс (по типу внутренних связей)	Группы	Генетический тип	Вид	Основные определяющие признаки
Грунты связанные с эластичными, обратимыми, преимущественно водно-коллоидными связями Грунты несвязные. Связи между частицами отсутствуют; существует лишь сила трения и сцепления между отдельными зернами Грунты скальные и полускальные с жесткими цементационными связями различной крепости и водостойкости преимущественно вторичного происхождения Грунты скальные и полускальные с жесткими кристаллизационными связями различной крепости Грунты от текучеplastичных до твердых. Связи водноколлоидные; кристаллизационные	I. Глинистые и пылеватые	Элювиальные, делювиальные, пролювиальные, водно-ледниковые, золовые и др.	Глины, суглинки, супеси	Пластичность и некоторые водно-физические свойства (размокание, набухание, липкость и др.) Форма и характер поверхности частиц. Коэффициент фильтрации, гранулометрический состав Структура, тип цемента. Прочность Структура, текстура, тип цемента, минеральный состав, растворимость Пористость, влажность, количество органических веществ
	II. Обломочные несцементированные (раздельно-зернистые)	Элювиальные, аллювиальные, морские, водно-ледниковые, озерно-ледниковые, озерные, золовые и др.	Валуны, галька, щебень, гравий, дресва, гравелистые, крупные, средние, мелкие, тонкие и пылеватые пески	
	III. Осадочные цементированные	Сингенетические, эпигенетические, диагенетические	Конгломераты, песчаники, алевролиты, артилиты	
	IV. Осадочные биогенные и хемогенные	Сингенетические	Известняки, доломиты, мергели, мел, кремнистые породы	
	V. Особого состава, состояния, свойств	Органогенные	Торф, загорфованные грунты и илы	

Класс скальных грунтов подразделяется на группы магматических, метаморфических, осадочных цементированных и искусственных цементированных (укрепленных) грунтов.

Так как скальные грунты используются в строительстве более часто и в значительных объемах, то они рассматриваются подробнее.

Класс скальных грунтов подразделяется на две группы: осадочных нецементированных и искусственных нецементированных грунтов.

Первая группа подразделяется на подгруппы:

- крупнообломочных;
- обломочных, песчаных;
- обломочных, пылеватых и глинистых, в том числе лессовых и илистых грунтов;
- биогенные отложения, включающие сапропели, заторфованные песчаные или глинистые грунты и торфы, содержащие не полностью разложившиеся отмершие болотные растения;
- почвы различного генезиса и гранулометрического состава.

Во второй группе рассматриваемого класса выделяют три подгруппы искусственных грунтов:

- уплотненные в природном залегании;
- насыпные;
- намывные.

Грунты каждой из этих подгрупп могут характеризоваться различным гранулометрическим и химическим составом и часто являются материалами, укрепляемыми различными вяжущими веществами и используемыми для устройства различных сооружений.

Поскольку строительные свойства грунтов в значительной степени предопределяются размерами и минералогическим составом слагающих их твердых частиц, последние принято классифицировать по размерам частиц (табл. 1.5).

Группа частиц определенного диапазона размеров называется **фракцией**. Весовое содержание фракций, имеющих в грунте, называется **гранулометрическим, или зерновым, составом**.

По крупности частицы делятся на крупнообломочные, песчаные и глинистые (см. табл. 1.5).

В природных условиях грунты однородные по составу и строительным свойствам встречаются редко, чаще грунты представляют собой смесь из песчаных, пылеватых и глинистых частиц. Наибольшее влияние на свойства грунтов оказывают глинистые частицы, поэтому грунты следует классифицировать в зависимости от их количества (табл. 1.6).

Таблица 1.5

Классификация минеральных частиц по крупности

Наименование фракций	Размеры грунтовых частиц, мм
Крупнообломочные:	
Валуны (окатанные) и глыбы (угловатые)	>200
Галька (окатанная) и щебень (угловатый)	200-10
Гравий (окатанный) и дресва (угловатая)	10-2
Песчаные:	
крупные	2-0,5
средней крупности	0,5-25
мелкие	0,25-0,05
пылеватые	0,05-0,005
Глинистые	<0,005

Таблица 1.6

Классификация грунтов по количеству глинистых частиц

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц, %
Глина	>30
Суглинок	30-10
Супесь	10-3
Песок	<3

1.3. Определение нормативных и расчетных характеристик грунтов

Физико-механические свойства грунтов одного и того же пласта непостоянны в силу неоднородности грунтов, поэтому определение характеристик по результатам испытаний одного образца дают лишь частные значения искомой величины. Для получения наиболее достоверных значений физико-механических характеристик грунтов используют статистическую обработку результатов лабораторных или полевых испытаний.

Поскольку грунты не однородны и анизотропны и частные значения могут существенно отличаться друг от друга, объем грунта со сходным составом, состоянием, а также структурными и текстурными особенностями удобно характеризовать некоторым обобщенным показателем. В общем случае наиболее достоверное значение этого показателя было бы получено при изучении бесконечно большого числа частных показателей, отличающихся друг от друга.

Количество определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, устанавливается в зависимости от степени неоднородности грунтов, требуемой точности вычисления характеристики и класса здания или сооружения. Количество одноименных частных определений n для каждого инженерно-геологического элемента должно быть $n \geq 6$. За нормативные значения характеристики принимают среднее арифметическое значение \bar{X} результатов частных определений.

Одной из основных задач при статистической обработке результатов определения характеристик является расчленение геологического разреза на отдельные элементы (в простейшем случае — слои). За инженерно-геологический элемент (ИГЭ) по ГОСТу 20522—96 принимается некоторый объем грунта одного и того же номенклатурного вида при условии, что характеристики грунта изменяются в пределах элемента незакономерно, либо существующая закономерность в изменении характеристик при данной вероятности незначима и ею, при соответствующем обосновании, можно пренебречь. В ряде случаев отдельные слои грунта одного номенклатурного вида, но разного происхождения, могут быть объединены в один.

Таким образом, основной грунтовой единицей для статистической обработки является ИГЭ, а расчетный грунтовой элемент (РГЭ) может включать часть или несколько ИГЭ.

Предварительное расчленение грунтов на отдельные элементы производится с учетом их возраста, происхождения, текстурно-структурных особенностей и номенклатурного вида. Далее производится анализ с целью выделения значений характеристик, резко отличающихся от большинства значений статистического ряда. Предполагается, что анализируемые характеристики получены единым методом. Главнейшие характеристики грунтов, подлежащие анализу, следующие:

- для крупнообломочных грунтов — зерновой состав; если они имеют глинистый заполнитель, то дополнительно определяют общую влажность и влажность заполнителя;
- для песчаных грунтов — зерновой состав, коэффициент пористости и степень влажности;
- для глинистых грунтов — характеристики пластичности, влажность и коэффициент пористости.

Статистическую обработку опытных данных начинают с исключения минимального и максимального значения X_i , что позволяет избежать грубых ошибок при определении характеристик грунтов. При исключении значений X_i должно выполняться следующее условие:

$$|\bar{X} - X_i| > v \cdot S_{dis}, \quad (1.1)$$

где \bar{X} — среднее арифметическое (нормативное) значение искомого показателя, определяется по формуле

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}; \quad \bar{X} = X^n, \quad (1.2)$$

где X^n — нормативное значение характеристики грунта;

v — статистический критерий (квантиль) распределения максимального относительного отклонения, зависящий от числа определений и принимается по табл. 1.7;

S_{dis} — смещенная оценка среднего квадратического отклонения:

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n}}. \quad (1.3)$$

При статистической обработке опытных данных пользуются значениями среднего квадратического отклонения S и коэффициента вариации V , которые характеризуют изменчивость исходных показателей грунта.

Таблица 1.7

Значения статистического критерия

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

Среднее квадратическое отклонение определяется по формуле

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - x_i)^2}{n - 1}}. \quad (1.4)$$

Коэффициент вариации определяется по формуле

$$V = \frac{S}{\bar{X}} \quad (1.5)$$

либо определяется по табл. 1.8.

Таблица 1.8

Значения коэффициента вариации и показателя точности оценки характеристики

Характеристика грунта	Коэффициент вариации V	Показатель точности оценки характеристики
Удельный вес	0,01	0,004
Плотность	0,05	0,015
Природная влажность	0,15	0,05
Влажность на границе текучести и раскатывания	0,15	0,05
Модуль деформации	0,30	0,10
Сопротивление срезу в лабораторных условиях при одном значении уплотняющего давления	0,20	0,10
Временное сопротивление при одноосном сжатии скальных грунтов	0,40	0,15

Оценка среднего значения $\Delta \bar{x}$ (в абсолютных единицах), или относительная ошибка:

$$\Delta \bar{x} = \pm \frac{S}{\sqrt{n}}; \quad \delta \bar{x} = \pm \frac{V}{\sqrt{n}}. \quad (1.6)$$

Точно определить искомую величину при статистической обработке данных нельзя, поэтому нужно знать хотя бы величину его максимального отклонения от истинного значения, ее вероятную достоверность. Последняя оценивается доверительной вероятностью α и означает, что результат измерений не выходит за пределы доверительного интервала.

Определяется доверительный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения, в пределах которой с заданной вероятностью находится «истинное» среднее значение:

$$\Delta = t_{\alpha} \frac{S}{\sqrt{n}}; \quad \delta = t_{\alpha} \frac{V}{\sqrt{n}}, \quad (1.7)$$

где t_{α} — коэффициент, принимаемый по табл. 1.9 в зависимости от заданной вероятности (надежности) α и числа определений;

δ — показатель точности оценки среднего значения характеристики для s и $tq \varphi$, $\delta = t_{\alpha} \cdot V$.

Величина доверительного интервала в расчетах оснований зависит от степени влажности и возможности наступления ожидаемого события. При расчетах устойчивости грунтов принимают $\alpha = 0,95$, а при расчетах деформации

Таблица 1.9

Значения коэффициента t_{α} при односторонней доверительной вероятности

Число определений $n-1$	t_{α} , при α равном				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

$\alpha = 0,85$. Такое различие объясняется тем, что потеря устойчивости грунта опаснее осадки. Принятые доверительные вероятности означают, что в первом случае только 5%, а во втором — 15% значений частных определений будет больше или меньше принятого значения искомой характеристики.

По найденным значениям показателя точности определяется коэффициент надежности по грунту:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}. \quad (1.8)$$

Знак в знаменателе формулы (1.8) перед показателем точности принимается тот, который в расчетной схеме устойчивости или деформации обеспечивает большую надежность основания или сооружения в целом. Например, в расчетах на устойчивость сооружения δ следует принимать со знаком «+», а для части грунта, оказывающей давление, — со знаком «-».

Расчетные значения характеристики вычисляют по формуле

$$X = \frac{X^n}{\gamma_q} \quad (1.9)$$

или

$$X = X^n \pm \Delta; \quad X = X^n (1 \pm \delta). \quad (1.10)$$

Изложенная методика статистической обработки опытных данных принимается для определения физических характеристик и модуля деформации грунтов.

Для прочностных характеристик грунтов — угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c — методика статистической обработки имеет свою особенность, заключающуюся в том, что нормативные значения $tg\varphi_n$ и c_n определяются как параметры линейной зависимости сопротивления срезу от давления и вычисляются методом наименьших квадратов для всей совокупности опытных величин τ при общем числе определений n .

Вычисления нормативного значения определяемых характеристик и среднего квадратичного отклонения производится по формуле: для коэффициента трения:

$$tg\varphi_n = \frac{\left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right)}{\left[n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2 \right]}, \quad (1.11)$$

$$S_{tg\varphi} = S_{\tau} \cdot \sqrt{\frac{n}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}}; \quad (1.12)$$

для удельного сцепления:

$$c_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^n \tau_i - tg\varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right)}{n}, \quad (1.13)$$

$$S_c = S_{\tau} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}}. \quad (1.14)$$

Среднее квадратическое отклонение величин сопротивления грунта срезу, входящее в формулы (1.12) и (1.14), находится из выражения

$$S_{\tau} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i tg\varphi_n + c_n - \tau_i)^2}{n-2}}. \quad (1.15)$$

В формулах (1.11)—(1.15) приняты следующие обозначения:

σ_i — вертикальное давление, при котором проводилось i -е испытание;

τ_i — сопротивление срезу в i -м испытании;

n — число определенных значений τ_i .

Коэффициенты вариации φ и c вычисляются по формуле (1.5), а показатели точности по выражениям:

$$\delta_{tg\varphi} = t_{\alpha} \cdot V_{tg\varphi}; \quad \delta_c = t_{\alpha} \cdot V_c. \quad (1.16)$$

Расчетные значения характеристик грунта ρ , γ , φ , c обозначают ρ_I , γ_I , φ_I , c_I для расчетов по несущей способности, а для расчетов по деформациям — ρ_{II} , γ_{II} , φ_{II} , c_{II} .

Пример 1.1. Определить расчетную плотность утрамбованного песка средней крупности в лотке размерами $4,0 \times 4,0$ м. Для оценки плотности производится отбор проб грунта, предварительно разбив всю площадь лотка на квадраты с размерами сторон $0,3$ ширины штампа (фундамента) и отбираются пробы в точках, показанных на рис. 1.8.

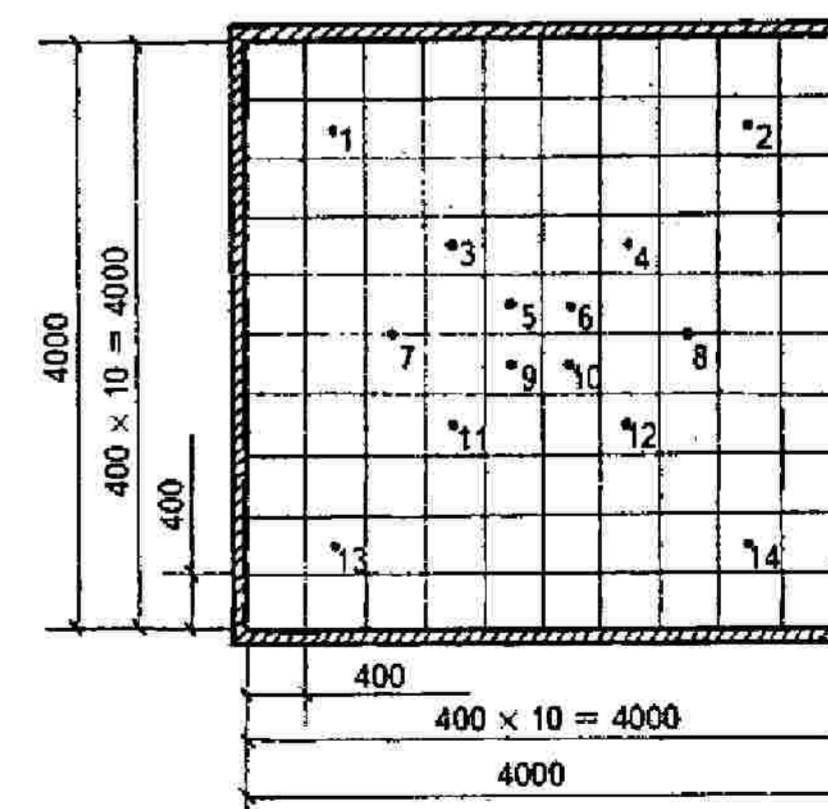


Рис. 1.8. Схема отбора проб для оценки однородности основания

Решение. Для оценки утрамбованного грунта сделано 14 определений плотности песка (см. рис. 1.8). С целью исключения ошибки в совокупности опытных данных проводится статистическая проверка по формуле (1.1), которая для данной характеристики грунта записывается в следующем виде:

$$(\bar{\rho} - \rho_i) > v \cdot S_{dis}.$$

Данные расчетов приведены в табл. 1.10.

Таблица 1.10

Результаты определения характеристик грунта

№ опыта	$\rho_i, \text{г/см}^3$	$(\bar{\rho} - \rho_i), \text{г/см}^3$	$(\bar{\rho} - \rho_i)^2, \text{г/см}^3$
1	1,68	0,01	0,0001
2	1,69	0,00	0,0000
3	1,73	-0,04	0,0016
4	1,69	0,00	0,0000
5	1,68	0,01	0,0001
6	1,66	0,03	0,0009
7	1,70	-0,01	0,0001
8	1,66	0,01	0,0001
9	1,67	0,02	0,0004
10	1,70	-0,01	0,0001
11	1,72	-0,03	0,0009
12	1,69	0,00	0,0000
13	1,68	0,01	0,0001
14	1,71	-0,02	0,0004
$\sum \rho_i = 23,68$		$\sum (\bar{\rho} - \rho_i)^2 = 0,0048$	

Далее вычисляем среднее арифметическое нормативное значение характеристики по формуле (1.2):

$$\bar{\rho} = \frac{\sum_{i=1}^n \rho_i}{n} = \frac{23,68}{14} = 1,69 \text{ г/см}^3.$$

Производим смещенную оценку среднего квадратического отклонения плотности песка по формуле (1.3):

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{\rho} - \rho_i)^2}{n}} = \sqrt{\frac{0,0048}{14}} = 0,0185.$$

По табл. 1.7 для $n = 14$ находим $V = 2,60$, тогда $V \cdot S_{dis} = 0,048$. Наи-

большее абсолютное отклонение ρ_i от среднего значения ρ (опыт № 3, см. табл. 1.10) составляет 0,04, что меньше 0,048. Таким образом, ни одно из опытных значений не следует исключать как грубую ошибку.

Определяем среднее квадратическое отклонение по формуле (1.4):

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{\rho} - \rho_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,0048}{14-1}} = 0,02.$$

Определяем коэффициент вариации по формуле (1.5)

$$V = \frac{0,0192}{1,69} = 0,01.$$

Поскольку плотность грунта используется для расчета основания по несущей способности и по деформациям, то определяем для доверительной вероятности равной $\alpha = 0,95$ и $\alpha = 0,85$.

Для $\alpha = 0,95$ и $n - 1 = 13$ по табл. 1.9 находим $t_\alpha = 1,77$.

Тогда по формуле (1.7)

$$\delta = 1,77 \cdot \frac{0,01}{\sqrt{14}} = 0,005.$$

Коэффициент надежности по грунту (1.8)

$$\gamma_q = \frac{1}{1-\delta} = \frac{1}{1-0,005} = 1,005,$$

следовательно, по формуле (1.9) получаем

$$\rho_I = \frac{\bar{\rho}}{\gamma_q} = \frac{1,69}{1,005} = 1,68 \text{ г/см}^3.$$

Для $\alpha = 0,85$, $n - 1 = 13$ по табл. 1.9 получаем $t_\alpha = 1,08$.

Тогда

$$\delta = 1,08 \cdot \frac{0,01}{\sqrt{14}} = 0,003,$$

$$\gamma_q = \frac{1}{1-0,003} = 1,003.$$

Плотность песка средней крупности при расчетах оснований по деформациям

$$\rho_{II} = \frac{1,69}{1,003} = 1,69 \text{ г/см}^3.$$

Пример 1.2. Для инженерно-геологического элемента, сложенного покровными суглинками, было выполнено 15 лабораторных определений природной влажности (табл. 1.11). Вычислить нормативные и расчетные значения влажности.

Таблица 1.11

Результаты определений характеристик грунтов

№ опыта	ω_i , дол. ед.	$(\omega - \omega_i)$, дол. ед.	$(\omega - \omega_i)^2$, дол. ед.
1	0,19	-0,01	0,0001
2	0,16	0,02	0,0004
3	0,20	-0,02	0,0004
4	0,21	-0,03	0,0009
5	0,18	0,00	0,0000
6	0,19	-0,01	0,0001
7	0,17	0,01	0,0001
8	0,16	0,02	0,0004
9	0,19	-0,01	0,0001
10	0,15	0,03	0,0009
11	0,22	-0,04	0,0016
12	0,19	-0,01	0,0001
13	0,18	0,00	0,0000
14	0,14	0,04	0,0016
15	0,21	-0,03	0,0009
	2,72		0,0076

Решение. Определяем среднее арифметическое нормативное значение влажности по формуле (1.3):

$$\omega = \frac{\sum_{i=1}^n \omega_i}{n} = \frac{2,74}{15} = 0,18.$$

Проводим смещенную оценку среднего квадратического отклонения природной влажности суглинка по формуле (1.3):

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{0,0076}{15}} = 0,02.$$

По табл. 1.7 для $n = 15$ находим $V = 2,64$, тогда $V \cdot S_{dis} = 0,06$. Как видно из табл. 1.11, наибольшее абсолютное отклонение влажности 0,04 меньше 0,06. Следовательно, ни одно из значений не следует исключать, как грубую ошибку.

Согласно п. 2.69 пособия к СНиП 2.02.01—83 для влажности коэффициент надежности по грунту γ_q принимается равным 1, тогда

$$\omega^n = \omega = 0,18.$$

Пример 1.3. Для инженерно-геологического элемента, сложенного четвертичными покровными глинами, было выполнено 24 лабораторных определения сопротивления грунта сдвигу τ при трех значениях нормального давления $\sigma = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа. Полученные при этом значения сведены в табл. 1.12. Необходимо вычислить нормативные и расчетные значения удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ .

Решение. Определяем среднее арифметическое (нормативное) значение сопротивления грунта срезу по формуле (1.2):

$$\text{при } \sigma = 0,1 \text{ МПа} \quad \bar{\tau} = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i}{n} = \frac{0,727}{8} = 0,091 \text{ МПа};$$

$$\text{при } \sigma = 0,2 \text{ МПа} \quad \bar{\tau} = \frac{11,11}{8} = 0,139 \text{ МПа};$$

$$\text{при } \sigma = 0,3 \text{ МПа} \quad \bar{\tau} = \frac{1,403}{8} = 0,175 \text{ МПа}.$$

Производим смещенную оценку среднего квадратического отклонения сопротивления грунта срезу по формуле (1.3):

$$\text{при } \sigma = 0,1 \text{ МПа} \quad S_{dis} = \sqrt{\frac{12,05 \cdot 10^{-4}}{8}} = 0,012;$$

$$\text{при } \sigma = 0,2 \text{ МПа} \quad S_{dis} = \sqrt{\frac{7,73 \cdot 10^{-4}}{8}} = 0,010;$$

$$\text{при } \sigma = 0,3 \text{ МПа} \quad S_{dis} = \sqrt{\frac{4,59 \cdot 10^{-4}}{8}} = 0,008.$$

По табл. 1.7 для $n = 8$ находим $V = 2,27$, тогда $V \cdot S_{dis} = 0,027$ при $\sigma = 0,1$ МПа; 0,023 — при $\sigma = 0,2$ МПа и 0,018 — при $\sigma = 0,3$ МПа. Таким образом, проверка показывает, что грубых ошибок в определениях τ_i при нормальных давлениях, соответствующих $\sigma = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа, не допущено.

Для удобства расчеты нормативных и расчетных значений c и φ сведены в табл. 1.13.

Таблица 1.12

28

К примеру 1.3

№ опыта	$\sigma = 0,1$ МПа			$\sigma = 0,2$ МПа			$\sigma = 0,3$ МПа		
	τ_i , МПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2 \cdot 10^{-4}$	τ_i , МПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2 \cdot 10^{-4}$	τ_i , МПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2 \cdot 10^{-4}$
1	0,078	0,013	1,69	0,135	0,004	0,16	0,165	0,010	1,00
2	0,072	0,019	3,61	0,120	0,019	3,61	0,167	0,008	0,64
3	0,084	0,007	0,49	0,130	0,009	0,81	0,178	0,003	0,09
4	0,093	-0,002	0,04	0,142	0,003	0,09	0,169	0,006	0,36
5	0,087	0,004	0,16	0,138	0,001	0,01	0,183	0,008	0,64
6	0,105	-0,014	1,96	0,145	0,006	0,36	0,174	0,001	0,01
7	0,110	-0,019	3,61	0,152	0,013	1,69	0,188	0,013	1,69
8	0,098	-0,007	0,49	0,149	0,010	1,00	0,179	0,004	0,16
$\Sigma = 0,727$			$12,05 \cdot 10^{-4}$	1,111		$7,73 \cdot 10^{-4}$	1,403		$4,59 \cdot 10^{-4}$

Таблица 1.13

К примеру 1.3

№ опыта	τ_i , МПа	σ_i , МПа	σ_i^2	$\tau_i \sigma_i \cdot 10^{-2}$	$\hat{\tau} = \sigma_i / \sigma_n + C_n$, МПа	$(\hat{\tau} - \tau_i) \cdot 10^{-3}$, МПа	$(\hat{\tau} - \tau_i)^2 \cdot 10^{-3}$, МПа
1	0,078	0,1	0,01	0,78	0,08944	11,44	0,1308
2	0,072	0,1	0,01	0,72	0,08944	17,44	0,3042
3	0,084	0,1	0,01	0,84	0,08944	5,44	0,0300
4	0,093	0,1	0,01	0,93	0,08944	-3,56	0,0127
5	0,087	0,1	0,01	0,87	0,08944	2,44	0,0060
6	0,105	0,1	0,01	1,05	0,08944	-15,56	0,2421
7	0,110	0,1	0,01	1,10	0,08944	-20,56	0,4227
8	0,098	0,1	0,01	0,98	0,08944	-8,56	0,0733
9	0,135	0,2	0,04	2,70	0,13504	0,04	0,0000
10	0,120	0,2	0,04	2,40	0,13504	15,04	0,2262
11	0,130	0,2	0,04	2,60	0,13504	5,04	0,0254
12	0,142	0,2	0,04	2,84	0,13504	-6,96	0,0484
13	0,138	0,2	0,04	2,76	0,13504	-2,96	0,0088
14	0,145	0,2	0,04	2,90	0,13504	-9,96	0,0992
15	0,152	0,2	0,04	3,04	0,13504	-16,96	0,2876
16	0,149	0,2	0,04	2,98	0,13504	-13,96	0,1949
17	0,165	0,3	0,09	4,95	0,18064	15,64	0,2446
18	0,167	0,3	0,09	5,01	0,18064	13,64	0,1860
19	0,178	0,3	0,09	5,34	0,18064	2,64	0,0070
20	0,169	0,3	0,09	5,07	0,18064	11,64	0,1355
21	0,183	0,3	0,09	5,49	0,18064	-2,36	0,0056
22	0,174	0,3	0,09	5,22	0,18064	6,64	0,0441
23	0,188	0,3	0,09	5,64	0,18064	-7,36	0,0542
24	0,179	0,3	0,09	5,37	0,18064	1,64	0,0027
Σ	3,241	4,8	1,12	$71,58 \cdot 10^{-2}$	—	—	$2,792 \cdot 10^{-1}$

29

Определяем нормативное значение угла внутреннего трения по формуле (1.11):

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{24 \cdot 0,7158 - 3,241 \cdot 4,8}{24 \cdot 1,12 - 4,8^2} = 0,456;$$

$$\varphi_n = 24^\circ 30' \approx 25^\circ.$$

Также определяем нормативное значение удельного сцепления по формуле (1.13):

$$c_n = \frac{3,241 - 0,456 \cdot 4,8}{24} = 0,0438 \text{ МПа} = 43,84 \text{ кПа}.$$

Уравнение прямой графика $\tau = f(\sigma)$ будет иметь вид

$$\bar{\tau} = 0,456 \cdot \bar{\sigma} + 0,0438.$$

Проверим уравнение подстановкой средних значений $\bar{\tau}$ и $\bar{\sigma}$, которые определяются по формулам

$$\bar{\tau} = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i}{n} = \frac{3,241}{24} = 0,135 \text{ МПа};$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i}{n} = \frac{4,8}{24} = 0,2 \text{ МПа};$$

$$0,135 = 0,456 \cdot 0,2 + 0,0438 = 0,135.$$

Сходимость результатов свидетельствует о правильности вычислений $\operatorname{tg} \varphi_n$ и c_n .

Заполнив табл. 1.13, определяем среднее квадратичное отклонение по формуле (1.15):

$$S_\tau = \sqrt{\frac{2,792 \cdot 10^{-3}}{22}} = 0,0113 \text{ МПа} = 11,3 \text{ кПа},$$

затем по формулам (1.12) и (1.14) вычисляем среднее квадратичное отклонение угла внутреннего трения и удельного сцепления:

$$S_{\operatorname{tg} \varphi} = 0,0113 \sqrt{\frac{24}{24 \cdot 1,12 - 4,8^2}} = 0,028;$$

$$S_c = 0,0113 \sqrt{\frac{1,12}{24 \cdot 1,12 - 4,8^2}} = 0,0061 \text{ МПа} = 6,1 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициент вариации:

$$V_{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{S_{\operatorname{tg} \varphi}}{\operatorname{tg} \varphi_n} = \frac{0,028}{0,456} = 0,06;$$

$$V_c = \frac{S_c}{c_n} = \frac{0,0061}{0,0438} = 0,14.$$

Находим расчетные значения φ и c для расчетов по второму предельному состоянию. Для $\alpha = 0,85$ и числа степеней $n - 2 = 22$ по табл. 1.9 находим, что $t_\alpha = 1,06$. Тогда по формуле (1.16) определяем

$$\sigma_{\operatorname{tg} \varphi} = 1,06 \cdot 0,06 = 0,06;$$

$$\sigma_c = 1,06 \cdot 0,14 = 0,15.$$

Определяем коэффициент надежности по грунту по формуле (1.8):

$$\gamma_{q(\operatorname{tg} \varphi)} = \frac{1}{1 - 0,06} = 1,06;$$

$$\gamma_{q(c)} = \frac{1}{1 - 0,15} = 1,18.$$

Тогда

$$\operatorname{tg} \varphi_{II} = \frac{0,456}{1,06} = 0,43; \quad \varphi_{II} = 23^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{0,0438}{1,18} = 0,0371 \text{ МПа} = 37,12 \text{ кПа}.$$

Находим расчетные значения φ и c для расчета по первому предельному состоянию:

$$\text{для } \alpha = 0,95 \text{ и } n - 2 = 22 \quad t_\alpha = 1,72;$$

$$\sigma_{\operatorname{tg} \varphi} = 1,72 \cdot 0,06 = 0,10; \quad \sigma_c = 1,72 \cdot 0,14 = 0,24;$$

$$\gamma_{q(\operatorname{tg} \varphi)} = \frac{1}{1 - 0,10} = 1,11;$$

$$\gamma_{q(c)} = \frac{1}{1 - 0,24} = 1,32.$$

Тогда получим

$$tq\varphi_I = \frac{0,456}{1,11} = 0,411; \quad \varphi_I = 22^\circ;$$

$$c_I = \frac{0,0438}{1,32} = 0,0332 \text{ МПа} = 33,2 \text{ кПа.}$$

В настоящее время составлены таблицы нормативных значений удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ и модуля общей деформации для песчаных и глинистых грунтов (табл. 1.14—1.16).

Табличные нормативные значения прочностных и деформационных характеристик применяют для предварительных расчетов основания, а также для окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II и III классов.

Расчетные значения характеристик определяют в этом случае при следующих значениях коэффициента надежности по грунту: в расчетах оснований по деформациям $\gamma_q = 1,0$; в расчетах оснований по несущей способности — для удельного сцепления — $\gamma_{q(c)} = 1,5$; для угла внутреннего трения песчаных грунтов — $\gamma_{q(\varphi)} = 1,1$; то же — для глинистых — $\gamma_{q(\varphi)} = 1,15$.

При пользовании табл. 1.14—1.16 необходимо иметь в виду, что:

— для определения значений c_n , φ_n и E используются нормативные зна-

Таблица 1.14

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунта	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	—	—
	φ_n	43	40	38	—
	E_n	50	40	30	—
Средней крупности	c_n	3	2	1	—
	φ_n	40	38	36	—
	E_n	50	40	30	—
Мелкие	c_n	6	4	2	—
	φ_n	38	36	32	28
	E_n	48	38	28	18
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E_n	39	28	18	11

Таблица 1.15
Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., глинистых неплесневых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их текучести	Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости, равном																		
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05												
Супеси	c_n	21	17	15	13	11	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	φ_n	30	19	27	24	21	18	16	14	12	10	8	7	6	5	4	3	2	1	—
Суглинки	c_n	19	15	13	11	9	7	6	5	4	3	2	1	—	—	—	—	—	—	—
	φ_n	28	26	24	21	18	16	14	12	10	8	7	6	5	4	3	2	1	—	—
Глины	c_n	47	37	31	25	22	18	15	12	10	8	7	6	5	4	3	2	1	—	—
	φ_n	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8

Наименование значения модуля деформации глинистых нелессовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателей текучести	Модуль деформации E , МПа при коэффициенте пористости e , равном							
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
ЧЕТВЕРТИЧНЫЕ ОТЛОЖЕНИЯ	Аллювиальные, делювиальные	32	24	16	10	7	—	—	
	Озерные и озерно-аллювиальные	Суглинки	34	27	22	17	14	11	—
		$0 < J_L \leq 0,25$ $0,25 < J_L \leq 0,50$ $0,50 < J_L \leq 0,75$	32	25	19	14	11	8	—
Флювиогляци-альные	Глины	—	—	—	—	—	—	—	
		$0 < J_L \leq 0,25$ $0,25 < J_L \leq 0,50$ $0,50 < J_L \leq 0,75$	—	28	24	21	18	15	12
		Супеси	33	24	17	11	7	—	—
Флювиогляци-альные	Суглинки	$0 < J_L \leq 0,25$	40	33	27	21	—	—	—
		$0,25 < J_L \leq 0,50$	35	28	22	17	14	—	—
		$0,50 < J_L \leq 0,75$	—	—	17	13	10	7	—

чения коэффициента пористости, показателя текучести и степени влажности (соответственно e , J_L и S_r);

— для грунтов с промежуточными значениями e , c_n , φ_n и E определяют интерполяцией;

— если грунты имеют значения e , J_L и S_r меньше нижних пределов, то в запас прочности допускается принимать c_n , φ_n и E , соответствующие нижним пределам;

— если значения e , J_L и S_r выходят за пределы, предусмотренные табл. 1.14—1.16, то характеристики c_n , φ_n и E следует определять по результатам непосредственных испытаний этих грунтов.

1.3.1. Лабораторные методы определения характеристик грунтов

Для обеспечения прочности, устойчивости и долговечности зданий и сооружений проводят инженерные изыскания, которые состоят из экономических и технических изысканий. Экономические изыскания проводят для определения целесообразности строительства объекта в данном географическом пункте (районе). Технические изыскания заключаются в изучении природных условий района для наиболее рационального размещения зданий и сооружений с учетом инженерно-геологических условий. Инженерно-геологические изыскания в большинстве случаев выполняются в два этапа: на стадии проектного задания (на площадке в целом) и на стадии рабочих чертежей (под пятном будущего сооружения).

В комплекс инженерно-изыскательских работ входят: топографо-геодезические, инженерно-геологические, почвенные, гидрологические, климатические изыскания, а также исследования грунтов, выполняемые в лаборатории и на строительной площадке.

Виды инженерно-геологических изысканий приведены в табл. 1.17.

Практика показывает, что даже в благоприятных инженерно-геологических условиях на изучение свойств грунтов затрачивается 44% всего срока изысканий, причем на полевые работы — свыше 50% этого срока (Миронов В.А., 1988).

Ввиду сложности инженерно-геологических условий могут иметь место различные сочетания и комбинации применяемых видов работ в зависимости от степени изученности строительной площадки, напластования грунтов, температурного и водного режима. Инженерно-геологические изыскания проводятся в два этапа. В качестве примера на рис. 1.9 приведена общая схема инженерно-геологических изысканий.

Физические характеристики грунтов определяются, как правило, пре-

Таблица 1.17

**Виды инженерно-геологических изысканий
(по СНиП 1.02.07—87)**

Вид и цель изысканий	Состав основных работ	Размещение задач проектирования
1	2	3
Сбор, обобщение имеющихся материалов и природных условий района строительства. Разработка рабочей гипотезы об инженерно-геологических условиях. Определение их сложности, обоснование направленности изысканий, необходимого состава работ, оптимальных объемов и рациональных методов их производства. Инженерно-геологическая рекогносцировка.	Анализ и обобщение материалов изысканий прошлых лет и опыта строительства в определенном районе	Сравнение и оценка вариантов возможного размещения площадки в определенном районе. Составление схем генерального плана строительства
Оценка качества и уточнения собранных материалов, проводимых на начальных этапах изысканий. Сравнительная оценка инженерно-геологических условий по намеченным вариантам. Получение данных, необходимых для предварительной оценки возможного естественного развития и физико-геологических процессов и изменений геологической среды под воздействием строительства и эксплуатации предприятий, зданий и сооружений.	Маршрутные наблюдения, при необходимости – проходка отдельных горных выработок, зондирование, геофизические работы, опробование грунтов и подземных вод с выборочным определением классификационных показателей свойств грунтов, типизацией их по литологическим видам и оценкой прочностных и деформационных свойств с использованием таблиц, уравнений корреляционных зависимостей и аналогов. Выявление ориентировочных контуров площади распространения и развития неблагоприятных физико-геологических процессов и явлений, наличие деформированных зданий и сооружений.	Обоснование возможности строительства в определенных природных условиях; технико-экономические сравнения вариантов и принятие основных проектных решений. Определение стоимости строительства

Окончание табл. 1.17

1	2	3
Инженерно-геологическая съемка. Комплексное изучение инженерно-геологических условий для общей оценки предназначенной для строительства территории. Границы проведения инженерно-геологической съемки в различных масштабах устанавливают из необходимости выявления и изучения компонентов природной среды, определяющих условия строительства объекта и намечаемых объемно-планировочных решений зданий и сооружений	Дешифрование аэрофотоматериалов и аэровизуальные наблюдения; проходка горных выработок (скважин, шурфов и др.); полевые исследования свойств грунтов, включая статическое и динамическое зондирование; лабораторные исследования состава и свойств грунтов и химического состава подземных вод; опытно-фильтрационные работы; стационарные наблюдения; специальные виды инженерно-геологических исследований (ИГИ) в районах распространения специфических по составу и состоянию грунтов и развитию неблагоприятных физико-геологических процессов и явлений, включая при необходимости обследования оснований деформированных зданий и сооружений; камеральная обработка	Компоновка зданий и сооружений проектируемого строительства; выбор типов и предварительные расчеты оснований и фундаментов. Предварительный прогноз оценки степени и характера изменения в состоянии и свойствах грунтовых оснований для проектируемых зданий и сооружений в период их возведения и эксплуатации
Инженерно-геологическая разведка. Получение на завершающих этапах инженерно-геологических изысканий исходных данных, необходимых для расчета оснований и фундаментов и для количественного прогноза изменения геологической среды, когда точно установлено местоположение здания или сооружения и определены его основные, конструктивные особенности, а также режим эксплуатации.	Проходка горных выработок; полевые исследования свойств грунтов; геофизические исследования состава и свойств грунтов и химического состава подземных вод; опытно-фильтрационные работы; стационарные наблюдения; специальные виды ИГИ, предусмотренные программой изысканий; камеральная обработка	Решение конкретных вопросов, возникающих в процессе проектирования крупных и сложных предприятий или при проектировании крупных и сложных предприятий или при проектировании отдельных объектов, возводимых в особо сложных природных условиях.

имущественно лабораторными методами. Полевые методы (зондирование, радиоактивный картаж и др.) применяются только в тех случаях, когда отбор образцов необходимого качества затруднителен или практически невозможен.

Прочностные характеристики грунтов определяются лабораторными или полевыми методами. При этом полевые методы должны обязательно применяться в тех случаях, когда затруднительно отобрать образцы грунтов с ненарушенной структурой или когда грунты содержат большое число крупнообломочных включений, размеры которых близки к размерам образцов.



Рис. 1.9. Схема видов работ, выполняемых при инженерно-геологических изысканиях

Деформационные характеристики грунтов следует определять преимущественно полевыми методами. Лабораторные методы могут применяться для оценки изменения свойств грунтов во времени, а также с целью сокращения объема полевых исследований грунтов, если для конкретных строительных площадок установлены достаточно надежные корреляционные связи между деформационными характеристиками грунтов, рассчитанными по результатам полевых и лабораторных испытаний.

Лабораторные испытания грунтов проводятся согласно ГОСТ 30416—96. В качестве примера в табл. 1.18 приведены некоторые виды исследований грунтов и условия их применения.

Кроме обычных определений, представленных в табл. 1.18, в состав лабораторных исследований в качестве обязательных дополнительно включаются определения:

- для набухающих грунтов (ГОСТ 24143—80) — относительного набухания (ϵ_{5W}), давления (P_{5W}) и влажности (W_{5W}) набухания, относительной усадки (ϵ_{5H}), минералогического состава;

- для просадочных грунтов (ГОСТ 23161—78) — относительной просадочности (ϵ_{SI}), начального просадочного давления (P_{SI}) и влажности (W_{SI}), общего содержания и состава водорастворимых солей;
- для элювиальных грунтов — коэффициента выветрелости;
- для засоленных грунтов — относительного суффозионного сжатия (ϵ_{SF}), начального давления суффозного сжатия (P_{SF}), количественного содержания легко- и среднерастворимых солей;
- для заторфованных грунтов и торфа — относительного содержания и степени разложения органических веществ, зольности, коэффициента консолидации.

Таблица 1.18

Лабораторные исследования грунтов (по Справочнику проектировщика, 1985)

Вид характеристики	Определяемая характеристика	Грунт				ГОСТ
		скальный	крупнообломочный (для заполнителя)	песчаный	глинистый	
Физическая	Природная влажность	С	+	+	+	5180—84
	Влажность гигроскопическая	—	С	+	С	«—»
	Плотность частиц грунта	С	—	+	+	«—»
	Плотность грунта	+	С	+	+	«—»
	Границы текучести и раскатывания	—	С	+	+	«—»
	Гранулометрический состав	—	С	+	С	12536—79
Деформационная	Сжимаемость	—	С	С	+	23908—79
Прочностная	Прочность при одноосном сжатии	+	—	—	С	21153—75 (для скальных грунтов) 17245—79 (для полускальных грунтов)
	Сопротивление срезу	—	С	С	+	12248—96

Примечание. Условные обозначения: «+» — обязательно выполняются; С — по специальному заданию; «—» — не выполняются.

В табл. 1.19 приведены основные виды лабораторных определений показателей состава и свойств грунтов, а также объемы проб, необходимые

Таблица 1.19

Виды лабораторных определений показателей грунтов

Показатель состава и свойств грунтов	Объем пробы, см ³	Правила определения	Область применения показателя
1	2	3	4
Гранулометрический (зерновой) и микроагрегатный состав	Глинистые – 50–250, песчаные – 200–500, гравелистые – 600–3000	ГОСТ 12536–79	Классификация грунтов; приближенное вычисление коэффициентов фильтрации; подбор оптимальных смесей грунта и материалов для обратных фильтров; выбор отверстий фильтров; определение механической суффозии, однородности грунтов и т.д.
Природная влажность	30–50	ГОСТ 5180–84	Определение относительной характеристики грунта, консистенции глинистых грунтов; вычисление плотности сухого грунта
Плотность грунта	Глинистые – 1000, песчаные – 500	ГОСТ 5180–84	Определение давления грунта; вычисление плотности сухого грунта
Плотность частиц грунта	30–50	ГОСТ 5180–84	Вычисление пористости, коэффициента пористости, полной влагоемкости, степени водонасыщения
Пластичность	100	ГОСТ 5180–84	Классификация грунтов; определение консистенции грунтов, показателей глинистых грунтов
Сопротивление грунтов срезу	Монолит – 20×20×20 см	ГОСТ 12248–96	Определение устойчивости оснований; расчет устойчивости бортов откосов и давления на подпорную стенку
Предел прочности (временное сопротивление) грунтов при одноосном сжатии	Монолит – 1000	ГОСТ 17245–79	Определение прочности скальных грунтов или нескальных в мерзлом состоянии
Просадочность грунтов	Монолит – 20×20×20 см	ГОСТ 23161–78	Определение просадочности грунтов; расчет величины просадочности; определение типа грунтовых условий, начального давления просадочности
Набухание и усадка	Монолит – 10×10×10 см или проба объемом 1000	ГОСТ 24243–80	Определение набухаемости грунтов; расчет величин набухания, давления набухания и усадки

Окончание табл. 1.19

1	2	3	4
Засоленность грунтов	500	Ведомственные указания по химическому анализу водной вытяжки	Определение типа и степени засоленности грунтов
Коэффициент фильтрации	1000	ГОСТ 25584–90	Проектирование защитных мероприятий от подтопления
Содержание органических веществ	—	ГОСТ 23740–79	Классификация грунтов
Максимальная плотность	Не менее 10000	ГОСТ 22733–77	Определение уплотняемости грунтов
Суффозионная сжимаемость	Монолит – 10×10×10 см	ГОСТ 25585–83	Расчет осадки грунтов оснований сооружений
Прочность и деформируемость при трехосном сжатии	Монолит – 20×20×20 см	ГОСТ 26516–85	Расчет несущей способности грунтов оснований сооружений

для производства анализа. Методика определения показателей физико-механических свойств грунтов выбирается в зависимости от состава и состояния грунта, условий работы в основании сооружений с учетом изменения свойств в процессе эксплуатации здания или сооружения.

Для изучения в лабораторных условиях свойств грунтов, слагающих основание, на строительной площадке в процессе инженерно-геологических изысканий отбирают образцы грунтов как естественной, так и нарушенной структуры. Образцы грунта естественной (ненарушенной) структуры — это пробы с полным сохранением целостности, внутренних структурных связей и природной влажности, соответствующих условиям залегания в массиве основания. При разрушении структурных связей между частицами проба грунта будет иметь ненарушенную структуру. Проба с ненарушенным сложением и естественной влажностью называется монолитом.

Образцы грунта в виде монолитов или проб отбираются в шурфах, котлованах, скважинах и в естественных отложениях.

Достоверность получаемых в процессе лабораторных исследований показателей будет тем большей, чем меньше нарушается структура монолита в процессе отбора, перевозки и хранения до момента проведения исследований.

Количество отобранного грунта должно быть таким, чтобы состав и свойства пробы соответствовали составу и свойствам опробуемого слоя. Чем более неоднороден грунт, тем больше должна быть отбираемая проба. Размер пробы или монолита должен соответствовать технологическим требованиям

ям лабораторных исследований (см. табл. 1.19), в соответствии с которыми диаметр или площадь грани монолита должна быть больше поперечного сечения пробоотобранного кольца стандартных лабораторных приборов, а общая масса отобранного материала — достаточной для всего комплекса лабораторных определений.

В водонасыщенных, песчаных, слабых грунтах и при исследовании грунтов на большей глубине пробы отбирают в скважинах. Монолиты цилиндрической формы диаметром не менее 80 мм с глубины от 10 до 30 м отбирают с помощью грунтоносов различной конструкции. Диаметр грунтоноса обусловлен размером колец, применяемых в стандартных компрессионных, сдвиговых и других приборах.

Грунтонос состоит из штанги, цилиндра, разрезанного по диаметру на две части и имеющего в верхней части нарезку; башмак-ножа, верхней своей частью навинчивающегося на цилиндр; муфты, служащей для соединения грунтоноса со штангой; гильз, вставленных внутрь цилиндра для помещения в них образца грунта. Для отбора монолитов в буровых скважинах металлические цилиндры грунтоносов забуриваются, задавливаются или забиваются в грунт на дне скважины. Отрывают монолит от породы вращением штанги. После поднятия грунтоноса на поверхность цилиндр разнимается, гильза с грунтом извлекается и закрывается крышками.

Для вырезанного монолита должна быть правильно установлена его ориентация в массиве грунта, так как связные грунты анизотропны, т.е. имеют различное расположение частиц в естественном залегании и различные свойства в различных направлениях (разная водопроницаемость, сжимаемость и т.д.). Для этого на верхнюю грань монолита как до парафинирования, так и после него укладывают паспорт пробы, в котором указывают: наименование фирмы, производящей изыскание; название местности, пункта и строительного объекта; название выработки (шурф, скважина) и ее номер; глубину, в которой отобран образец; результаты визуального осмотра грунта (вид и состояние образца); дату отбора образца; должность и фамилию (с подписью) лица, отобравшего образец.

Все виды работ по отбору, упаковке, транспортированию и хранению образцов необходимо производить в соответствии с ГОСТ 12071—84.

На основании инженерно-геологических изысканий по данным бурения и шурфирования составляют вертикальные геометрические разрезы для каждой выработки, указывая наименование грунта, мощность слоя, отметки кровли и подошвы каждого слоя, уровень грунтовых вод и т.д.

После изучения и анализа отдельных геологических выработок составляют общий геолого-литологический разрез изучаемой строительной площадки (рис. 1.10).

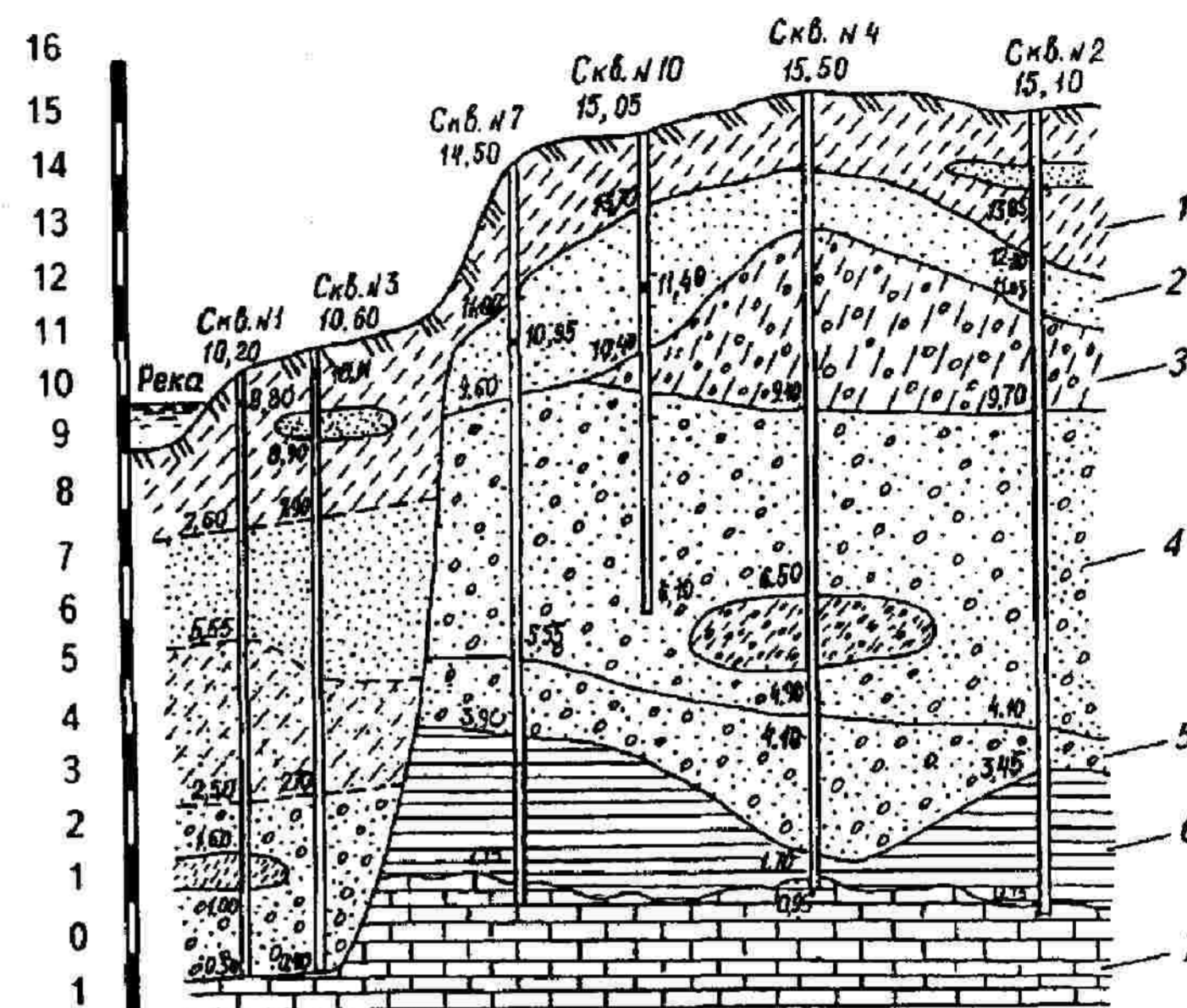


Рис. 1.10. Геологический разрез строительной площадки (по Слюсаренко, 1982):

1 — суглинок темно-бурый; 2 — песок мелкий; 3 — суглинок полутвердый с щебнем; 4 — песок крупный с гравием; 5 — галька, гравий с песком; 6 — глина пластичная, серая; 7 — известняк белый средней прочности

Точность определения физико-механических характеристик грунтов зависит от методики определения, конструктивных особенностей приборов, квалификации исполнителей, точности вычислений и других факторов (табл. 1.20).

Определение гранулометрического состава. Заключается в разделении грунта на фракции и установлении в пробе их процентного содержания. Совокупность частиц грунта с приблизительно одинаковыми размерами называется фракцией. Методы гранулометрического анализа грунтов могут быть различны в зависимости от крупности частиц, слагающих грунт.

Для проведения анализа грунт предварительно подготавливают одним из следующих способов:

- **дисперсный**, при котором пробу доводят до состояния максимального диспергирования, т.е. все водостойкие и водонестойкие агрегаты (совокупности частиц) разрушают до минимальных размеров. Для этого про-

Таблица 1.20

Некоторые возможные ошибки при выполнении лабораторных работ

Характеристика	Возможная ошибка
Плотность ρ	1. Неправильно отобраны образцы из скважины 2. Нарушена методика определения 3. Неправильное заполнение кольца грунтом 4. Ошибки определения
Весовая влажность грунта ω	1. Ошибки в изучении естественной влажности (подсушенный или переувлажненный образец) 2. Нарушение методики определения 3. Ошибки определения
Плотность частиц грунта ρ_s	1. Неправильное определение вида грунта 2. Ошибки в определении массы частиц и их объема 3. Ошибки в расчетах
Расчетные показатели (степень влажности S_r)	1. Неточно приняты исходные данные (объем пор и скелета) 2. Недостаточная точность вычисления 3. Ошибки определения
Показатели сжимаемости m_v, E	1. Влияние конструкции прибора 2. Неправильно выбрана или нарушена методика 3. Неточно выбраны ступени загрузки 4. Нарушена скорость загрузки 5. Неточно определена степень влажности грунта 6. Ошибки определения
Прочностные показатели c, φ	1. Неточно выбрано давление 2. Влияние конструкции приборов 3. Неправильно выбрана или нарушена методика 4. Ошибки в расчетах

бу тщательно растирают, обрабатывают соляной кислотой и промывают. Если в грунте содержится более 10% органических веществ, то гранулометрический состав не определяется;

- *микроагрегатный*, или *полудисперсный*, который достигается путем физического и механического воздействий. Предварительно пробу грунта замачивают, растирают в присутствии стабилизатора (пирофосфорнокислого натрия, аммиака и др.), а затем кипятят;
- *агрегатный*, который заключается только в физическом воздействии на грунт. Для этого пробу замачивают в воде с целью разрушения водонестойких агрегатов.

Для гранулометрического анализа грунта наиболее часто применяют следующие методы:

- *прямые* (ситовый, пипеточный, Сабанина и др.), которые позволяют выделить фракции, взвешивать их и определять процентное содержание в грунте;

- *косвенные* (ареометрический, Рутковского и др.), которые не предусматривают выделения фракций.

При определении гранулометрического состава несвязных грунтов наиболее распространенным является *ситовый* метод. Сущность его заключается в рассеивании пробы грунта на отдельные фракции при помощи комплекта сит размерами отверстий 10; 7; 5; 2; 1,0; 0,5; 0,25; 0,1 мм. Наименование песчаного грунта присваивается по ГОСТ 25100—95.

Различают два вида ситового метода: с промывкой и без промывки грунта водой.

Для определения гранулометрического состава глинистых грунтов используется *пипеточный* метод. При этом методе выделяют частицы крупнее 0,1; 0,1—0,05; 0,05—0,01; 0,01—0,005; 0,005—0,001 и не менее 0,001 мм.

Этот метод основан на различии скорости падения в воде частиц разного диаметром. Зерновой состав пипеточным методом определяется в два этапа. На первом этапе определяется содержание крупных фракций ситовым методом, на втором — содержание частиц менее 0,1 мм непосредственно пипеточным методом.

Содержание в грунте фракций менее 0,1 мм определяется ареометрическим методом. Он основан на измерении ареометром плотности суспензии, которая меняется при выделении из нее частиц различного диаметра в течение определенного времени после взмучивания. По мере изменения плотности суспензии ареометр, помещенный в суспензию, будет погружаться. Чем выше плотность суспензии, тем меньше глубина погружения ареометра. Результаты анализа заносят в журнал согласно ГОСТ 12536—79. По специальной номограмме ведут пересчет показаний ареометра с учетом поправок на процентное содержание в грунте фракции того или иного размера.

Гранулометрический анализ можно проводить также по методу Сабанина. Он основан на отборе из водного раствора проб через определенные промежутки времени и определении сухого остатка путем выпаривания и взвешивания. Этот метод более трудоемок и требует больше времени, чем ареометрический, а также большого количества дистиллированной воды.

Результаты гранулометрического анализа изображаются графически в полулогарифмической шкале (см. рис. 2.2).

Определение влажности грунтов. В лабораторных условиях для определения влажности применяют весовой метод (ГОСТ 5180—84).

В заранее взвешенный стеклянный или алюминиевый стаканчик с открытой крышкой помещают около 15 г грунта, взвешивают и ставят в сушильный шкаф, в котором образец высушивают до постоянной массы при температуре 105 ± 2 °С.

Весовой влажностью называется отношение массы воды, находящейся в грунте, к массе абсолютно сухих грунтовых частиц данного объема.

Весовая влажность (в дол. ед.) определяется по формуле

$$\omega = \frac{m_1 - m_0}{m_0 - m}, \quad (1.17)$$

где m_1 — масса влажного образца с бюксом;
 m_0 — то же высушенного образца с бюксом;
 m — масса бюкса.

Абсолютная величина гигроскопической влажности (в дол. ед.) вычисляется по формуле

$$\omega_r = \frac{m_2 - m_0}{m_0 - m}, \quad (1.18)$$

где m_2 — масса образца в воздушно-сухом состоянии (высохшем на воздухе) с бюксом.

Весовая влажность большинства рыхлых грунтов изменяется в пределах 0,01—0,4, а для отдельных грунтов (например, торфы, илы) может значительно превышать единицу.

Определение плотности частиц грунтов. Согласно ГОСТ 5180—84 различают определение плотности незасоленных и засоленных грунтов.

Для определения плотности частиц незасоленных грунтов образец грунта воздушно-сухого состояния растирают в фарфоровой ступке пестиком с резиновым наконечником. После тщательного перемешивания отбирают пробу в 15 г и высушивают до постоянной массы при температуре 105 ± 2 °С. В предварительно высушенный и взвешенный пикнометр насыпают взятую навеску и взвешивают.

Затем в пикнометр наливают до 1/3 объема дистиллированной воды, осторожно несколько раз взбалтывают до получения суспензии и кипятят на песчаной бане в течение 30 мин песка и супеси и 60 мин — суглинки и глины.

Охладив пикнометр с суспензией до комнатной температуры, доливают в него дистиллированную воду до мерной черты, нанесенной на горлышке и взвешивают.

Плотность частиц грунта вычисляют по формуле

$$\rho_s = \frac{m_0}{m_0 + m_2 + m_1} \rho_w, \quad (1.19)$$

где m_0 — масса сухого грунта;
 m_1 — масса пикнометра с грунтом и водой;
 m_2 — масса пикнометра с водой;
 ρ_w — плотность воды, определяемая по табл. 1.21.

Таблица 1.21

Значения плотности воды при различной температуре

Температура $t, ^\circ\text{C}$	Плотность воды $\rho_w, \text{г/см}^3$	Температура $t, ^\circ\text{C}$	Плотность воды $\rho_w, \text{г/см}^3$	Температура $t, ^\circ\text{C}$	Плотность воды $\rho_w, \text{г/см}^3$
10	0,999727	18	0,998621	26	0,996808
11	0,999632	19	0,998430	27	0,996538
12	0,999524	20	0,998229	28	0,996258
13	0,999404	21	0,998017	29	0,995969
14	0,999271	22	0,997795	30	0,995672
15	0,999126	23	0,997563	31	0,995366
16	0,998969	24	0,997321	32	0,995051
17	0,998800	25	0,997069	33	0,994728

Производится не менее двух определений и находится среднее арифметическое значение ρ_s , причем расхождение между двумя параллельными определениями не должно превышать 0,02 г/см³ при плотности до 2,75 г/см³ и 0,03 г/см³ при плотности более 2,75 г/см³.

Для определения плотности частиц засоленных грунтов, т.е. грунтов, которые содержат в своем составе легко- и суперрастворимые соли, выполняются все те же операции, что и для незасоленных грунтов с той лишь разницей, что в пикнометр вместо дистиллированной воды наливают керосин.

Плотность частиц засоленного грунта вычисляют по формуле

$$\rho_s = \frac{m_0}{m_0 + m_2 - m_1} \rho_k, \quad (1.20)$$

где m_0, m_1 и m_2 — масса соответственно сухого грунта, пикнометра с керосином и грунтом, пикнометра с керосином;

ρ_k — плотность керосина ($\rho_k = 0,79—0,82$ г/см³).

Определение плотности грунта. Существует несколько лабораторных методов определения плотности грунта. Чаще всего применяют методы режущих колец и парафинирования (гидростатического взвешивания).

Метод режущих колец применяют для связных грунтов, легко поддающихся извлечению из толщи грунта, когда форма и объем образца могут быть сохранены при перевозке в лабораторию.

При использовании данного метода применяют режущее кольцо со специальными насадками.

Диаметр колец колеблется от 50 до 100 мм в зависимости от вида грунта. Высота кольца должна быть не более одного и не менее половины диаметра.

Предварительно определяют размеры и объем кольца по формуле

$$V = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot h}{4}, \quad (1.21)$$

где d — внутренний диаметр кольца;

h — высота кольца.

Затем заполняют режущее кольцо грунтом, последовательно вдавливая его в грунт легким нажатием на верхнюю тугую кромку кольца-насадки.

Когда кольцо заполнено, насадку снимают, избыток грунта срезают вровень с тупой кромкой кольца и покрывают стеклянной пластинкой. Столбик грунта подрезают ниже режущей кромки кольца на 8—10 мм и при помощи лопаточки-мастерка подхватывают и переворачивают на пластинку. Выступающую часть грунта тщательно зачищают вровень с режущей кромкой кольца и снова покрывают пластинкой.

Далее взвешивают грунт с кольцом и пластинами и определяют плотность грунта по формуле

$$\rho = \frac{m_0}{V} = \frac{m - (m_1 + m_2)}{V}, \quad (1.22)$$

где m_0 — масса грунта;

m — масса кольца с грунтом и покрывающими пластинами;

m_1 — масса кольца;

m_2 — масса покрывающих пластин;

V — объем грунта в кольце.

Метод парафинирования (гидростатического взвешивания) применяется для связных грунтов, содержащих твердые включения или склонных к выкрошиванию. Для определения плотности грунта вырезают образец объемом не менее 30 см³ так, чтобы по возможности его поверхность стала округлой. Взвешивают на технических весах с точностью до 0,01 г. Взвешенный образец опускают в расплавленный при 60 °С парафин, чтобы в течение 1—2 с он покрылся парафиновой оболочкой толщиной 0,5—1,0 мм. Появляющиеся пузырьки воздуха между слоем парафина и образцом удаляют, прокалывая их тонкой иглой и заглаживая места прокола. Парафин с заранее известной плотностью не должен содержать посторонних примесей. Запарафинированный образец взвешивают, а затем опускают в предварительно взвешенный стакан с водой (рис. 1.11) и снова взвешивают в воде. Взвешенный запарафинированный образец извлекают из воды, обсушивают фильтровальной бумагой и еще раз взвешивают для проверки герметичности парафиновой оболочки. Если разность во взвешивании до погружения образца в воду и после его извлечения будет более 0,2 г, то образец считается забракованным.



Рис. 1.11. Схема к определению плотности грунта:

1 — квадрантные весы; 2 — стакан с водой; 3 — образец грунта; 4 — штатив с держателем; 5 — стол

Плотность грунта определяют по формуле

$$\rho = \frac{m \rho_w \rho_{\Pi}}{\rho_{\Pi} (m_1 - m_2) - \rho_w (m_1 - m)}, \quad (1.23)$$

где m — масса образца грунта до парафинирования;

ρ_w — плотность воды принимается равной 1,0 г/см³ при температуре 20 °С;

ρ_{Π} — плотность парафина принимается равной 0,9 г/см³;

m_1 — масса запарафинированного образца;

m_2 — масса запарафинированного образца в воде.

Более подробно методики определения плотности связных и несвязных грунтов описаны в ГОСТ 5180—84.

Определение влажности глинистого грунта на границе текучести. Граница текучести характеризует влажность, при которой грунт из пластичного состояния переходит в полужидкое — текучее. При этой влажности связи между частицами нарушаются благодаря наличию свободной воды, из-за чего частицы грунта легко смещаются и разъединяются. В результате этого сцепление между частицами становится незначительным и грунт теряет свою устойчивость.

Определение границы текучести производят в соответствии с ГОСТ 5180—84 с помощью балансирующего конуса Васильева (рис. 1.12), погружаемого рукояткой 3 и конусом 4 в приготовленное грунтовое тесто.

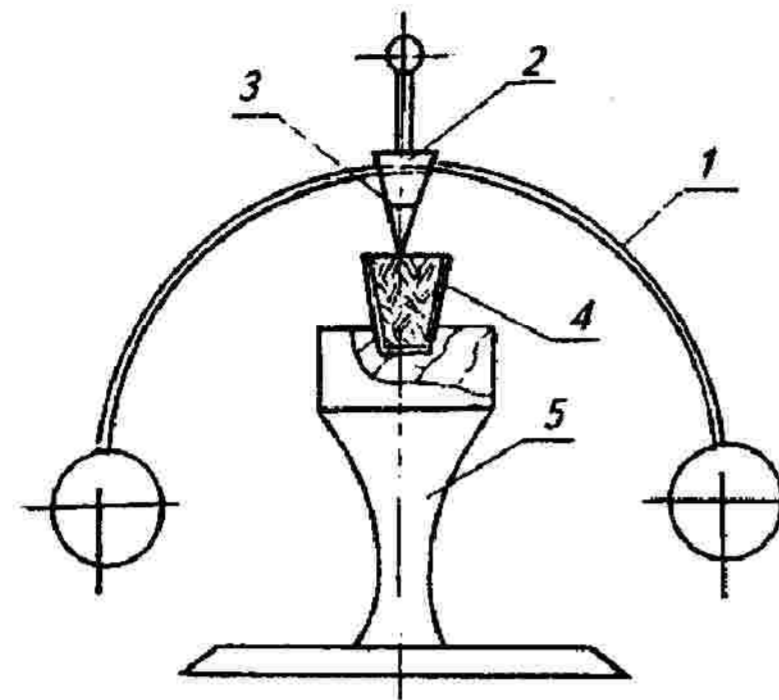


Рис. 1.12. Балансирный конус Васильева

Для определения влажности на границе текучести образец грунта объемом приблизительно 100 см^3 растирают в фарфоровой чашке, пропускают через сито с отверстием 1 мм, предварительно отобрав растительные остатки и увлажняют до состояния мягкопластичной грунтовой массы. Фарфоровую чашку с грунтовой массой помещают в закрытый стеклянный сосуд и выдерживают не менее 2 ч. После этого грунтовую массу перемешивают и наполняют ею тигель. Поверхность грунта в тигеле тщательно сглаживают шпателем вровень с его краями. Тигель с образцом грунта помещают на подставку 1 и к поверхности грунта подносят острие балансирного конуса массой 75 г. Медленно разжимая пальцы, позволяют конусу свободно погружаться в грунтовую массу под действием собственного веса. Погружение конуса в тесто до метки 2 (на 10 мм) в течение 5 с указывает на достижение искомой границы текучести. В том случае, если глубина погружения конуса не достигнута 10 мм, то необходимо доувлажнять грунтовой тесте. С этой целью грунтовую массу вынимают из тигеля, добавляют воду, перемешивают и повторяют испытание. Погружение конуса на глубину более 10 мм показывает, что влажность грунта превышает искомую, и грунт следует подсушить.

При достижении влажности на границе текучести (ω_L) из тигеля взять навеску грунта массой 15 г и определить соответствующую весовую влажность. Для каждого образца производить не менее двух определений влажности. Расхождение в результатах опытов должно быть не более 2%.

Весовая влажность на границе текучести определяется по формуле

$$\omega_L = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_0}, \quad (1.24)$$

где m_0 , m_1 и m_2 — масса соответственно бюкса, влажного грунта с бюксом и высушенного образца с бюксом.

Определение влажности глинистого грунта на границе раскатывания. Граница раскатывания соответствует влажности, при которой грунт находится на границе перехода из твердого состояния в пластичное. При дальнейшем увеличении влажности ($\omega > \omega_p$) грунт становится пластичным и начинает снижать свою устойчивость под нагрузкой.

Подготовка образца грунта для определения границы раскатывания такая же, как и при определении границы текучести. Из увлажненного грунта скатывают шарик диаметром 1 см и раскатывают в тонкий шнур длиной около 10 см и толщиной около 3 мм, при этом жгут должен распадаться на кусочки длиной 3—10 мм по поперечным трещинам. Если грунт не раскатывается в шнур заданной длины и толщины, то он считается пластичным. В этом случае необходимо немного высушить грунт и опыт повторить заново. Затем раскрошившиеся кусочки собирают в бюкс и определяют влажность на границе раскатывания по формуле (1.24).

При влажности, равной или немного меньшей границы раскатывания, грунт пригоден для производства земляных работ при отсыпке насыпей и разработке выемок, а также при увлажнении земляного полотна. С переходом в пластичное состояние грунт начинает налипать на рабочие органы землеройных машин, и производство земляных работ становится затруднительным, а иногда и невозможным.

1.3.2. Полевые методы испытания грунтов

Проведение инженерно-геологических изысканий в полевых условиях определило появление термина «полевые методы» в отличие от «лабораторных методов», когда изучаются отдельные образцы (монолиты, пробы грунта) часто нарушенной структуры, извлеченные из буровых скважин или строительных котлованов (Дудлер И.В., 1979).

К *полевым* методам испытаний грунтов (ГОСТ 30672—99), основанных на моделировании процессов, протекающих при работе основания, относятся: испытания грунтов штампами, прессиометрами, зондированием, вращательным срезом, сдвигами целиков грунта и др.

В табл. 1.22 приведена общая классификация (Дудлер И.В., 1979) полевых методов инженерно-геологического изучения грунтов. Согласно табл. 1.22 выделяются четыре типа полевых методов изучения грунтов:

- I — обследование и описание;
- II — разведка и опробование;
- III — испытание;
- IV — натурные наблюдения за возведенными сооружениями.

Таблица 1.22

Общая классификация полевых методов инженерно-геологического изучения грунтов (по И.В. Дудлеру, 1979)

Метод	Класс	Группа	Подгруппа	Виды	
1	2	3	4	5	
I. Обследование и описание	Дистанционно-обзорные	Аэрометрические	Визуальные	Аэровизуальные наблюдения	
			Инструментальные	Аэрофотосъемка	
	Местные	Наземные	Маршрутные	Маршрутная съемка (площадная, масштабная)	
Локальные			Описание естественных отложений, горных выработок, котлованов.		
II. Разведка и опробование	Геофизические	Радиоизотопные	Некаротажные	Поглощение: – гамма-излучения, – рассеянного гамма-излучения, – рассеянного нейтронного излучения	
			Каротажные	Гамма-каротаж. Гамма-гамма-каротаж. Нейтрон-нейтронный каротаж	
			Физических процессов	Электроразведка	Электропрофилирование. Вертикальное электрзондирование
				Сейсморазведка	Сейсмозондирование. Сейсмопросвечивание. Сейсмокаротаж
		Проходческие (с отбором проб)	Буровые	Скважинные	Бурение скважины сплошным забоем. Бурение скважины кольцевым забоем
				Зондировочные	Динамические
Статические	Статическое зондирование конусом. Статическое зондирование сваей				
Пенетрационные	Пенетрационно-каротажные	Надводные пенетрационно-каротажные исследования. Подводные пенетрационно-каротажные исследования			
	Микропенетрационные	Микропенетрационное испытание пород в обнажениях и выработках. Микропенетрационное испытание керна и монолитов			

Продолжение табл. 1.22

1	2	3	4	5
III. Испытания	Опытные	Статические	Деформационные	Статические нагрузки на штамп в шурфах и в скважинах. Прессиометрические испытания
			Прочностные	Сдвиг целиков по заданной плоскости. Сдвиг целиков обрушением призм. Сдвиг целиков выдавливанием призм. Сдвиг целиков раздавливанием призм. Сдвиг по заданной поверхности лопастными приборами в скважинах. Сдвиг штампа по грунту
		Динамические		Вибрационные
			Импульсные	Стандартный камуфлетный взрыв, взрывное зондирование
		Фильтрационные	Фильтрационные	Опытные откачки
			Инфильтрационные	Налив воды в шурф. Нагнетание воды в скважины
		Модельно-конструктивные	Испытание опытных фундаментов	Статические и динамические нагрузки. Сдвиги нагруженных блоков
			Испытания свай	Статические. Динамические
		Модельно-технологические	Испытание оснований	Опытное замачивание. Опытное уплотнение. Опытное укрепление. Опытное оттаивание
			Опытное возведение фрагмента сооружения	Опытный намыв, отсыпка, уплотнение и закрепление грунтов. Опытная выемка и водопонижение
IV. Naturные наблюдения	Naturные наблюдения на застроенных территориях	Стационарные и режимные	Гидрогеологические	Измерение влажности грунтов в зоне аэрации. Замеры уровней подземных вод. Определение химического состава подземных вод. Измерение температуры подземных вод
			Тензометрические	Замеры напряжений. Замеры параметров динамических воздействий. Замеры порового давления воды
			Геодезические	Замеры осадок и горизонтальных смещений, кренов, прогибов и т.д.

Окончание табл. 1.22

1	2	3	4	5
	Натурные наблюдения за возведенными земляными сооружениями		Визуальные	Наблюдения за состоянием откосов земляных плотин и дамб
			Геодезические	Замеры деформаций и перемещений сооружений
			Грунтоведческие	Определение изменений состава и состояния грунтов. Изучение процесса консолидации грунтов. Изучение динамики изменения свойств грунтов

Основные виды полевых исследований грунтов и условия их применения приведены в табл. 1.23.

Объем исследований грунтов, как и состав, должен назначаться в зависимости от ответственности и конструктивных особенностей проектируемого здания или сооружения, но, кроме того, еще и от размеров в плане и сложности грунтовых условий.

В зависимости от геологического строения, гидрогеологических условий, а также от состава и состояния грунтов испытания производят в шурфах и скважинах. Шурфом называется выемка в земле для осмотра испытуемого грунта и взятия его образцов. Шурфы бывают крупного сечения — «дудки» (диаметром 65—100 см) и прямоугольного сечения (не менее 100×120 см).

Испытания грунта выполняют с помощью штампов, размеры которых приведены в табл. 1.24.

Характеристики свойств грунтов, определяемые полевыми методами, а также наименование грунтов, для исследования которых применяют эти методы, приведены в табл. 1.25.

Согласно квалификации различают, с одной стороны, прямые и косвенные методы испытания грунтов, с другой — точные и грубые.

Прямым методом принято называть испытание, которое приводит к получению искомой характеристики сжимаемости или прочности непосредственно. Косвенный метод базируется на использовании каких-либо эмпирических зависимостей между результатом испытания и искомой характеристикой.

Точные и грубые методы различаются степенью влияния случайных ошибок, сопровождающих испытания. В точных методах доля случайной ошибки невелика, в результате чего среднее квадратическое отклонение измеряемой величины характеризует в основном естественный разброс данного показателя (см. разд. 1.3).

Таблица 1.23

Полевые исследования грунтов

Вид исследования	Задачи исследования						Грунт			ГОСТ
	Расчленение геологического разреза	Установление закономерностей	Определение				Крупнообломочный	Песчаный	Глинистый	
			Физических характеристик	Деформационных характеристик	Прочностных характеристик	Показателей сопротивления грунтов основания				
Статическое зондирование	+	+	+	+	+	+	-	+	+	20069-81
Динамическое зондирование	+	+	+	+	+	-	-	+	+	19912-81
Испытание штампами	-	-	-	+	-	-	+	+	+	20276-99
Испытание прессиометрами	-	+	-	+	-	-	-	+	+	20276-99
Испытание на срез целиков грунта	-	-	-	-	+	-	+	+	+	23741-79
Вращательный срез или кольцевой срез	-	+	-	-	+	-	-	-	-	21719-80
Поступательный срез	-	+	-	-	+	-	-	+	+	21719-80
Испытание эталонной сваи	-	-	-	-	-	+	+	+	+	24942-81
Испытание сваями	-	-	-	-	-	+	+	+	+	5686-78

Условные обозначения: «+» — исследования рекомендованы; «-» — исследования не выполняют.

Таблица 1.24

Минимальные размеры штампов

Тип штампа	Площадь, см ²	Диаметр или длина стороны, мм	Тип выработки и ее размеры по дну
Круглый	5000	798	Шурф сечением
Квадратный	5000	707	225×225 см
Круглый штамп для скважин	600	277	Скважина диаметром 325 мм

Таблица 1.25

Основные методы полевых исследований свойств грунтов при инженерно-геологических работах

Изучение характеристики	Полевые методы	Грунты
Динамическое и статическое сопротивление пенетрации, предельное направление сдвига, сопротивление резанию и другие показатели свойств, используемые для характеристики геологического строения грунтов и пространственной изменчивости их свойств	Динамическое зондирование. Статическое зондирование. Пенетрационно-каротажный. Микропенетрация	Глинистые
Деформационные характеристики грунтов	Опытные нагрузки в шурфах и скважинах. Прессиометрия	Глинистые, крупнообломочные и трещиноватые скальные
Прочностные характеристики грунтов	Опытные сдвиги на полевых приборах и установках	Трещиноватые скальные и полускальные, обломочные, песчано-глинистые
	Опытные обрушения и выпирания в шурфах. Прессиометрия	Обломочные с глинистым заполнителем, полускальные и выветрелые скальные
	Крыльчатое зондирование	Глинистые
Водопроницаемость грунтов	Опытные откачки из скважин	Трещиноватые, скальные, несвязные
	Опытные наливыв в шурфы	Глинистые
	Опытные нагнетания в скважины	Трещиноватые, несвязные

В грубых методах влияние случайных ошибок приводит к заметному увеличению среднего квадратического отклонения измеряемой величины.

Испытания сжимаемости грунтов. Испытания грунтов опытными нагрузками в скважинах производятся специальными установками, приведенными на рис. 1.13 (Справочник по механике..., 1987).

Наиболее проста установка КРУ-600 конструкции Урал ТИСИЗ (см. рис. 1.13, в). Усилие на штамп передается через стойку при помощи загруженного рычага с грузовым сегментом. Рычаг свободно вращается на оси, закрепленной на раме, которая крепится на опорных балках, связанных с анкерными сваями.

Для испытания грунтов бурят скважину диаметром 325 мм (см. табл. 1.24), верхнюю часть которой обсаживают трубами, а оголовок цементируют. Скважину не доводят до испытываемого слоя на 10–20 см и подготавливают к опыту. В забой опускают круглый штамп площадью 600 см². На рычаг

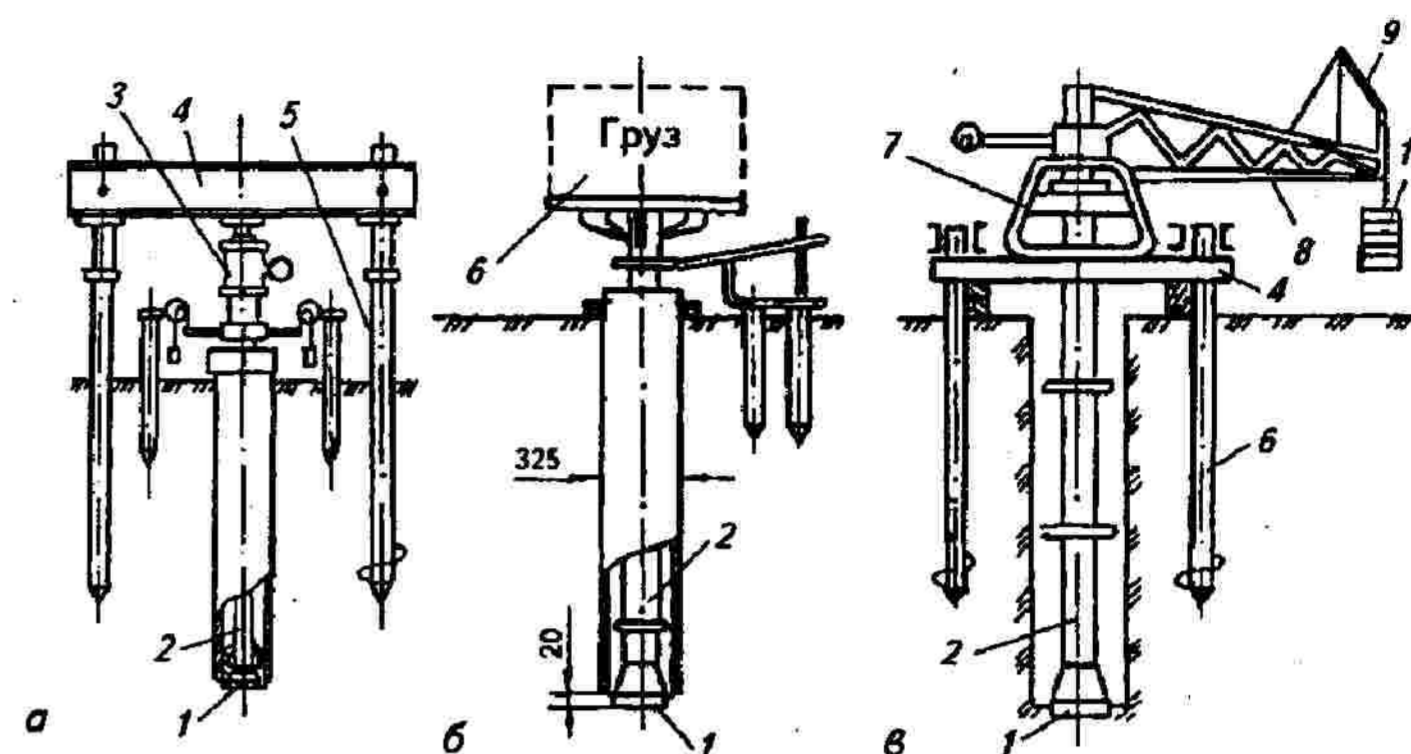


Рис. 1.13. Конструкции установок для испытания грунтов в скважинах: а — штамп с анкерными сваями; б — штамп с грузовой платформой; в — канатно-рычажная установка КРУ-600; 1 — штамп; 2 — стойка; 3 — домкрат; 4 — балка; 5 — свая; 6 — платформа; 7 — рама; 8 — рычаг; 9 — сегмент для груза; 10 — груз

подвешивают груз для создания требуемого давления. Испытания грунтов опытными нагрузками в шурфах выполняют в соответствии с требованиями ГОСТ 20276–99.

Нагружение штампов осуществляется гидравлическими или механическими домкратами, системой натяжных блоков и реже — специально подготовленными грузами, размещаемыми на платформах.

Установка для испытания грунтов включает штамп, нагрузочное устройство, устройство для измерения деформаций (осадок) штампа и приспособление для крепления стен шурфов и скважин. Некоторые схемы испытания грунтов опытными нагрузками в шурфах приведены на рис. 1.14.

При испытании грунтов нагрузку увеличивают ступенями до стабилизации осадки от каждой ступени, общее число которых должно быть не менее четырех. Значение ступеней нагрузки рекомендуется принимать в зависимости от зернового состава, степени влажности S_r и плотности сложения песчаных грунтов (табл. 1.26), показателя текучести J_L и коэффициента пористости e глинистых грунтов (табл. 1.27). Считается, что стабилизация достигнута, если приращение осадки за 1 сут. не превышает 1 мм. Иногда (по специальному заданию) нагрузку увеличивают до достижения предельного (критического) значения, фиксируемого:

- по появлению валика выпирания или трещин вокруг штампа;
- по деформированию грунта с постоянной скоростью, продолжающейся не менее 1 сут.;

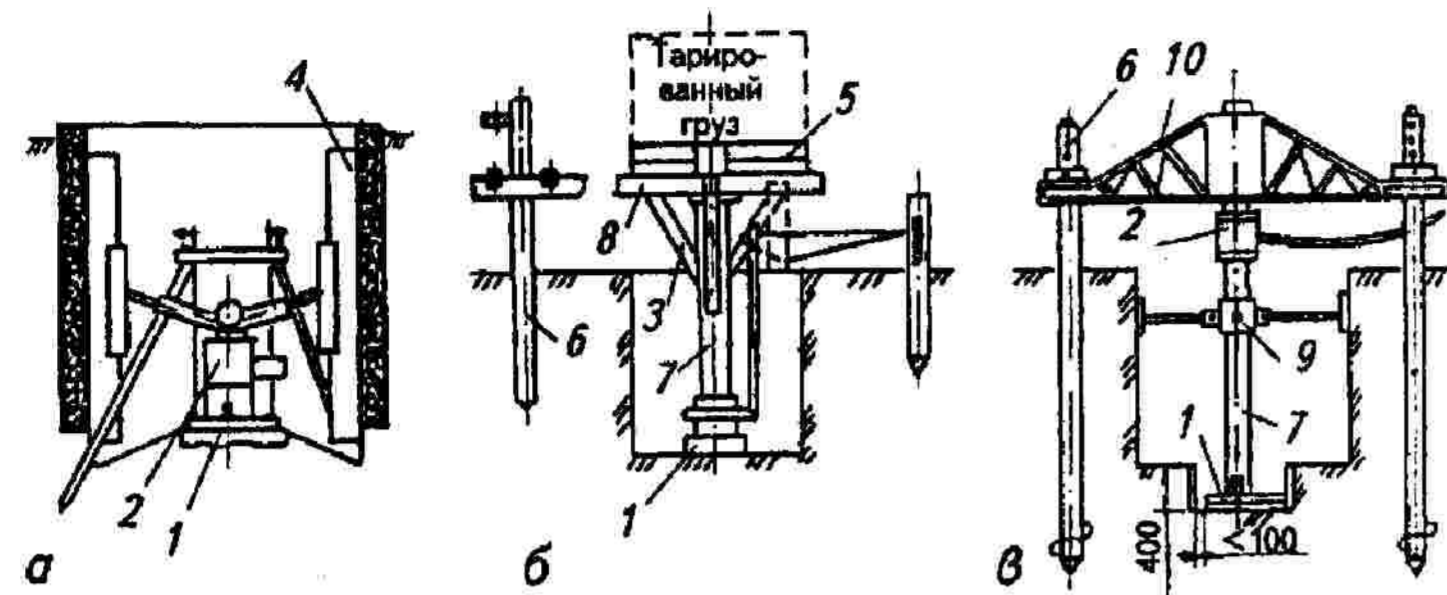


Рис. 1.14. Конструкции установок для испытания грунтов в шурфах:
 а — распорный штамп; б — штамп с грузовой платформой; в — штамп с анкерными сваями; 1 — штамп; 2 — домкрат; 3 — подкос; 4 — стенка ограждения; 5 — грузовая платформа; 6 — свая; 7 — стойка; 8 — рычаг; 9 — центрирующее устройство; 10 — ферма

Таблица 1.26

Зависимость значения ступеней загрузки от показателя текучести и коэффициента пористости

Показатель текучести глинистых грунтов	Значение ступени нагрузки (в кПа) при коэффициенте пористости (e)				Время условной стабилизации t, ч
	≤0,5	0,5-0,8	0,8-1,1	≥1,1	
≤0,25	100	100	50	50	1
0,25-0,75	100	50	50	25	2
0,75-1,00	50	25	25	10	2
>1,00	50	25	10	10	3

Таблица 1.27

Зависимость значения ступеней загрузки от степени влажности и плотности сложения грунта

Грунты	Степень влажности S _r	Значение ступени нагрузки (в кПа) при плотности сложения грунтов			Время условной стабилизации t, ч
		плотные	средней плотности	рыхлые	
Крупнообломочные	≤1,0	—	100	—	0,5
Пески:					
крупные	≤1,0	100	50	25	0,5
средней крупности и мелкие	≤0,5	100	50	25	0,5
	0,5-1,0	100	50	25	1,0
пылеватые	≤0,5	50	25	10	1,0
то же	0,5-1,0	50	25	10	2,0

— по резкому увеличению осадки при незначительном увеличении нагрузки (в 5 раз и более по сравнению с осадкой от предыдущей ступени нагрузки).

Снятие нагрузки (разгрузку) ведут теми же ступенями, что и при загрузке. Причем после снятия каждой ступени нагрузки в течение 1 ч производится наблюдение за разуплотнением грунта.

По результатам опытных нагрузок строится график зависимости осадки от нагрузки, который позволяет определить модуль деформации по одной из следующих формул:

1. Формула Буссинеска для круглого штампа

$$E = (1 - \mu^2) \frac{N}{Sd}, \tag{1.25}$$

где μ — коэффициент Пуассона, принимаемый равным для:

- крупнообломочных грунтов 0,27,
- для песков и супесей 0,3,
- для суглинков 0,35,
- для глин 0,42;

N — полная нагрузка на штамп, принимаемая по прямолинейному участку графика $S = f(P)$, Н;

S — осадка, соответствующая нагрузке, см;

d — диаметр штампа, см.

2. Формула Шлейхера

$$E = (1 - \mu^2) \omega P \frac{\sqrt{A}}{S}, \tag{1.26}$$

где ω — безразмерный коэффициент, зависящий от жесткости штампа и формы его подошвы (табл. 1.28);

P — среднее давление по подошве штампа, кПа;

A — площадь штампа, см².

3. Формула НИИОСП (Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений)

Таблица 1.28

Значения коэффициента ω

		Значения ω при форме штампа					
Круг	Квадрат	Прямоугольник с соотношением сторон l/b					
		1,5	2	3	4	5	10
0,79	0,88	1,08	1,22	1,44	1,61	1,72	2,12

$$E = \alpha k \frac{N}{S}, \quad (1.27)$$

где α — поправочный коэффициент, учитывающий развитие деформации при испытаниях в шурфах и скважинах;
 k — коэффициент, определяемый по формуле

$$k = \frac{\sqrt{2\pi} \cdot (1 - \mu^2)}{2 \cdot \sqrt{A}}, \quad (1.28)$$

Значения коэффициентов α и k приведены в табл. 1.29.

Таблица 1.29

Значение коэффициентов α и k

Условия испытания и размер шурфа	Площадь штампа A , см ²	Песок		Глинистый грунт	
		α	k	α	k
В скважинах с круглым штампом	600	0,7	0,0131	0,7	0,2970
В шурфах с квадратным штампом	5 000	1,0	0,0115	1,0	0,0103

4. Формула для определения модуля деформации при наличии на графике $S = f(P)$ участков с разными наклонами

$$E = (1 - \mu^2) \frac{N_{n+1} - N_n}{d(S_{n+1} - S_n)}, \quad (1.29)$$

где N_{n+1} и N_n — конечная и начальная нагрузка на рассматриваемом участке;
 S_{n+1} и S_n — соответствующие им деформации.

Пример 1.4. Определить модуль деформации глинистого грунта (супеси) по результатам полевого испытания (рис. 1.15).

Данные испытания грунта предоставлены в табл. 1.30 (выписка из документации испытания).

Решение. Из очертания кривой 1 (рис. 1.15) видно, что определение модуля деформации может быть сделано в пределах давления до 200 кПа (предел пропорциональности). При давлении 200 кПа под штампом площадью $A = 5000$ см² общая нагрузка на штамп будет равна $N = PA = 200 \times 5000 = 100$ кН.

Диаметр круга, равновеликого по площади штампу $d = 798$ мм = 0,798 м. Осадка после стабилизации штампа под давлением 200 кПа равна $S = 10,7$ мм = 1,07 см.

Коэффициент Пуассона, как было выше сказано, для супеси равен 0,3.

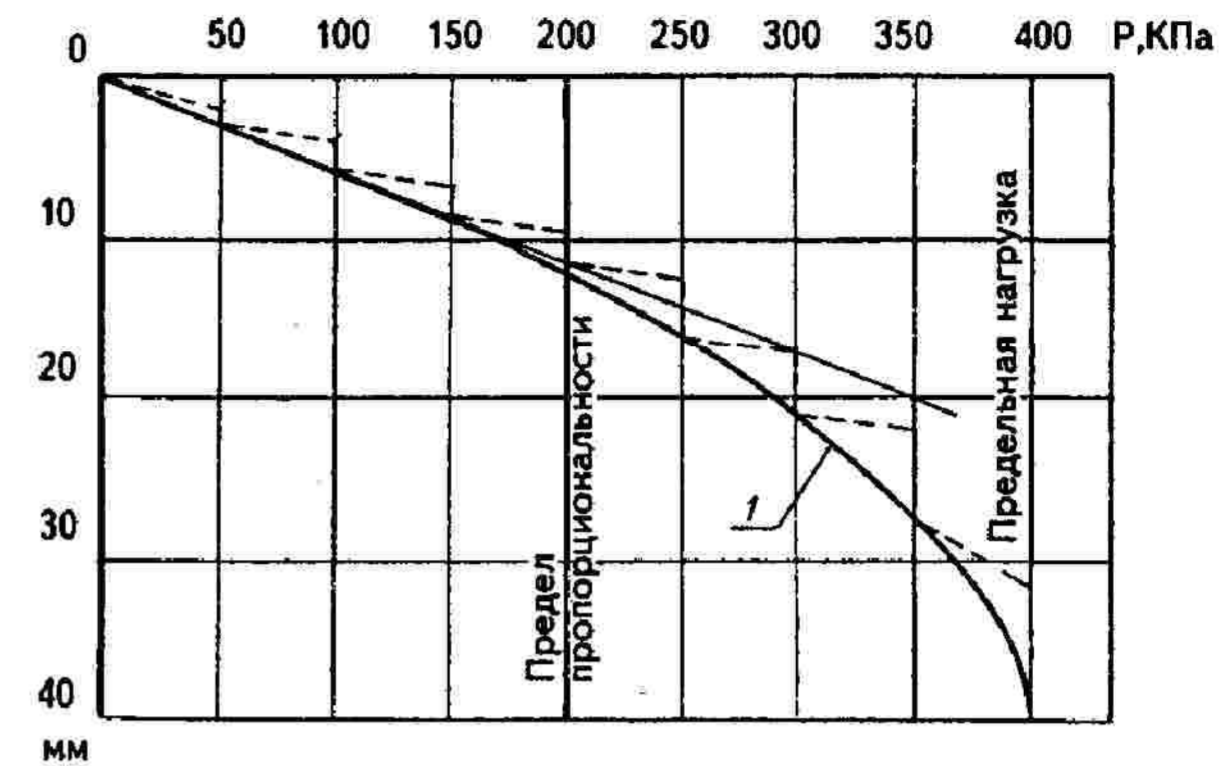


Рис. 1.15. График зависимости осадки от нагрузки:
 1 — общая кривая осадки штампа

Таблица 1.30

Зависимость между давлениями на штамп и его осадками

Давление P , кПа	Начальная осадка, мм	Осадка после стабилизации штампа S , мм	Давление P , кПа	Начальная осадка, мм	Осадка после стабилизации штампа S , мм
0,0	0	0	200	8,9	10,7
50	1,4	2,0	250	11,1	15,2
100	3,2	5,2	300	17,2	20,3
150	6,2	8,3			

Тогда по формуле (1.25) определяем модуль деформации

$$E = (1 - \mu^2) \frac{N}{dS} = (1 - 0,3^2) \frac{100}{0,798 \cdot 0,0107} = 11290,6 \text{ кПа} = 11,3 \text{ МПа.}$$

Для испытаний сжимаемости грунтов, кроме методов в шурфах и в скважинах, используется метод в строительных котлованах. Для этого применяется установка, использующая в качестве штампов и загрузочного материала сборные железобетонные конструкции (фундаментные подушки, блоки, балки и др.). Установка (рис. 1.16) предполагает применение штампов 1 размерами в плане 0,6×2,4 или 0,8×2,4 м, которые располагаются параллельно друг другу на расстоянии 5—6 м. По верху блоков-штампов устанавливают двутавровые балки 2, на которые укладываются нагрузочные элементы (конструкции) 3. Достоинство этой установки состоит в возможности

оценки изменчивости деформационных свойств в плане (Трофименко Ю.Г., Воробков Л.Н., 1981).

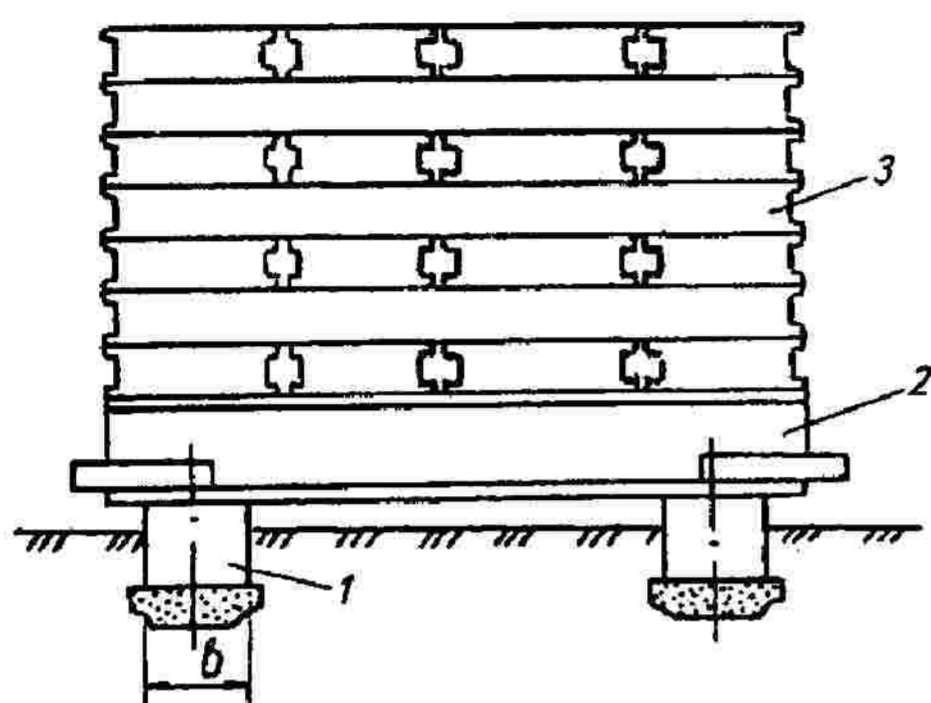


Рис. 1.16. Схема установки из сборных блоков для испытания грунта в строительном котловане:

1 — блок-штамп; 2 — двуглавая балка; 3 — сборные элементы

Испытания прессиометрами. Сущность прессиометрического метода испытаний заключается в обжатии грунта в скважине равномерным давлением и в измерении соответствующих этим давлениям деформаций.

Порядок проведения прессиометрических испытаний и обработка их результатов регламентируются ГОСТ 20276—99.

Принцип работы прессиометра (рис. 1.17) основан на радиальном расширении эластичного баллона, помещенного в скважину и оказывающего давление на ее стенки с помощью жидкости или газа, подаваемых извне. Замеряя величину радиального перемещения грунта в стенках скважины и величину давления, определяют модуль деформации грунта.

Прессиометр состоит из зонда, опускаемого в скважину, устройств для создания и измерения давления в камерах зонда, а также для радиальных перемещений оболочки камеры зонда. Длина каждой камеры зонда должна быть не менее четырех ее внешних диаметров. Диаметр зонда может изменяться от 76 до 127 мм. При бурении скважин обеспечивается максимальное сохранение природного сложения грунтов.

В скважину на необходимую глубину опускается зонд, состоящий из трех камер с эластичными стенками. Верхняя 8 и нижняя 10 камеры являются вспомогательными, средняя 9 — рабочей. Сообщающиеся между собой бачок и измерительный цилиндр соединены через редуктор 2 с газовым баллоном 1 для создания давления.

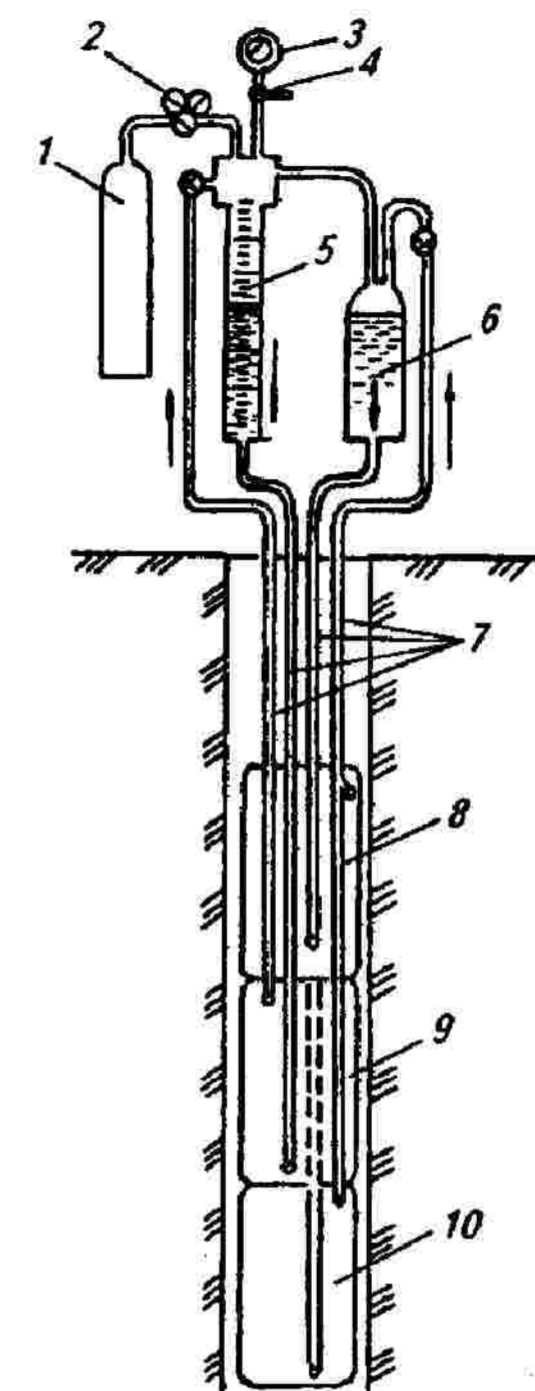


Рис. 1.17. Схема прессиометра:

1 — газовый баллон; 2 — редуктор; 3 — манометр; 4 — кран-тройник; 5 — измерительный цилиндр; 6 — бачок; 7 — шланги; 8—10 — камеры (8 — вспомогательная верхняя; 9 — рабочая; 10 — вспомогательная нижняя)

Радиальные перемещения определяют путем измерения объема жидкости или непосредственного замера радиуса камеры зонда дистанционными датчиками.

По данным испытаний грунтов составляют график (рис. 1.18) и по линейному его участку вычисляют модуль деформации по формуле Ляме

$$E = (1 + \mu)r_0 \frac{\Delta P}{\Delta r} \quad (1.30)$$

где μ — коэффициент Пуассона;

r_0 — начальный радиус скважины, соответствующий значениям P_H и Δr_H на графике испытания (см. рис. 1.18);

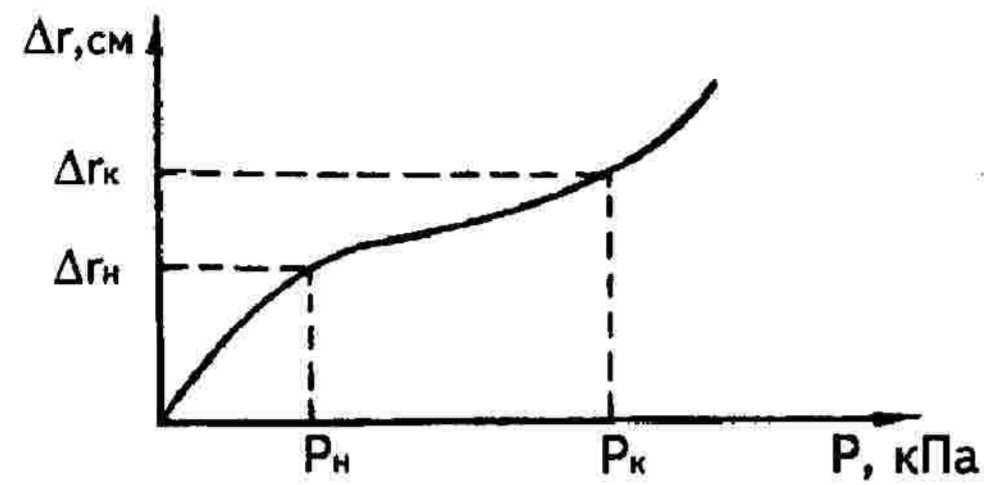


Рис. 1.18. График испытания грунта прессиометром

ΔP — приращение значения давления на стенку скважины между двумя точками, взятой на усредненной прямой;

Δr — приращение перемещения стенки по радиусу, соответствующее ΔP .

Испытание прочности грунтов. Способы испытаний грунтов на сдвиг в полевых условиях (шурфах, скважинах и опытных котлованах) отличаются значительным разнообразием. Для всех этих способов общим является сам процесс испытания, при котором сдвиг (срез) грунта осуществляют поступательным перемещением по заранее заданной поверхности (плоской, цилиндрической) или по произвольной поверхности скольжения.

В зависимости от условий, в которых грунт в натуре будет оказывать сопротивление воздействию предельных нормальных σ и касательных τ напряжений, различают два основных типа испытаний (Цытович Н. А., 1983):

1. **Консолидированно-дренированный (КД)**, или эффективный, сдвиг. При таком испытании, называемом сдвигом по открытой системе, или медленным сдвигом, уплотняющее нормальное давление выдерживается до стабилизации деформаций, которые затем полностью воспринимаются скелетом грунта. Таким образом, каждая ступень нагрузки прикладывается до тех пор, пока не произойдет сдвиг.

2. **Неконсолидированно-недренированный (НН)**, или нейтральный, сдвиг. При этом виде испытаний, называемом сдвигом по закрытой системе, или быстрым сдвигом, характеристики грунта (плотность и влажность) не изменяются, т.е. консолидация, которая связана с отжатием воды из грунта, отсутствует как при нормальном нагружении, так и при сдвиге.

Испытания на сдвиг согласно ГОСТ 21719—80 проводят следующими способами:

- срезом по фиксированной горизонтальной или вертикальной поверхности (рис. 1.19);
- срезом целиков грунта в клиновых обоймах (рис. 1.20);

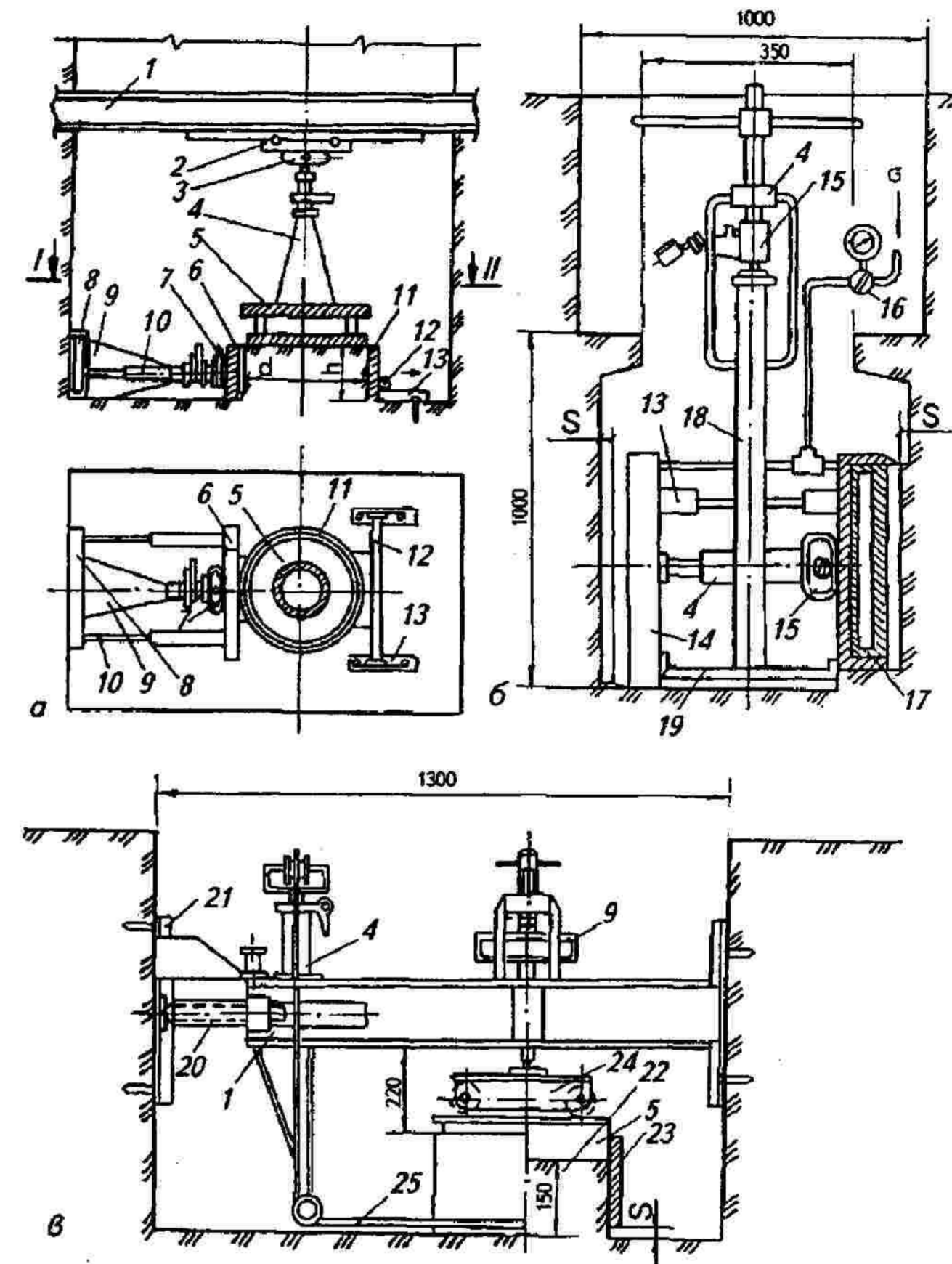


Рис. 1.19. Схемы сдвиговых установок для среза (Справочник по механике..., 1987):

a, в — по фиксированной горизонтальной поверхности; *б* — по вертикальной поверхности; 1 — упорная балка; 2 — тележка; 3, 7 — динамометры; 4, 9 — домкраты; 5 — штамп; 6, 8 — подвижная и неподвижные стенки; 10 — скользящая связь (направляющая); 11 — обойма с грунтом; 12 — каток; 13 — направляющие пластины; 14 — кольцевая обойма; 15 — динамометр; 16 — система для создания давления; 17 — пригрузки; 18 — стойка; 19 — опорная пята; 20 — винт; 21 — ножи; 22 — грунт; 23 — кольцевая обойма; 24 — тележка; 25 — трос

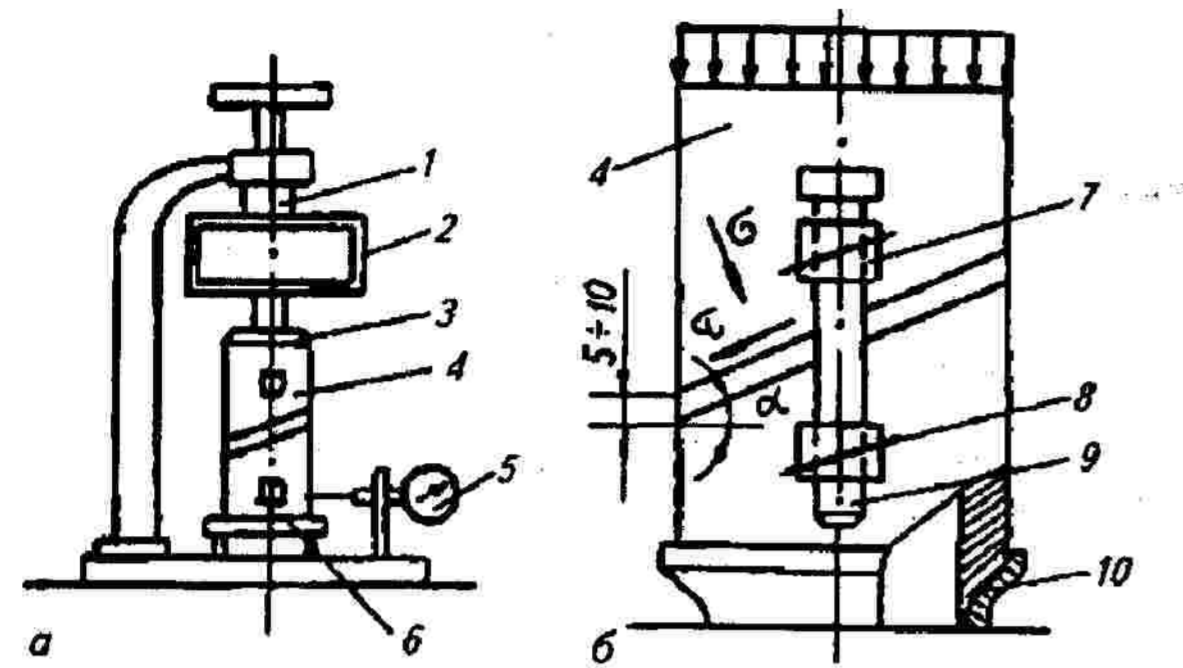


Рис. 1.20. Схема установки для испытания грунта на сдвиг методом косого среза в клиновой обойме:

a — установка в сборе; *б* — схема клиновой обоймы; 1 — винтовой пресс; 2 — динамометр; 3 — штамп; 4 — клиновые обоймы; 5 — индикатор; 6 — тележка; 7 — направляющая втулка; 8 — винт; 9 — шток; 10 — режущее кольцо (надевается при отборе грунта в обойму)

• обрушением (рис. 1.21), или выпиранием прислоненных грунтовых призм (рис. 1.22).

Испытания грунтов на сдвиг по заданной плоскости (см. рис. 1.19) выполняются путем заключения целика грунта в специальную обойму и после-

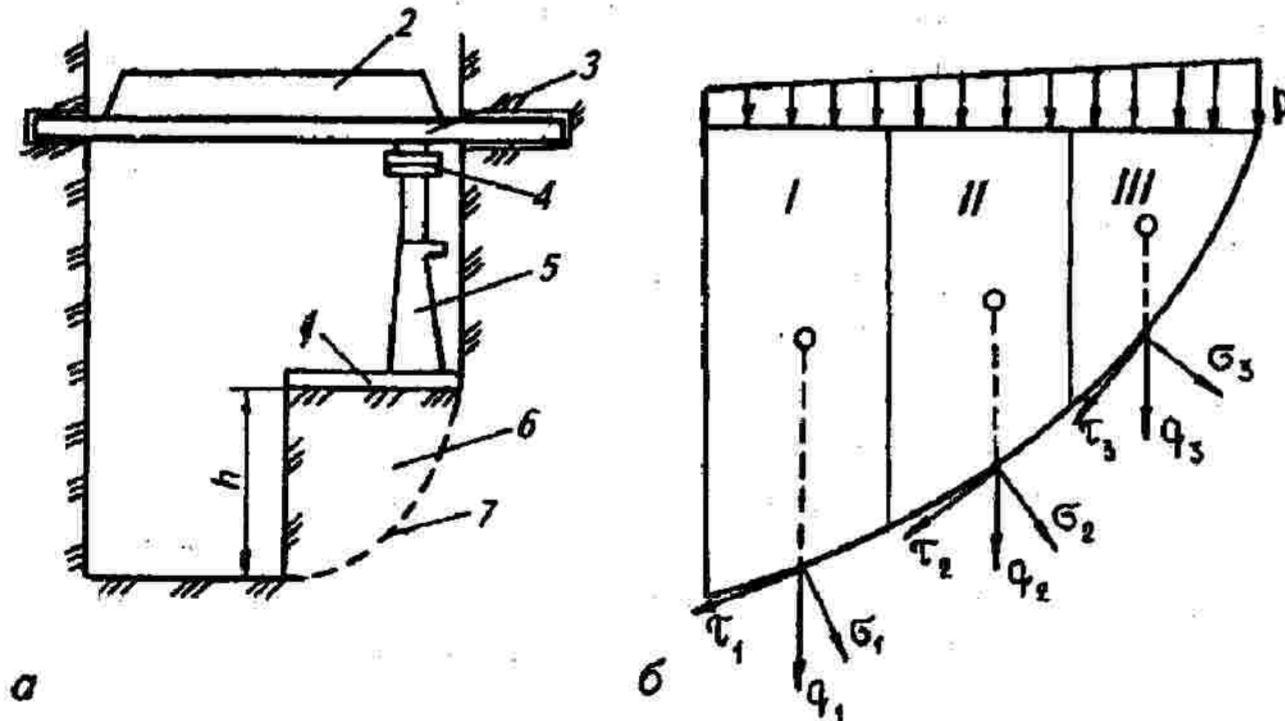


Рис. 1.21. Испытания грунта на сдвиг обрушением:

a — схема установки; *б* — схема действующих усилий и кривая обрушения; 1 — штамп; 2 — нагрузка; 3 — упорная балка; 4 — динамометр; 5 — домкрат; 6 — целик; 7 — поверхность обрушения; I, II, III — отсеки призмы обрушения; τ_1, τ_2, τ_3 — сдвигающие усилия; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — нормальные давления в плоскости обрушения; q_1, q_2, q_3 — массы отсеков

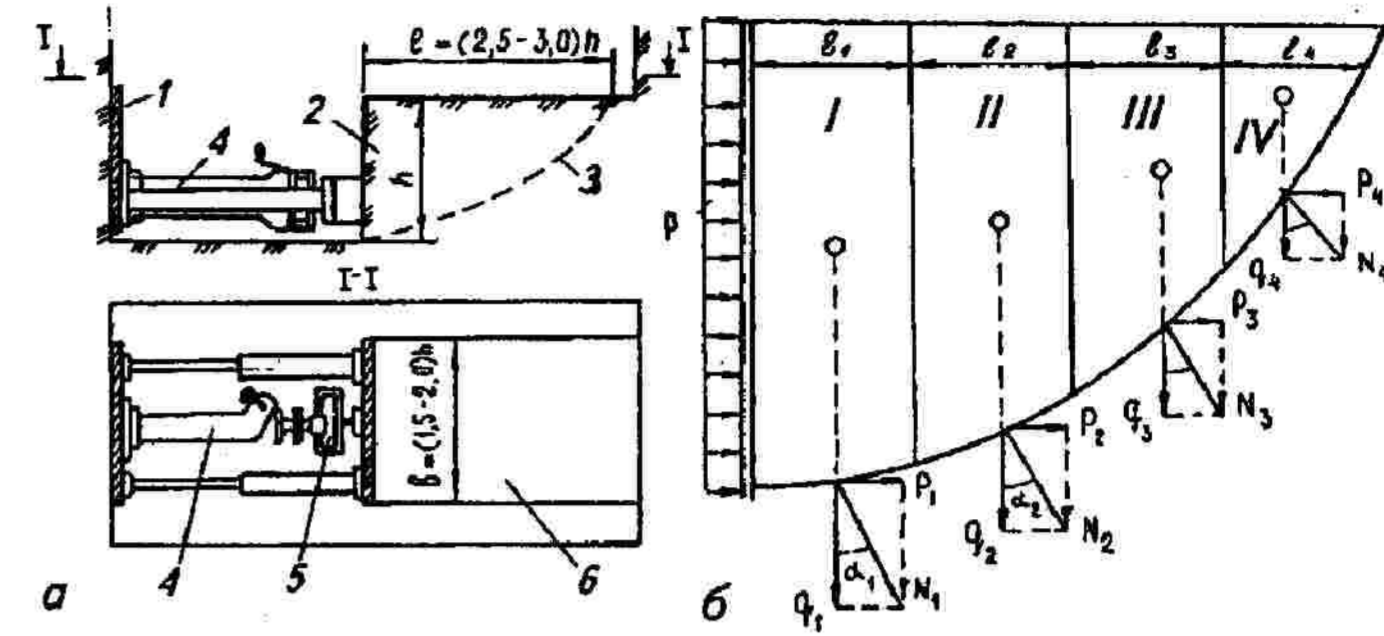


Рис. 1.22. Испытания грунта на сдвиг выпиранием:

a — схема установки; *б* — схема усилий, действующих при выпирании; 1, 2 — соответственно неподвижная и подвижная вертикальные стенки; 3 — поверхность скольжения; 4 — домкрат с червячной передачей; 5 — динамометр; 6 — выпираемый массив (призма) грунта; I—IV — отсеки сдвигаемой призмы (клина); l_1-l_4 — длины дуг поверхности скольжения каждого отсека; q_1-q_4 — массы отсеков; d_1-d_4 — углы между нормальным давлением в плоскости выпирания и равнодействующей массы отсека

дующего сдвига приложением горизонтального сдвигающего усилия при постоянной уплотняющей нагрузке. Сдвигающее усилие прикладывают ступенями с интервалом времени, необходимым для снятия показаний с приборов. Опыт считается окончанным, если смещение кольца составляет 3—4 см. Для определения угла внутреннего трения и удельного сцепления опыт выполняется не менее чем на трех целиках, при строгом сохранении стабильности условий.

При испытаниях по произвольной плоскости (см. рис. 1.20—1.22) поверхность сдвига не задается, а образуется в процессе сдвига и может иметь различные очертания в зависимости от состава и свойств грунтов.

Обрушение целиков (см. рис. 1.21) осуществляется направленным вниз усилием, которое передается домкратом на штамп, затем строят кривую обрушения (см. рис. 1.21, б), которая служит основой для составления уравнения равновесия (1.31). Таким же образом проводится обрушение второго целика и составляется второе уравнение равновесия (1.32):

$$\sum_{i=1}^n \tau_1 = \sum_{i=1}^n N \cdot tq\varphi + A_1 \cdot c; \quad (1.31)$$

$$\sum_{i=1}^n \tau_2 = \sum_{i=1}^n N \cdot tq\varphi + A_2 \cdot c; \quad (1.32)$$

где τ — сдвигающее напряжение;

N — нормальное вертикальное усилие в плоскости обрушения;

$iq\varphi$ — коэффициент внутреннего трения;

A_1, A_2 — площади поверхности скольжения соответственно первого и второго целиков;

c — удельное сцепление.

Решив систему этих уравнений, определяют прочностные показатели грунта — угол внутреннего трения и удельное сцепление.

Выпираание призм (рис. 1.22) заключается в смещении грунта под действием горизонтального усилия, приложенного к массиву грунта шириной b и высотой h , отделенному от основной части грунта в выработке прорезями и вертикальной подвижной стенкой. Сдвиг осуществляется установкой с одним или двумя домкратами, упираемыми в стенку шурфа и передающими усилие на упорную плиту. В процессе испытаний замеряют максимальное усилие Q_{max} в момент сдвига и минимальное усилие Q_{min} , когда блок уже сдвинут и происходит горизонтальное перемещение грунта (приблизительно на 10—15 см).

Область применения рассмотренных способов и установок для схем КД и НН сдвигов приведена в табл. 1.31.

Таблица 1.31

Применение сдвиговых установок при испытаниях грунта для схем КД и НН сдвигов (по Швецу В.Б., Пушникову В.В., Швецу Н.С., 1981)

Грунты	Установки для испытаний (рис. 1.20) по фиксированной (плоской) поверхности сдвига целика грунта с площадью среза, см ²		Клиновые обоймы (рис. 1.21)	Обрушение (рис. 1.22), выпирание (рис. 1.23)
	600	1200		
Крупнообломочные	КД	КД	—	КД
Крупные и средние пески, глинистые грунты при $J_L \leq 0,25$	КД	КД	КД	КД
Мелкие и пылеватые пески, глинистые $0,25 \leq J_L \leq 0,75$	НН	НН	КД, НН	—
Глинистые с $J_L > 0,75$	НН	НН	КД, НН	—
Наибольшее (в % по массе) содержание включений частиц размером от 2 до 10 мм	Не ограничено	Не ограничено	50	Не ограничено
Наибольший размер крупных включений, мм	50	80	15	80

Испытания на сдвиг в скважинах. Сдвиг по заданной поверхности в буровых скважинах применяется для определения сопротивления сдвигу грунтов с нарушенной и ненарушенной структурой (ГОСТ 21719—80).

Испытания на сдвиг в скважинах производят установками, позволяющими определить параметры c и φ отдельно в условиях передачи давления на стенки скважины и общее сопротивление сдвигу τ_0 путем вращательного среза грунта крестообразной лопастью-крыльчаткой в забое скважины.

Сущность метода кольцевого среза в скважинах под давлением заключается в срезе при заданном горизонтальном давлении грунтового цилиндра, образуемого вокруг скважины. Прибор (рис. 1.23) для проведения испытания выполнен в виде нагрузочной цилиндрической камеры с эластичной оболочкой, окруженной с наружной стороны жесткими продольными элементами, расширяющимися при создании давления внутри камеры. Продольные элементы имеют внедряемые в грунт поперечные (рис. 1.24,а) или продольные (см. рис. 1.24,б) лопасти небольшой толщины. После создания

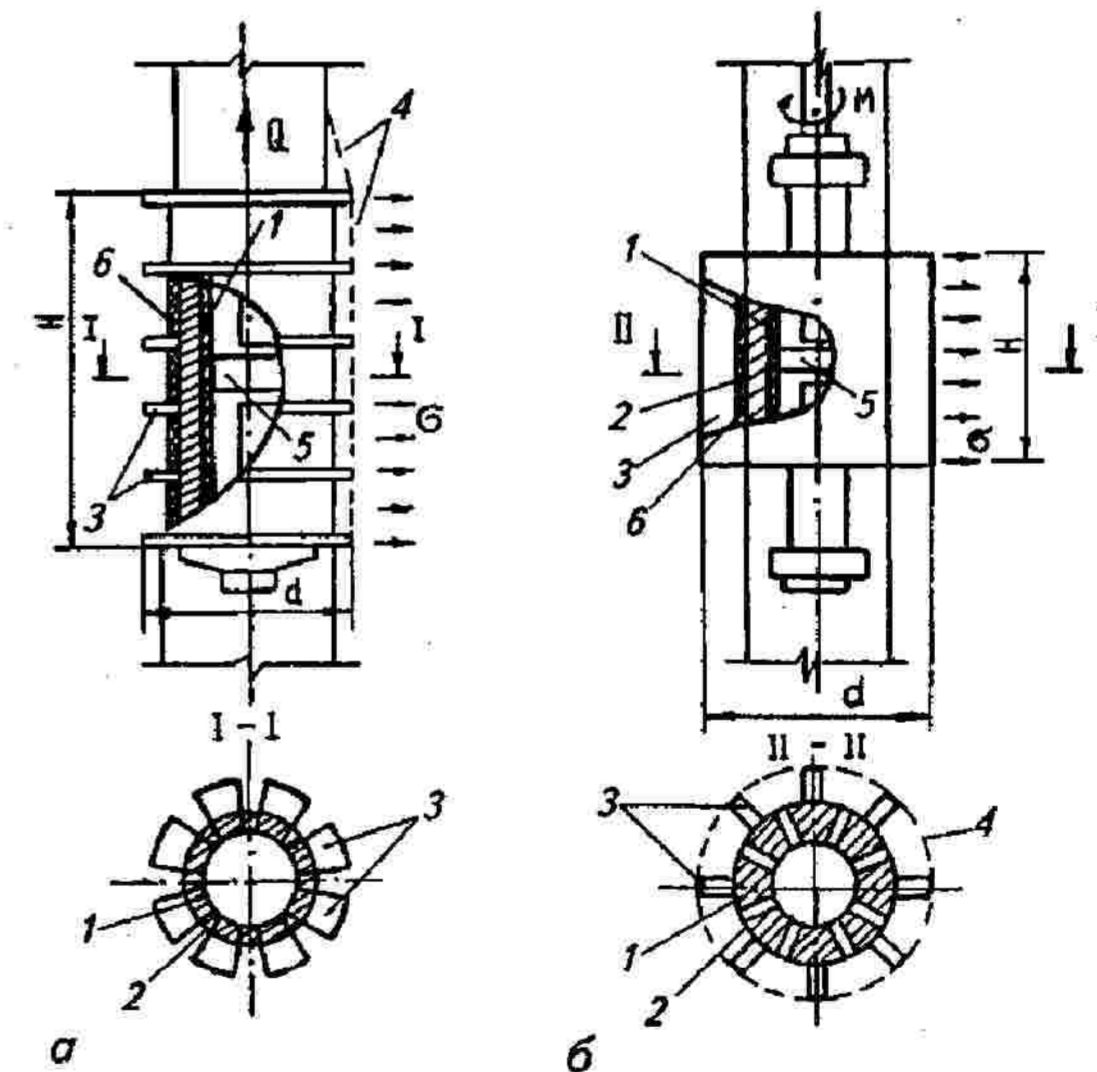


Рис. 1.23. Схемы рабочих элементов — срезывателей установок кольцевого среза под давлением:

а — поступательного среза (ПС); б — вращательного среза (ВС); 1 — нагрузочная камера; 2 — жесткие продольные элементы; 3 — поперечные (а) или продольные (б) срезывающие лопасти; 4 — срезываемая поверхность; 5 — датчики деформации; 6 — эластичная оболочка

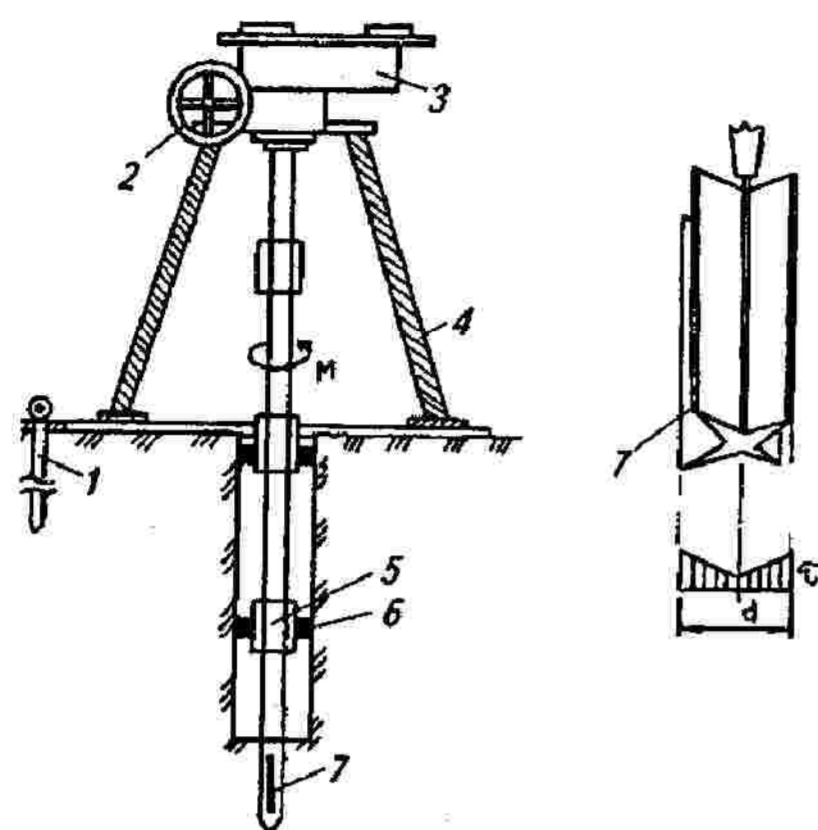


Рис. 1.24. Схема установки вращательного среза СП-52 конструкции фундаментопроекта:

a — установка в сборе; *b* — четырехлопастная крыльчатка; 1 — винтовая свая; 2 — штурвал; 3 — измерительное устройство; 4 — станина; 5 — штанга с муфтами; 6 — центрирующее устройство; 7 — крыльчатка

заданного нормального давления на грунт осуществляется срез грунтового цилиндра по кольцевой поверхности поступательного смещения (установка ПС) или поворота (установка ВС) рабочего органа.

Для получения параметров сдвига φ и c проводят не менее трех опытов на срез при различных значениях нормального к поверхности среза давления.

Сопротивление сдвигу τ определяется по формуле

$$\tau = \frac{0,95Q}{\pi dH}, \quad (1.33)$$

где 0,95 — коэффициент, учитывающий влияние сопротивления грунта перед лидирующей лопастью;

Q — максимальное сдвигающее усилие;

d — диаметр рабочего органа;

H — высота срезывателя, которая принимается не менее трех размеров диаметра.

Вращательный срез крестообразной лопастью-крыльчаткой (см. рис. 1.24) заключается в сдвиге по цилиндрической поверхности некоторого объема грунта (высотой H и диаметром d), соответствующего внешним размерам крыльчатки и измерении при этом крутящего момента.

Согласно ГОСТ 21719—80 в зависимости от вида и состояния грунта используются следующие виды крыльчатки:

- большая ($H = 200$ мм; $d = 100$ мм) — при испытаниях илов, торфов, заторфованных и пылевато-глинистых грунтов текучей и текучепластичной консистенции;
- средняя ($H = 175$ мм; $d = 75$ мм) — при испытаниях пылевато-глинистых грунтов мягкопластичной консистенции и уплотненных торфов;
- малая ($H = 120$ мм; $d = 60$ мм) — при испытаниях пылевато-глинистых грунтов тугопластичной консистенции и заторфованных грунтов.

Крыльчатку обычно заглубляют в грунт ниже дна забоя скважины на глубину более $2,5d$.

Сопротивление сдвигу τ определяют по формуле

$$\tau = \frac{M_{\max}}{B}, \quad (1.34)$$

где M_{\max} — максимальный крутящий момент;

B — постоянная крыльчатки

$$B = \frac{\pi d^2 H}{2} \left(1 + \frac{d}{3H}\right), \quad (1.35)$$

где d — диаметр крыльчатки;

H — высота крыльчатки.

Контрольные вопросы

1. Что понимают под процессом выветривания и какие виды его существуют?
2. Как классифицируются горные породы по происхождению (генезису)?
3. Назовите и охарактеризуйте основные магматические породы.
4. Приведите основные разновидности метаморфических горных пород.
5. Какие горные породы называются осадочными?
6. Какие грунты относятся к скальным?
7. Как подразделяются нескальные грунты?
8. Что следует считать грунтом?
9. Как подразделяются грунты оснований в соответствии с существующим ГОСТом?
10. Что такое монолиты? Для чего их отбирают и используют?
11. Для чего необходимо производить обработку данных исследований (лабораторных и полевых) методами математической статистики?
12. Что такое нормативное и расчетные значения показателей (характеристик) свойств грунтов?

Грунты как дисперсные системы

2.1. Составные элементы грунтов

В большинстве случаев верхние слои земной коры сложены крупнообломочными грунтами. Ниже поверхности земли эти дисперсные грунты имеют почти повсеместное распространение.

Большая часть дисперсных грунтов образовалась в результате накопления продуктов физического и химического выветривания.

Некоторые грунты возникли вследствие отложения органических веществ (торф и др.), а также в результате искусственной отсыпки или намыва различных материалов (техногенные отложения).

Основной особенностью грунтов является их раздробленность (дисперсность), т. е. грунт состоит из отдельных частиц различной крупности либо не связанных между собой, либо связанных, но с прочностью связей намного меньшей прочности самих частиц грунта. Между частицами имеются поры, которые могут быть заполнены частично либо газом, либо жидкостью (рис. 2.1).

Природа грунта чрезвычайно сложна и разнообразна. Поэтому его нельзя отнести ни к одному из известных состояний вещества: твердому, жидкому, газообразному или плазменному.

Из-за различий в условиях образования и последующих процессов диagenезиса свойства грунтов весьма своеобразны. В ряде случаев наблюдается разнообразие свойств и у грунтов одного и того же происхождения. В связи с этим грунты являются телами неоднородными как по глубине, так и по простиранию слоя.

По своему физическому строению грунт сложное тело и представляет собой трехкомпонентную (трехфазную) среду, состоящую из:

- твердых минеральных частиц (скелет);
- жидкости (преимущественно вода);

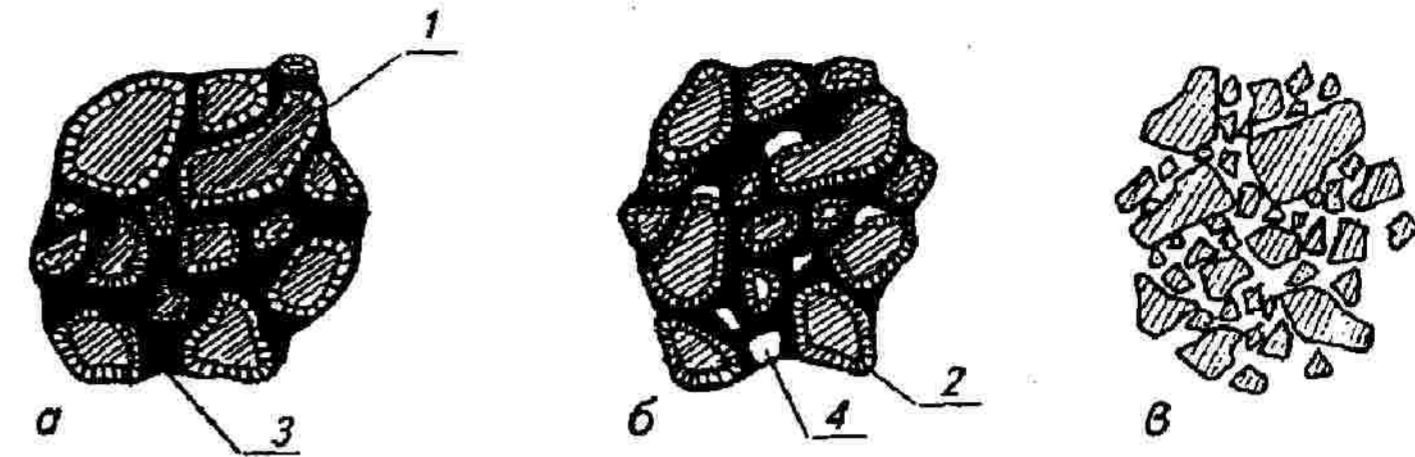


Рис. 2.1. Схема строения грунта с различными соотношениями составляющих:

а, б — трехфазная система; в — двухфазная система; 1 — твердые частицы; 2 — связанная вода; 3 — свободная вода; 4 — газообразные включения

— газообразных включений (воздух или другие газы).

Составные части грунта находятся в трех состояниях: твердом, жидком и газообразном. Эти составляющие находятся в исключительно сложном состоянии и в различной физико-химической зависимости.

Если грунт состоит из твердых минеральных частиц, все поры между которыми заполнены водой, то он является двухкомпонентной (двухфазной) системой. Иногда такой грунт называют *грунтовой массой*.

Кроме того, в мерзлом грунте содержится лед, придающий грунту специфические свойства, которые приходится учитывать, особенно при строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов. Мерзлый грунт является четырехфазной (четырёхкомпонентной) системой.

В некоторых грунтах присутствуют органические вяжущие вещества в виде растительных остатков или гумуса. Наличие даже сравнительно небольшого количества таких веществ в грунте (свыше 3% в песках и 5% в глинистых грунтах) существенно отражается на его свойствах.

2.2. Твердые минеральные частицы и их роль в формировании прочности грунта

Твердые минеральные частицы представляют собой систему разнообразных по форме, составу и размерам твердых минеральных зерен. Они составляют основу (скелет) грунтов и формируют их прочность в зависимости от:

- гранулометрического состава и дисперсности;
- характера поверхности минеральных частиц (окатанный и угловатый);

— формы частиц (шарообразная, игольчатая и пластинчатая).

Все эти признаки оказывают соответствующее влияние на строительные свойства грунтов. Так, например, при сравнении двух образцов из однородных частиц разной крупности и одинаковых характеристиках более прочным будет тот образец, у которого частицы крупнее. Или, другими словами, при одинаковых условиях, чем больше диаметр частиц грунта, тем больше его прочность. В то же время, если сравнивать образцы с частицами однородного и неоднородного состава, при прочих равных условиях образец с неоднородным составом частиц будет более прочным, так как в нем сумма структурных связей будет больше.

Закономерной особенностью твердых минеральных частиц является увеличение их пористости при большей их дисперсности, что можно увидеть на примере данных табл. 2.1. В свою очередь увеличение пористости грунта повышает его деформационные свойства.

Таблица 2.1

Пористость песка

Сорт песка	Объем пор в процентах от объема частиц		
	Рыхлый	Однообразно уплотненный	Уплотненный водой
Кварцевый песок, полученный размолом кварца (зерна — 0,17–0,25 мм)	50,1	44,0	40,0
Мелкий и морской песок	49,6	41,9	38,8
Дюнный песок	45,8	33,9	33,9

Твердая составляющая грунта 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. 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 (процесс консолидации).

Твердые минеральные частицы крупнее 0,05 мм являются грубодисперсными грунтами, к которым относят песчаные, гравийные, галечниковые и

валунные грунты. Они имеют относительно небольшую удельную поверхность, форма их шарообразная, угловатая или ребристая, а поверхность гладкая или шероховатая, покрытая мелкими углублениями, выступами, царапинами. В нескальных грунтах, состоящих преимущественно из крупнообломочных частиц (более 2 мм) и используемых в качестве оснований сооружений, форма и поверхность частиц практически не имеет значения. В грунте, состоящем из песчаных частиц, одни и те же окатанные и неокатанные песчаные фракции придают ему различную высоту капиллярного поднятия воды, водопроницаемость и сопротивление сдвигу.

Многие исследователи отмечали, что совершенно другие свойства имеют частицы размером меньше 0,001 мм. Такие частицы Вильямс (еще в 1893 г.) отнес к глинистым. Глинистые частицы имеют вид чешуек, пластин или иголок неправильной угловатой формы, при этом толщина их в 10–50 и даже в 100 раз меньше максимального размера. В результате этого глинистые частицы имеют большую удельную поверхность по сравнению с песчаными.

Элементарные расчеты показывают, что если песчаные частицы размером 0,05 мм условно представить в виде шариков, а глинистые — в виде круглых пластин диаметром 0,001 мм и толщиной 0,00002 мм (в 50 раз меньше), то их удельная поверхность соответственно будет равна 120 и 104 000, т.е. в 860 раз больше.

Поверхности глинистых частиц, соответствующие базальным плоскостям, относительно ровные, иногда слабобугристые, с отдельными микро-трещинами. Боковые поверхности — неровные, ступенчато выщербленные.

Пылеватые частицы по характеристикам занимают промежуточное между песчаными и глинистыми частицами положение.

Крупнообломочные (более 2 мм) частицы, как правило, полиминеральные: каждая частица состоит из нескольких минералов.

Песчаные и пылеватые частицы мономинеральные: каждая представляет собой какой-либо минерал. Глинистые частицы также мономинеральны. Однако следует иметь в виду, что при переходе частиц в процессе выветривания из фракции пылеватых во фракцию глинистых, их минеральный состав резко меняется (Силкин А.М., Фролов Н.Н., 1987).

Основными породообразующими минералами магматической горной породы являются первичные минералы: кварц, полевые шпаты, слюда, роговая обманка и др. В состав метаморфических горных пород входят как первичные, так и вторичные минералы: кварц, полевые шпаты, слюда, тальк, хлорид и др. В составе осадочных горных пород могут присутствовать все наиболее распространенные породообразующие минералы: первичные (кварц, полевые шпаты, слюда и др.) и вторичные (кальцит, гипс, ангидрит, доломит, глинистые минералы).

Глинистые минералы среди породообразующих занимают особое место из-за особых свойств, которые проявляются при взаимодействии минералов с водой. Наиболее распространенные глинистые минералы: гидрослюда (иллит), монтмориллонит, каолинит, гидраты окисей железа и марганца.

Для полного описания состава грунтов данные гранулометрического анализа наносятся на полулогарифмическую сетку (рис. 2.2). По оси абсцисс в логарифмическом масштабе откладывается диаметр частиц, а по оси ординат — их содержание. График дает возможность определять содержание отдельных фракций и диаметры частиц d_{10} и d_{60} (содержание которых составляет соответственно 10 и 60%).

Отношение

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (2.1)$$

отражает степень неоднородности гранулометрического состава грунта.

Если $C_U \leq 3$, грунт *однородный*, при $C_U \geq 3$ — *неоднородный*. При степени неоднородности, близкой к 1, грунт идеально однороден.

По зерновому составу крупнообломочные и песчаные грунты делятся на ряд видов (табл. 2.2).

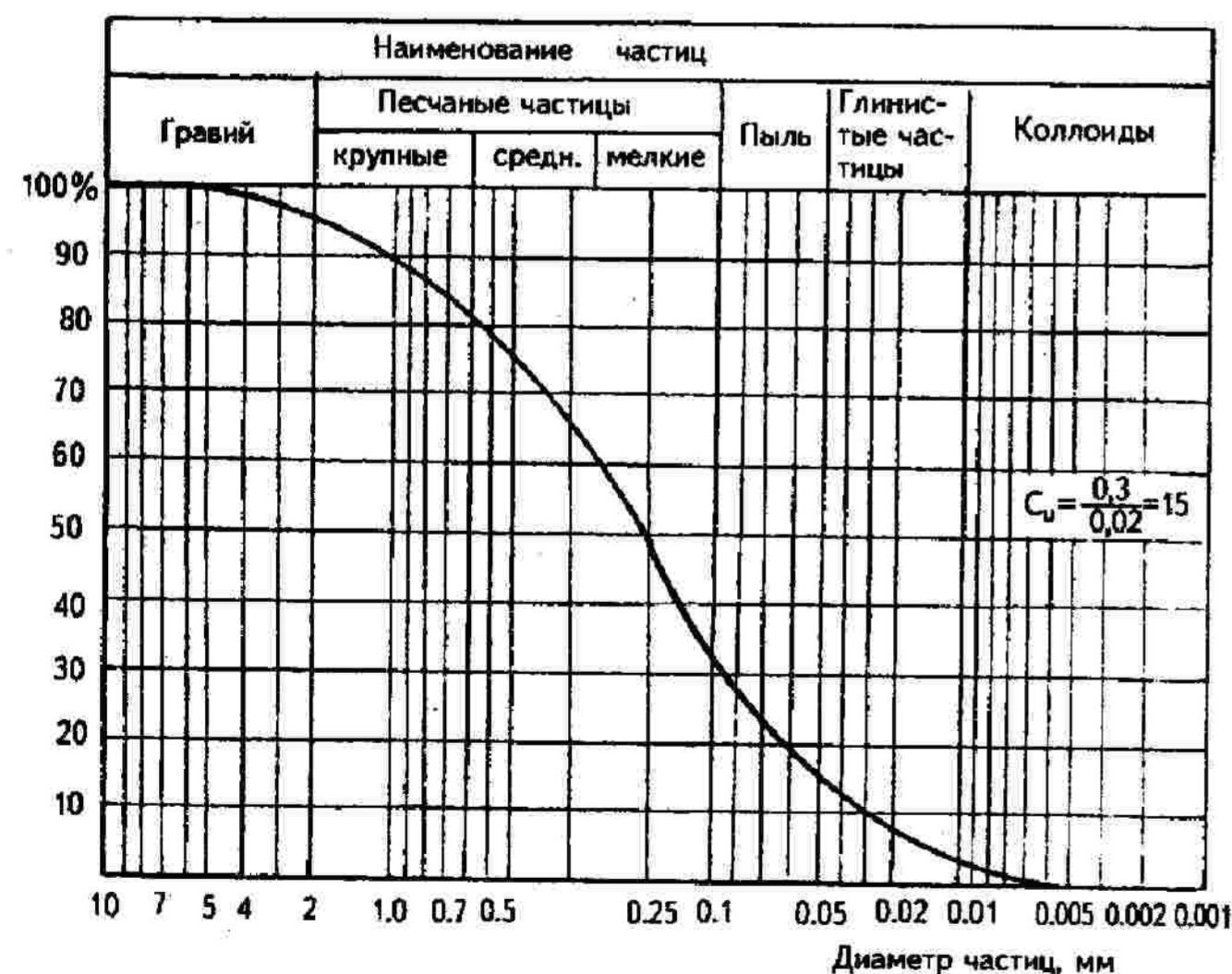


Рис. 2.2. Кривая неоднородности гранулометрического состава грунта

Таблица 2.2

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов

Вид грунта	Масса частиц в процентах от массы воздушно-сухого грунта
КРУПНООБЛОМОЧНЫЕ	
Валунный (глыбоватый) грунт.	Частиц крупнее 200 мм — более 50.
Галечниковый (щебенистый) грунт.	Частиц крупнее 10 мм — более 50.
Гравийный (дресвяный) грунт	Частиц крупнее 2 мм — более 50
ПЕСЧАНЫЕ	
Песок:	
гравелистый	Частиц крупнее 2 мм — более 25.
крупный	Частиц крупнее 0,5 мм — более 50.
средней крупности	Частиц крупнее 0,25 мм — более 50.
мелкий	Частиц крупнее 0,1 мм — более 75.
пылеватый	Частиц крупнее 0,1 мм — менее 75
<p><i>Примечание.</i> Для установления наименования грунта по табл. 2.2 последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 200 мм, затем — крупнее 10 мм, далее — крупнее 2,0 мм и т.д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.</p>	

В отечественных и зарубежных исследованиях большое внимание уделяется классификации грунтов. Обширные экспериментальные исследования в этом направлении были проведены Н.А. Качинским, П.Ф. Мельниковым, С.С. Морозовым, В.В. Охтиным и др.

Кристаллическая решетка твердых частиц грунта образована химическими элементами — ионами, несущими тот или иной электрический заряд. Внутри кристаллической решетки заряды ионов различных знаков уравновешиваются, а на поверхности твердой частицы ионы уравновешиваются только частично. То есть такая частица не является нейтральной и ведет себя как заряженное тело.

Подтверждением этому служит опыт пропускания электрического тока через грунтовую массу. При этом глинистые частицы перемещаются в воде от отрицательного к положительному электроду. Такой опыт показывает, что глинистые частицы в целом несут отрицательные заряды или что их поверхность заряжена отрицательно. Так как заряды образуются на поверхности частиц, то их взаимодействие тем больше, чем больше поверхность частиц грунта.

В соответствии с физико-химическими представлениями поверхностная и структурообразующая активность глинистых частиц зависит от величины удельной поверхностной энергии минеральных частиц C_q и суммарной поверхности этих частиц $\sum A_q$. Физический смысл понятия удельной свобод-

ной поверхностной энергии минеральных частиц можно рассмотреть на рис. 2.3.

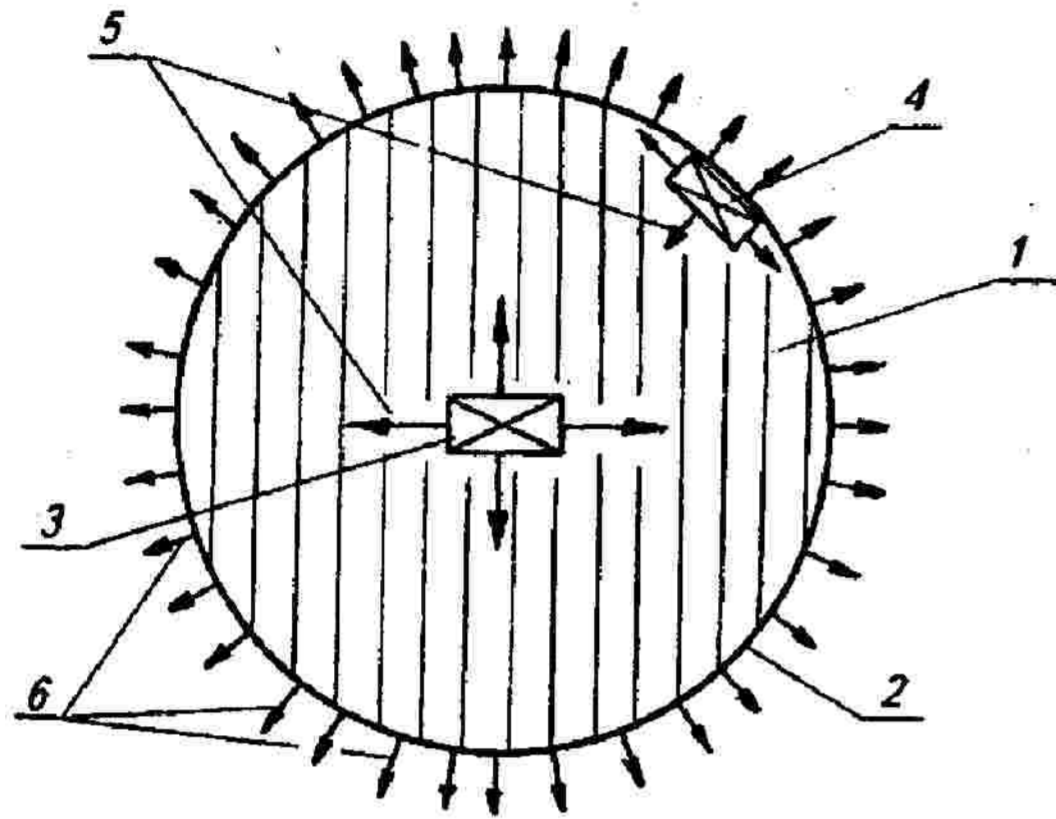


Рис. 2.3. Схема векторного изображения поверхностной энергии минеральной частицы:

1 — минеральная частица; 2 — поверхность минеральной частицы; 3 — молекула вещества в теле минеральной частицы; 4 — молекула вещества на поверхности минеральной частицы; 5 — уравновешенная энергия молекул; 6 — свободная поверхностная энергия

Не углубляясь в физическую природу энергии молекул вещества минеральной частицы (так как природа ее до настоящего времени полностью не установлена), можно условно принять, что молекулы, которые находятся внутри частицы, свою энергию расходуют на связь с соседними молекулами. А те из них, которые расположены на поверхности минеральных частиц, имеют часть энергии со стороны поверхности раздела свободной, т.е. способной взаимодействовать с окружающей средой.

Эта свободная энергия вещества минеральной части и называется **поверхностной**, а на единицу площади поверхности части — **удельной свободной поверхностной энергией**.

С уменьшением размеров частиц удельная поверхность грунта увеличивается. Так, например, если взять кубик с размером ребра, равным 1 см, то площадь поверхности составит 6 см². Если разбить этот куб на элементарные кубики с размером ребра 1 мм, то площадь поверхности будет 60 см² и т.д. (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Поверхность частиц в объеме 1 см³ в зависимости от степени раздробления

Степень раздробления	Длина ребра куба		Число кубов	Суммарная поверхность
	см	мм		
Грубодисперсные частицы	1	10	1	6 см ²
	1·10 ⁻¹	1	10 ³	60 см ²
	1·10 ⁻²	0,1	10 ⁶	600 см ²
Тонкодисперсные частицы	1·10 ⁻³	0,01	10 ⁹	0,6 м ²
	1·10 ⁻⁴	0,001	10 ¹²	6 м ²
	1·10 ⁻⁵	0,0001	10 ¹⁵	60 м ²
Коллоидные частицы	1·10 ⁻⁶	0,00001	10 ¹⁸	600 м ²
	1·10 ⁻⁷	0,000001	10 ²¹	6000 м ²

Таким образом, по мере раздробления дисперсной фазы грунта поверхность раздела фаз возрастает обратно пропорционально линейным размерам частиц.

Грунты с большей удельной поверхностью имеют большую дисперсность, что наглядно можно увидеть по данным, приведенным в табл. 2.4.

Таблица 2.4

Поверхность частиц, содержащихся в 1 кг грунта

Наименование грунта	Размер частиц, мм	Площадь поверхности ΣA_s
Песок крупный	От 2,0 до 0,5	1,8
Песок средней крупности	От 0,5 до 0,25	5,5
Песок мелкий	От 0,25 до 0,1	15,0

Таким образом, чем меньше частицы грунта, тем больше его удельная площадь поверхности и тем выше физико-химическая активность. То есть у глинистых частиц площадь поверхности значительно больше, так как они имеют форму чешуек и иголок, что имеет большое значение. Для песчаных грунтов поверхностные процессы не оказывают существенного влияния на активность.

В настоящее время большинство ученых сходятся во мнении, что свободная энергия минеральных частиц имеет электромагнитную и электромолекулярную природу. Наиболее изучены электрические свойства минеральных частиц. Установлено, что электрические свойства минеральных частиц очень ярко проявляются при соприкосновении с жидкостью. Причем минеральные частицы, имеющие диэлектрическую постоянную меньше диэлектрической постоянной соприкасающейся с ними жидкости, получают отри-

пательный заряд, и наоборот, положительный, если их диэлектрическая постоянная больше.

Диэлектрическая постоянная воды равна 81, а минеральных твердых частиц — 3—12. Следовательно, каждая твердая минеральная частица должна иметь отрицательный заряд. Наблюдения показали, что большинство твердых грунтовых частиц в естественном состоянии заряжены отрицательно. Но заряд твердых частиц может быть объяснен также и присутствием на их поверхности ионов, входящих в строение кристаллических решеток минералов.

Ученые сходятся во мнении, что сила заряда частиц зависит от их минерального состава и удельной площади поверхности. Чем больше эта площадь, тем больше сила заряда. Песчаные, а особенно крупнообломочные (> 2 мм) частицы, если имеют электрический заряд, то очень слабый. Пылеватые частицы имеют некоторый заряд, но на формирование свойств грунтов он практически не влияет. Поэтому в дальнейшем, говоря об электрически заряженных частицах, будем иметь в виду только глинистые.

Теоретически заряд должен распространяться по всей поверхности частицы одинаково, однако, как отмечает С.С. Вялов (1978), базальные плоскости глинистых частиц заряжены отрицательно, а кромки (торцы) — положительно. М.Н. Гольдштейн (1979) отмечает, что у частиц каолинита в нейтральных и щелочных средах торцы заряжены отрицательно, но в кислой среде при $pH < 5$ этот заряд положителен, а базальные плоскости сохраняют отрицательный заряд.

2.3. Вода в грунтах, ее виды и свойства

Вода в грунтах находится в различных видах и состояниях (парообразном, жидком и твердом). Это обуславливает изменение свойств грунтов при изменении содержания в них влаги. Например, кусок глины в сухом состоянии обладает свойствами твердого тела, при увлажнении приобретает пластичные свойства, т.е. может изменять свою форму без разрыва сплошности (целостности) под действием нагрузки. Основываясь на работах А.Ф. Лебедева, Е.М. Сергеева и др., классификацию воды, содержащуюся в порах грунта, можно представить в следующем виде:

- вода в форме пара;
- связанная вода: прочносвязанная; рыхлосвязанная;
- свободная вода: гравитационная; капиллярная;
- вода в твердом состоянии;
- кристаллизационная вода.

Вода в форме пара в грунтах содержится не более 0,001 % массы грунта. Однако она играет большую роль в процессах, протекающих в грунтах. Такая вода способна перемещаться в грунте как вместе с газообразным компонентом (воздухом), так и самостоятельно — под влиянием разности упругости пара (или зон с большей температурой грунта) независимо от расположения этих зон.

Из физико-химических представлений известно, что при понижении температуры грунта удельная поверхностная энергия минеральных частиц возрастает и, следовательно, возрастает притяжение молекул воды и растворенных в ней веществ к поверхности частиц. Поэтому в грунте при понижении температуры меняется количественное соотношение объемов имеющихся видов воды. В частности, молекулы парообразной воды попадают в более сильное поле свободной поверхностной энергии минеральных частиц в зависимости от первоначальной влажности. В то же время при повышении температуры грунта количество парообразной воды увеличивается за счет изменения энергетических связей между поверхностью минеральных частиц и водными молекулами. Часть молекул прочносвязанной воды, утрачивая силовое притяжение поверхностной энергии минеральных частиц, приобретает свойства рыхлосвязанной воды, а часть молекул рыхлосвязанной воды переходит в свободную воду.

Связанная вода по своим свойствам резко отличается от свободной. Чем больше удельная поверхность частиц, тем большее количество воды будет находиться в связанном состоянии. По своим свойствам она существенно отличается от обычной свободной воды, так как средняя плотность составляет от 1,2 до 1,4 т/м³. Связанную воду нельзя всю удалить (отжать) из грунта статическим давлением. В лабораторных исследованиях на грунты, содержащие только связанную воду, передавали среднее уплотняющее давление, равное нескольким сотням мегапаскалей, и грунт оставался влажным. Содержание воды в грунтах уменьшалось с увеличением среднего давления только до 20—50 МПа, далее влажность грунта оставалась постоянной. Поэтому связанную воду подразделяют на прочносвязанную и рыхлосвязанную, а вместе эти два слоя составляют гидратную оболочку минеральных частиц.

Прочносвязанная вода (гигроскопическая) по некоторым свойствам сходна с твердым телом: ее плотность достигает 2,4 т/м³, в ней не проявляются законы гидростатики, она не растворяет солей, обладает значительной вязкостью, упругостью и прочностью на сдвиг. Температура ее замерзания равна -79 °С и ниже. Однако этот слой водных молекул имеет свойства жидкости, и это объясняет некоторые свойства мерзлых грунтов.

Прочносвязанную воду можно удалить из грунта путем высушивания при температуре 105 °С, которая является стандартной для определения влаж-

ности грунта. Если молекулы воды покроят сплошным слоем всю поверхность глинистой частицы, то вокруг частицы образуется как бы сплошная пленка прочносвязанной воды. Максимальное количество такой воды в грунтах приблизительно соответствует количеству гигроскопической воды, которая, в свою очередь, приравнивается к количеству воды адсорбционного слоя. Следовательно, термины «прочносвязанная», «гигроскопическая», «граничная» и «адсорбционная» вода можно считать синонимами.

Вода, заполняющая межпакетные пространства глинистых минералов, имеющих раздвижную кристаллическую решетку, входит в состав прочносвязанной воды.

Прочносвязанная вода в грунте, очевидно, передвигаться не может, за исключением перехода в парообразное состояние.

Рыхлосвязанная вода (пленочная) образует на поверхности частиц более толстые пленки, чем прочносвязанная. Максимальное содержание связанной воды имеет место в глинах и суглинках. Ее свойства также отличаются от свойств свободной воды: она замерзает при температуре ниже $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, имеет высокую плотность, не подчиняется законам гравитации. Она поддается выдавливанию из пор грунта внешним давлением до нескольких сотен килопаскалей.

Рыхлосвязанную (приграничную) воду (воду диффузного слоя) подразделяют на вторично ориентированную и воду, удерживаемую осмотическими силами. Вторично ориентированная вода представляет собой несколько рядов (полислоев), ориентированных на поверхность твердой частицы самостоятельно или вместе с катионами, благодаря неизрасходованной на удержание прочносвязанной воды свободной поверхностной энергии частицы. Осмотическая вода образуется в результате проникновения из раствора молекул воды в диффузный слой вследствие большей концентрации ионов в этом слое, чем в растворе.

По свойствам осмотическая вода не отличается от свободной. Средняя плотность вторично ориентированной воды (полислоев) несколько выше, чем плотность свободной воды. Очевидно, плотность ее в слоях, расположенных ближе к поверхности частицы, выше, чем у внешней границы. Средняя температура замерзания рыхлосвязанной воды равна $-1,5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Рыхлосвязанная вода в однородных грунтах может передвигаться в любом направлении от частицы к частице под действием градиента влажности из зон с большей влажностью в зоны с меньшей влажностью или переходить в парообразное состояние. Ее передвижение происходит до тех пор, пока вся поверхностная энергия не будет израсходована на формирование гидратных оболочек частиц.

Свободная вода находится вне сферы действия электромолекулярных сил взаимодействия с поверхностью минеральных частиц (рис. 2.4). Сво-

бодную воду, согласно приведенной выше классификации, разделяют на капиллярную и гравитационную.

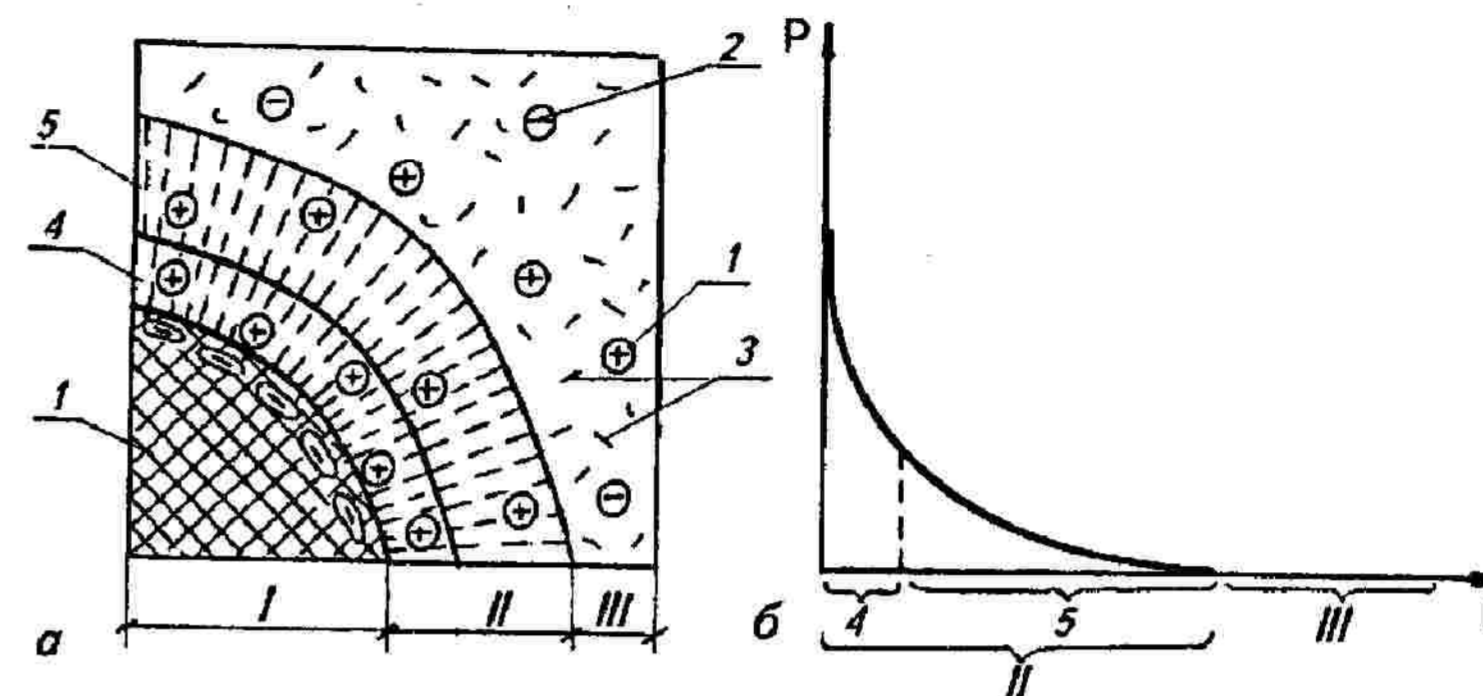


Рис. 2.4. Схема электромолекулярного взаимодействия поверхности отрицательно заряженной частицы с водой (а) и график сил их взаимодействия (б):

I — твердая частица; II — связанная вода; III — свободная вода; 1 — катион; 2 — анион; 3 — молекула воды; 4 — прочносвязанная вода; 5 — рыхлосвязанная вода

Гравитационная вода содержится в трещиноватых скальных, крупнообломочных, гравелистых породах и крупных песках. Эта вода может передвигаться в грунте под действием силы тяжести. Ее подразделяют на просачивающуюся воду, которая передвигается сверху вниз, и на воду грунтового потока, передвигающуюся в сторону падения поверхности водоупорного пласта. Гравитационная вода обладает всеми свойствами обычной воды. Она оказывает взвешивающее действие на твердые частицы грунта и на фундамент сооружений, замерзает и превращается в лед при температуре $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, имеет плотность, принимаемую в расчетах оснований сооружений $\rho_w = 1,0\text{ т/м}^3$, может содержать вещества в коллоидном состоянии, растворять соли и газы.

Капиллярная вода может содержаться в песках средней крупности, мелких и особенно в пылеватых песках и глинистых грунтах. Она поднимается по капиллярам на определенную высоту, которую называют *высотой капиллярного поднятия*. Эта высота зависит от диаметра пор и от удельной свободной поверхностной энергии твердых частиц грунта, образующих стенки пор. Например, предельная высота капиллярного поднятия воды в некоторых типах грунтов (по А.М. Овчинникову): песок крупный — $0,035\text{ м}$; песок средней крупности — $0,35\text{ м}$; песок мелкий — $1,2\text{ м}$; супесь — $3,5\text{ м}$ и сугли-

нок — 6,5 м. Таким образом, чем меньше диаметр капилляра, тем больше высота поднятия воды.

В качестве примера на рис. 2.5 показано, что влияние неучтенного капиллярного поднятия приводит к фильтрации воды через плотину при недостаточной высоте замыкающего глинистого ядра (см. рис. 2.5,а) или к плохой работе перехватывающего дренажа на откосе (см. рис. 2.5,б) (Бабков В.Ф., 1986).

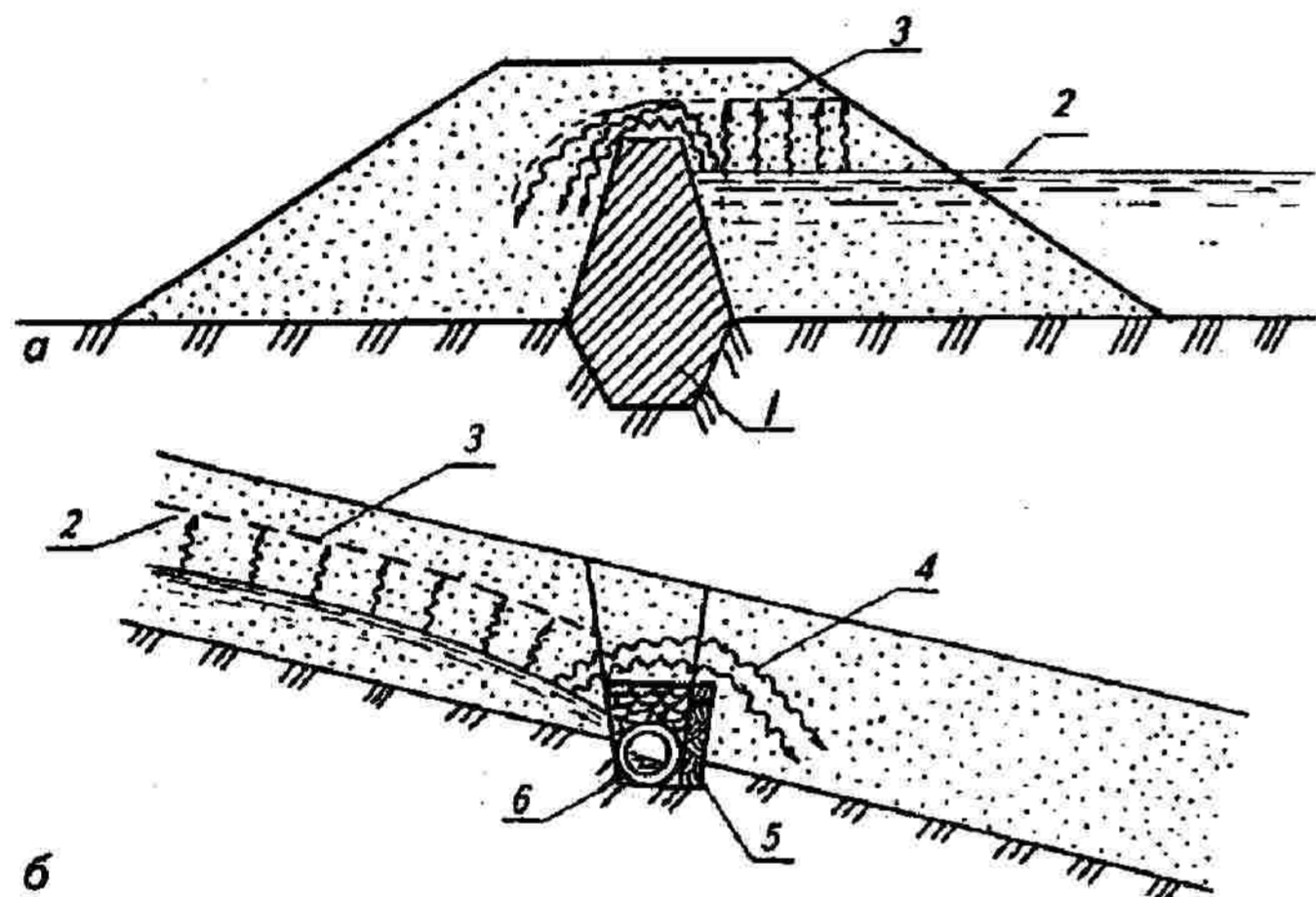


Рис. 2.5. Примеры фильтрации воды в зоне капиллярного поднятия:

а — обтекание имеющего недостаточную высоту водонепроницаемого ядра в плотине; б — обтекание прерывающего дренажа на косогоре; 1 — водонепроницаемое ядро; 2 — горизонт воды; 3 — граница капиллярного насыщения; 4 — движение капиллярной воды; 5 — изолирующая глиняная прослойка; 6 — дренажная труба

Основываясь на физико-химических представлениях взаимодействия составных элементов грунта можно утверждать, что поднятие воды возможно только при наличии свободной поверхностной энергии твердых частиц (C_d) капилляров, не израсходованной на формирование своих гидратных оболочек, т. е. при влажности грунта меньше максимальной гигроскопической (ω_{mg}). В этом случае минеральные частицы, обладая неизрасходованной свободной поверхностной энергией, подтягивают молекулы свободной воды вверх по капиллярам.

В зависимости от величины удельной свободной поверхностной энергии частиц при одинаковых диаметрах капилляров и начальной влажности

грунтов поднятие грунтовой воды будет больше в том случае, когда минеральные частицы имеют большую удельную свободную поверхностную энергию, при одинаковой величине — в капиллярах с меньшим диаметром. Таким образом, с одной стороны, свободная поверхностная энергия минеральных частиц совершает работу по капиллярному поднятию грунтовой воды, а с другой — этому препятствуют межмолекулярные силы воды, ее гравитационный вес и сила атмосферного давления. Мениск капиллярной воды формируется в результате взаимодействия всех этих сил.

Пылеватые супеси и суглинки, обладающие мелкими порами, особенно если они уплотнены, характеризуются значительной высотой капиллярного поднятия, однако меньшей, чем может быть получено расчетом, исходя из размеров их пор. Движение капиллярной воды в таких грунтах происходит весьма медленно.

В глинах, особенно при сильном их уплотнении, характеризующемся наиболее тонкой волосистой пористостью, капиллярное поднятие обычно не превышает 1,5—2,0 м. Это объясняется сильным набуханием глинистых частиц, повышением вязкости воды в тонких порах, наличием в них заземленного воздуха и др.

В отличие от гравитационной капиллярная вода замерзает при температуре ниже 0 °С. В зависимости от размеров капиллярных пор она может замерзать при -12 °С и ниже. Это явление так же, как и температура замерзания связанной воды, объясняет в определенной степени свойства мерзлых грунтов. Капиллярная вода создает дополнительные нагрузки на грунт и придает ему некоторую связность — дополнительное сопротивление сдвигающим и растягивающим внешним силам.

Вода в твердом состоянии. При температуре ниже 0 °С вода, содержащаяся в порах, замерзает и превращается в лед в виде прослойки линз кристаллов. Лед играет роль цемента, повышая прочность грунта и придавая ему свойства твердого тела. Эти свойства проявляются у сезонно- и многолетнемерзлых грунтов.

Процесс формирования льда в мерзлом грунте имеет физико-механическую природу и связан с возникновением нового твердого тела, обладающего свободной поверхностной энергией. Миграция воды к фронту промерзания приводит к тому, что молекулы рыхлосвязанной воды переходят в твердое состояние, увеличивая объем льда, но при этом удельная свободная поверхностная энергия не уменьшается. Поэтому при соответствующих условиях процесс миграции и накопления льда в грунте развивается интенсивно. С одной стороны, происходит уплотнение грунта за счет уменьшения пористости при объемном расширении льда, а с другой — уменьшается объем намерзшей воды, которая сохраняется в виде прочносвязанной воды в грунте. В свою очередь грунтовая система, пополненная водой (твердой фазой) в

виде льда, армируется пленками прочносвязанной воды. Чем ниже температура грунта, тем прочнее армирующее действие прочносвязанной воды. Таким образом, при сосредоточенном льдонакоплении прочность грунта зависит от прочности льда, а не от прочности минеральных частиц и прочносвязанной воды.

Кристаллизационная и химически связанная вода разделяется на воду, входящую в состав минералов, и адсорбированную на поверхности минералов.

Эта вода принимает участие в строении кристаллических решеток минералов. Ее наличие имеет большое значение для улучшения свойств грунтов, так как при удалении, например, кристаллизационной воды из состава минералов свойства последних сильно изменяются, а при удалении химически связанной воды образуются новые химические соединения.

Таким образом, вода в грунтах может, как было ранее сказано, находиться в различных видах и состояниях и изменение ее количества в грунте или переход из одного состояния в другое приводит к изменению свойств грунтов.

Рассмотренные выше признаки и свойства воды в грунтах сведены в табл. 2.5.

В природных условиях приведенные в табл. 2.5 формы связей воды редко наблюдаются обособленно друг от друга. Обычно во влажном грунте вода находится одновременно в нескольких состояниях и может переходить из одной формы в другую. Такой переход непрерывно совершается как под действием природных факторов (температура воздуха, осадки и др.), так и в результате деятельности человека (искусственное осушение, увлажнение, уплотнение грунтов).

Грунтовая вода, воздействуя на гипс, известняки, мергели и некоторые другие породы полускальных грунтов, образует в массивах трещины и пустоты, в результате чего на поверхности земли появляются впадины, воронки и провалы, т.е. происходят так называемые «карстообразующие процессы».

2.4. Изменение влажности в грунтах в пространстве и во времени

Большинство явлений, управляющих режимом изменения гравитационных масс воды в пространстве и во времени, происходит в зоне аэрации, расположенной между поверхностью земли и зеркалом подземных вод. Атмосферные осадки, главный источник питания подземных вод, выпадают на верхнюю границу этой зоны — земную поверхность и просачиваются в грунт. Процессы, протекающие в этой зоне, имеют гораздо более сложный

Таблица 2.5

Категории и формы связей воды в грунтах

Степень связности грунтов	Форма связи	Главнейшие признаки и свойства
Прочносвязанная	Адсорбционная	Вода, молекулы которой прочно удерживаются адсорбционными силами. Поглощается поверхностью грунтовых частиц из воздуха, содержащего водяные пары. Удерживается на поверхности частиц с большой силой, при перемещении не подчиняется действию силы тяжести. Передвигается, только переходя в пар
Рыхлосвязанная	Молекулярная (пленочная)	Образуется в грунте при ступении водяных паров или остается в нем после удаления капельножидкой воды. Удерживается силами молекулярного притяжения на поверхности грунтовых частиц, но меньше связана, чем гигроскопическая вода. Образует слой пленочной воды, которая передвигается очень медленно из мест, где пленка воды толще, в места, где она тоньше. По свойствам эта категория воды отличается от капельножидкой. Она замерзает при температуре ниже 0 °С в зависимости от толщины пленки
Капиллярно-связанная	Капиллярная (восходящая или подвешенная)	Капиллярная вода, передвигающаяся и удерживаемая в грунте силами капиллярного натяжения, сравнительно легко удаляется при высушивании и замерзает примерно при -1 °С. Над поверхностью свободных грунтовых вод образует зону капиллярно-увлажненного грунта и передвигается с различной скоростью (в пылеватых грунтах относительно быстрее) под действием как сил капиллярного натяжения, так и силы тяжести
Связь отсутствует	Свободная (гравитационная просачивающаяся вода)	Обладает обычными свойствами жидкой воды. Передвигается под влиянием силы тяжести или разности гидростатического давления. Заполняет свободные пустоты. Полное насыщение грунта свободной водой действует резко отрицательно на его физические свойства

характер по сравнению с процессами, протекающими ниже уровня подземных вод.

Распределение влаги над зеркалом подземных вод постоянно меняется. Ситуация на любой момент времени может быть охарактеризована величиной влажности, измеренной на различных глубинах.

На рис. 2.6 показано изменение влажности по вертикали и во времени.

Результаты измерений показывают, что колебания влажности в верхних слоях больше, чем в нижних слоях. При этом из рис. 2.6 отчетливо видно сезонное влияние погоды и уменьшение этого влияния с увеличением глубины.

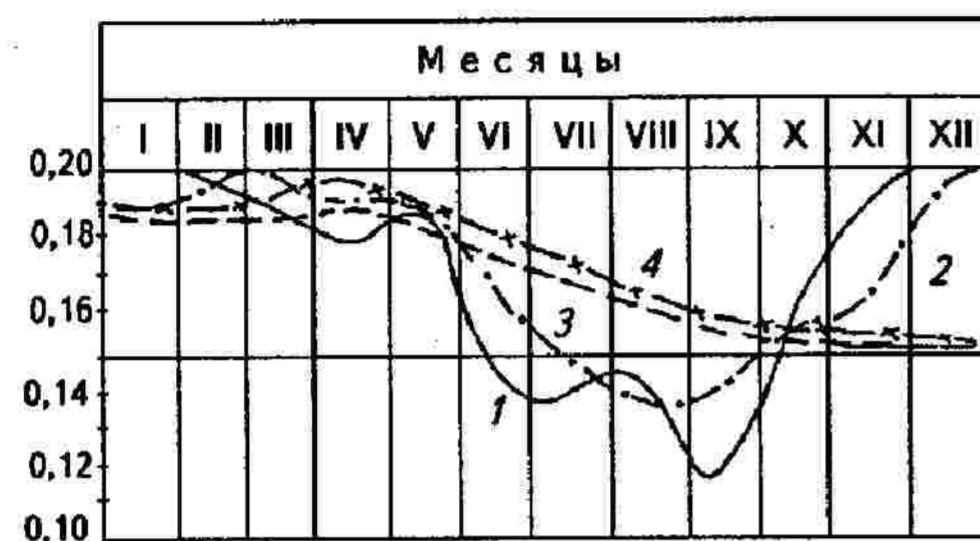


Рис. 2.6. Графики изменения влажности на различных глубинах в течение года (по Л. Ретхати, 1989):
1 — 0–30 см; 2 — 30–60 см; 3 — 120–150 см; 4 — 150–180 см

Распределение влажности в зоне аэрации в любой момент может быть охарактеризовано степенью влажности (S_r). На рис. 2.7 показаны результаты измерений влажности в грунте по глубине (h). Результаты показывают, что в интервале глубины от 1 до 4 м среднее водонасыщение глинистых грунтов $J_p < 0,2$ возрастает с 0,6 до 0,74, а для грунтов $J_p > 0,2$ — с 0,76 до 0,84.

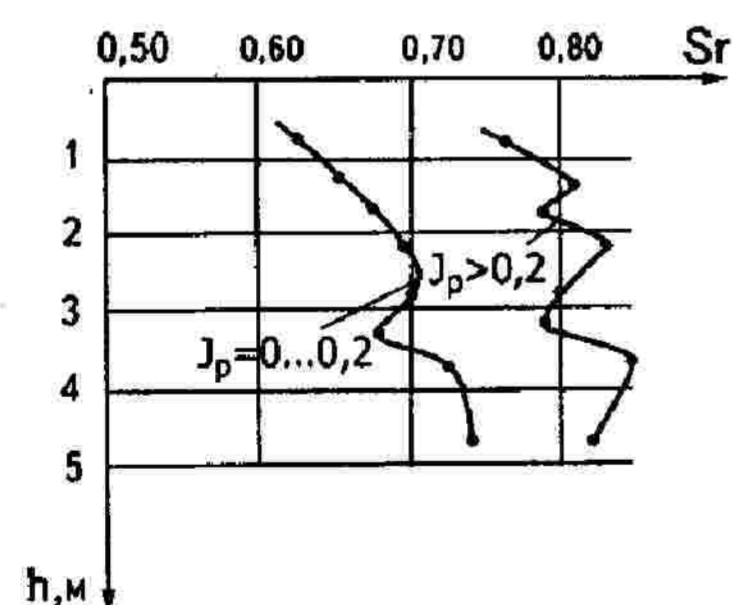


Рис. 2.7. Изменение степени влажности грунта по глубине (по Л. Ретхати, 1989)

Повышение влажности грунта снижает прочностные и деформативные характеристики пылевато-глинистых и биогенных грунтов оснований: возникает просадка или набухание грунта, увеличивается степень морозной пу-

чинистости и т.д. Понижение влажности грунта может также вызвать дополнительные осадки пылевато-глинистых, песчаных и биогенных грунтов.

2.5. Прогноз уровня подземных вод

При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать изменения гидрогеологических условий строительства как в период строительства, так и в процессе эксплуатации сооружения. Согласно СНиП 2.02.01–83* такой учет должен исходить из наличия или возможности образования верховодки, естественных сезонных и многослойных колебаний уровня подземных вод, возможного техногенного изменения их уровня. Также необходимо учитывать агрессивность подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и коррозионную активность грунтов. Под влиянием этих факторов нарушается водный режим и происходит направленное повышение влажности или уровня подземных вод, которое приводит к нарушению условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Прогноз вероятных изменений уровня подземных вод на площадке строительства проводится при инженерных изысканиях для зданий и сооружений I и II классов соответственно на срок 25 и 15 лет с учетом естественных сезонных и многолетних колебаний этого уровня, а также степени потенциальной подтопляемости территории. При проектировании зданий и сооружений III класса такую оценку можно не делать. Прогноз возможных естественных сезонных и многолетних колебаний уровня подземных вод осуществляют на основе данных многолетних наблюдений и разовых замеров уровня подземных вод при инженерных изысканиях на площадке строительства.

Качественную оценку потенциальной подтопляемости территории выполняют методом аналогии, сравнивая условия застраиваемой площадки с данными по конкретным подтопленным участкам (эталонам) с геологическими условиями, а также конструктивно-технологическими особенностями проектируемого здания или сооружения.

Наибольшей подтопляемостью обладают территории, сложенные слабопроницаемыми, просадочными и фильтрационно-анизотропными грунтами и застроенные сооружениями с потреблением большого количества воды. На таких территориях скорость повышения уровня подземных вод в первые 10 лет может достигать 0,5–1,0 м и более в год.

Потенциальная подтопляемость оценивается с помощью критерия потенциальной подтопляемости P :

$$P = \frac{h_c - \Delta h}{H_c}, \quad (2.2)$$

где h_c — уровень подземных вод до начала подтопления, определяемый по

данным инженерно-геологических изысканий и отсчитываемый от поверхности земли;

Δh — величина возможного (прогнозируемого) подъема подземных вод, рассматриваются как функция координат точки X и Y , времени t и величины дополнительного инфильтрационного питания, т.е. $\Delta h = f(X, Y, t, W_0)$. Величины X и Y в момент времени t определяются на основе фильтрационных расчетов;

H_c — критический подтопляющий уровень подземных вод.

Если $P \leq 1$ и $t_c < T_p$, то территория рассматривается как потенциально подтопляемая, а если $P > 1$ — потенциально не подтопляемая. Величина t_c — это период времени, в течение которого наступает $H_c = h_c - \Delta h$. T_p — период времени достижения уровня подземных вод (H_w) или критической влажности (W_c).

При освоении территории и последующей ее эксплуатации происходит коренное изменение водного режима, который приводит к возникновению неблагоприятных последствий для зданий или сооружений, а именно: деформациям, подтоплению подземных помещений, коррозии подземных коммуникаций и т.д.

На рис. 2.8 приведена схема изменений водного режима и их последствий на застраиваемых территориях (по пособию к СНиП 2.02.01—83).

2.6. Газообразная составляющая грунта

Содержание воздуха и газов в грунтах называется газовой составляющей грунта. Эта величина переменная и зависит от строения, состава влажности и объема пор грунта. Чем больше поры заполнены водой, тем меньше в них содержится газов. В самых верхних слоях грунта газообразная составляющая представлена атмосферным воздухом, ниже — метаном, азотом, сероводородом и другими газами. Причем метан, сероводород, угарный газ ядовиты. Они могут содержаться в грунте в концентрациях, опасных для жизни работающих в слабо проветриваемых выемках или горных выработках.

В порах грунта газы могут находиться в трех состояниях — в свободном, замкнутом и растворенном в поровой воде. Если газообразная фаза грунта имеет связь с атмосферой, то такой газ называется незащемленным или сообщающимся с атмосферой. В этом случае уплотнение грунта под нагрузкой происходит быстро, вследствие свободного выхода его из пор в атмосферу, при этом давление в газе быстро уравнивается с атмосферой. Газ, отделенный от атмосферы жидкостью, называется защемленным, не имеет связи с атмосферой. Защемленный сжатый газ более медленно просачивает-

ся в атмосферу, а в некоторых случаях давление в газе остается избыточным длительное время.

Воздух и газы в грунтах встречаются:

- в свободном состоянии — макропорах, пустотах, трещинах;
- в защемленном состоянии — в пылевато-глинистых грунтах, в виде пузырьков в тонких порах;
- в растворенном состоянии — в воде, заполняющей поры грунта.

Обычно незащемленный газ находится в слоях грунта, непосредственно примыкающих к дневной поверхности (на глубине от 1 до 2 м), ниже — защемленный, оказывающий значительное влияние на свойства грунтов.

Содержание в грунте защемленного и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта, так как обуславливает упругость и сжимаемость поровой воды.

Например, при разработке котлована уменьшается давление на грунты, и это приводит к выделению пузырьков газа и разрушению природной структуры грунта. И, наоборот, увеличение давления на грунт сопровождается повышением содержания растворенного в воде газа.

Итак, грунт состоит из твердых, жидких и газообразных элементов. Из всех составляющих грунта наиболее стабильным является твердый компонент. Свойства грунтов зависят от состава, состояния и взаимодействия его составных элементов.

2.7. Структурные связи и строение грунта

Связи между частицами и агрегатами частиц в грунте называются структурными.

Прочность грунтов зависит не столько от прочности минеральных частиц, сколько от структурных связей между отдельными частицами и агрегатами. Сопротивление, препятствующее взаимному отрыву частиц, называется связностью.

По своей природе и по прочности структурные связи различны. Именно они определяют деформируемость и прочность грунтов.

Нескальные грунты по характеру структурных связей разделяются на связные и несвязные (сыпучие). К связным относятся пылевато-глинистые грунты (супеси, суглинки и глины); к сыпучим — крупнообломочные и песчаные грунты. Связные грунты отличаются от несвязных способностью воспринимать хотя бы небольшие растягивающие напряжения и сохранять без обрушения вертикальные откосы.

Основными видами структурных связей в грунтах являются:

- кристаллизационные;
- водно-коллоидные (коагуляционные, конденсационные).

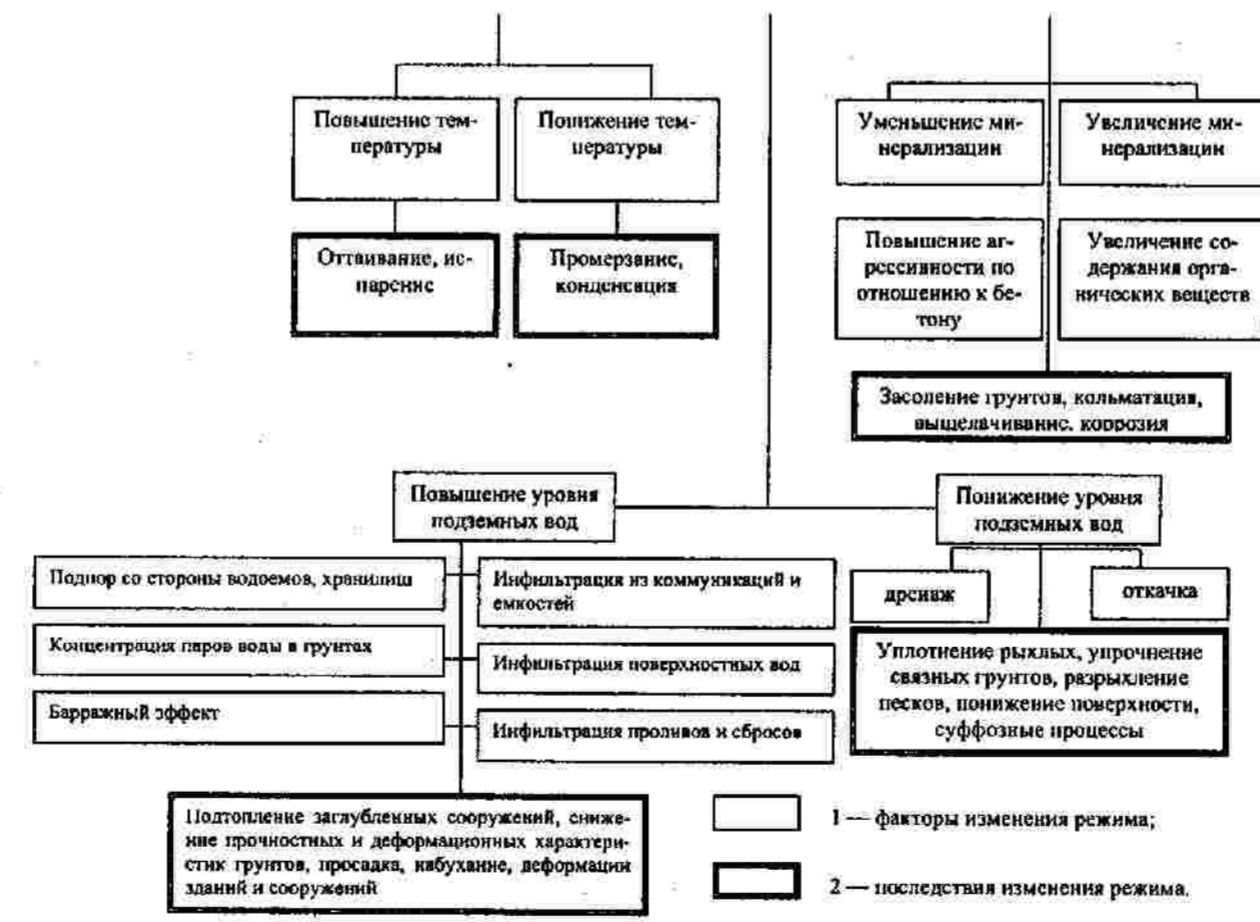
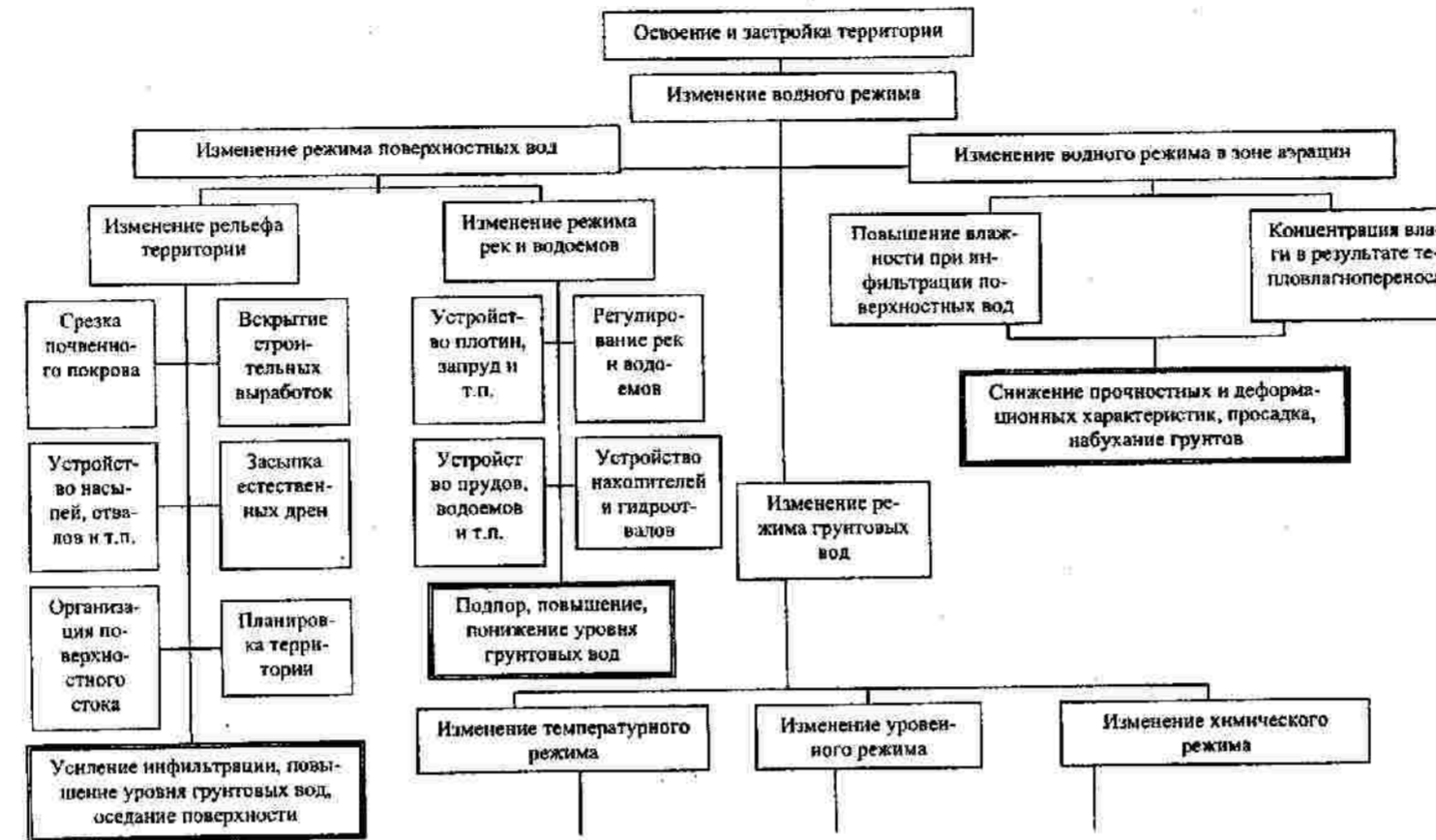


Рис. 2.8. Схема техногенных изменений водного режима и их последствий на осваиваемых территориях (по пособию к СНиП 2.02.01-83, 1986)

Кристаллизационные связи возникают при образовании кристаллических решеток в минералах. Такие связи присущи скальным грунтам. Они очень прочные и в то же время очень хрупкие и необратимые, т.е. не восстанавливаются после их нарушения.

Водно-коллоидные связи возникают при взаимодействии глинистых грунтов с водой. Они обуславливаются электромолекулярными силами взаимного притяжения и отталкивания между частицами, а также частицами и ионами в поровой воде. Интенсивность этих связей зависит от расстояния между частицами зарядов на их поверхности, состава и содержания ионов в поровой воде. Эти связи вязкопластичные, мягкие и обратимые. При увеличении влажности они быстро уменьшаются до значений близких к нулю и, наоборот, при подсушивании опять возрастают.

В строении грунта различают два понятия: структура и текстура.

Под **структурой** грунта понимают относительное расположение различных по крупности и форме частиц и характер их взаимодействия друг с другом. Различают следующие основные структуры грунтов:

I — зернистая (характерна для грубодисперсных, песчаных и крупнообломочных) (см. рис. 2.9: *a* — рыхлая; *б* — плотная);

II — сотообразная (губчатая) (характерна для глинистых грунтов) (см. рис. 2.9: *в* — рыхлая; *г* — плотная);

III — хлопьевидная (характерна для глинистых грунтов);

IV — сложная (характерна для глинистых).

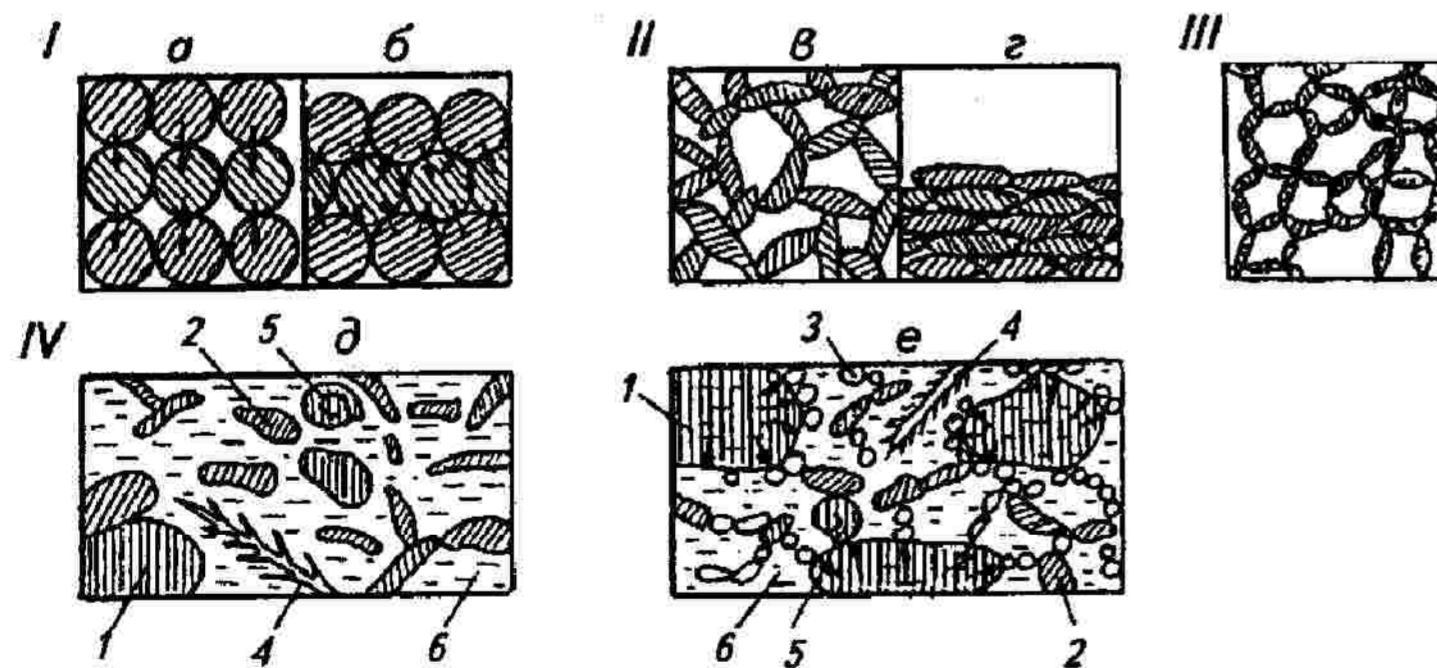


Рис. 2.9. Структуры (строение) грунтов:

I — зернистая: *a* — рыхлая, *б* — плотная; II — сотообразная: *в* — рыхлая, *г* — плотная; III — хлопьевидная; IV — сложная: *д* — новейшие глинистые осадки, *е* — морские глинистые отложения; 1 — песчаные частицы; 2 — глинистые частицы; 3 — коллоиды; 4 — растительные остатки; 5 — фауна; 6 — вода

Для оценки строительных свойств грунтов весьма важным является определение их текстуры (сложения). **Текстурой** грунтов называется их сложение, т.е. пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунтов и агрегатов, характеризующих неоднородность толщи в пласте. Различают следующие виды текстуры грунтов (рис. 2.10):

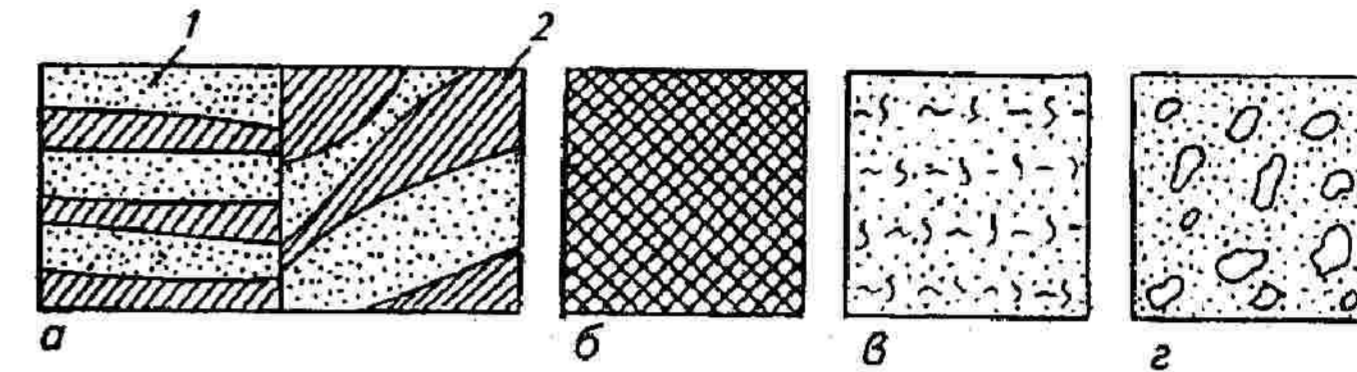


Рис. 2.10. Текстуры (сложение) грунтов:

a — слоистая; 1 — ленточная, сланцевая; 2 — косослойная; *б* — слитная (массивная и скрытослойная); *в* — порфировая; *г* — ячеистая

— *слоистая* (ленточная) — наиболее распространенный вид сложения грунтов, характерный для морских, озерных и других отложений;

— *слитная* (монокристаллическая) — присуща морским отложениям, имеющим однородное сложение в различных точках массива;

— *сложная* — порфировая, ячеистая, макропористая и др.

Порфировая текстура характерна для мореных суглинков; ячеистая — для вечномёрзлых грунтов; макропористая — для лессовых грунтов.

Контрольные вопросы

1. Что такое дисперсность? Назовите составные элементы грунта.
2. От чего зависит прочность твердых минеральных частиц?
3. Приведите классификацию форм и видов воды в грунтах.
4. Покажите, где размещается в грунте свободная, а где связанная вода (нарисуйте схему).
5. Что такое «газовая составляющая грунта» и от чего она зависит?
6. Что такое структура и текстура грунта? Приведите примеры их разновидности.
7. Перечислите структурные связи между частицами грунтов и их отличие.

Глава 3

Физические свойства грунтов

3.1. Физические свойства несвязных грунтов

К несвязным грунтам относятся песчаные и крупнообломочные. Эти грунты не обладают связностью и сопротивление их сдвигу определяется только наличием нормального давления, а сопротивление растяжению вообще отсутствует.

Несвязные грунты характеризуются следующими общими свойствами (по Ю.К. Зарецкому, 1988): плотность $\rho = 1,4-1,9 \text{ т/м}^3$, пористость $n = 0,25-0,4$; коэффициент фильтрации $k_f \leq 30 \text{ м/сут.}$ у слабо- и средневодопроницаемых грунтов; $k_f > 30 \text{ м/сут.}$ — у сильноводопроницаемых и $k_f \geq 30 \text{ м/сут.}$ — у крупнообломочных; модуль деформации $E = 2-100 \text{ МПа}$; угол внутреннего трения $\varphi = 25-45^\circ$.

Основными физическими свойствами несвязных грунтов являются плотность, удельный вес, пористость и влажность (рис. 3.1). Эти свойства в совокупности выражают физическое состояние и влияют на прочность и деформируемость грунтов, что в конечном счете сказывается на устойчивости и напряженно-деформируемом состоянии земляных сооружений и оснований зданий и сооружений.

Физические свойства грунтов подразделяются на две группы: *основные (исходные)* — характеристики физических свойств, определяемые на основе лабораторных исследований; *расчетные (производные)* характеристики физических свойств, определяемые расчетом.

В лабораторных условиях определяются плотность грунта, плотность частиц грунта и влажность.

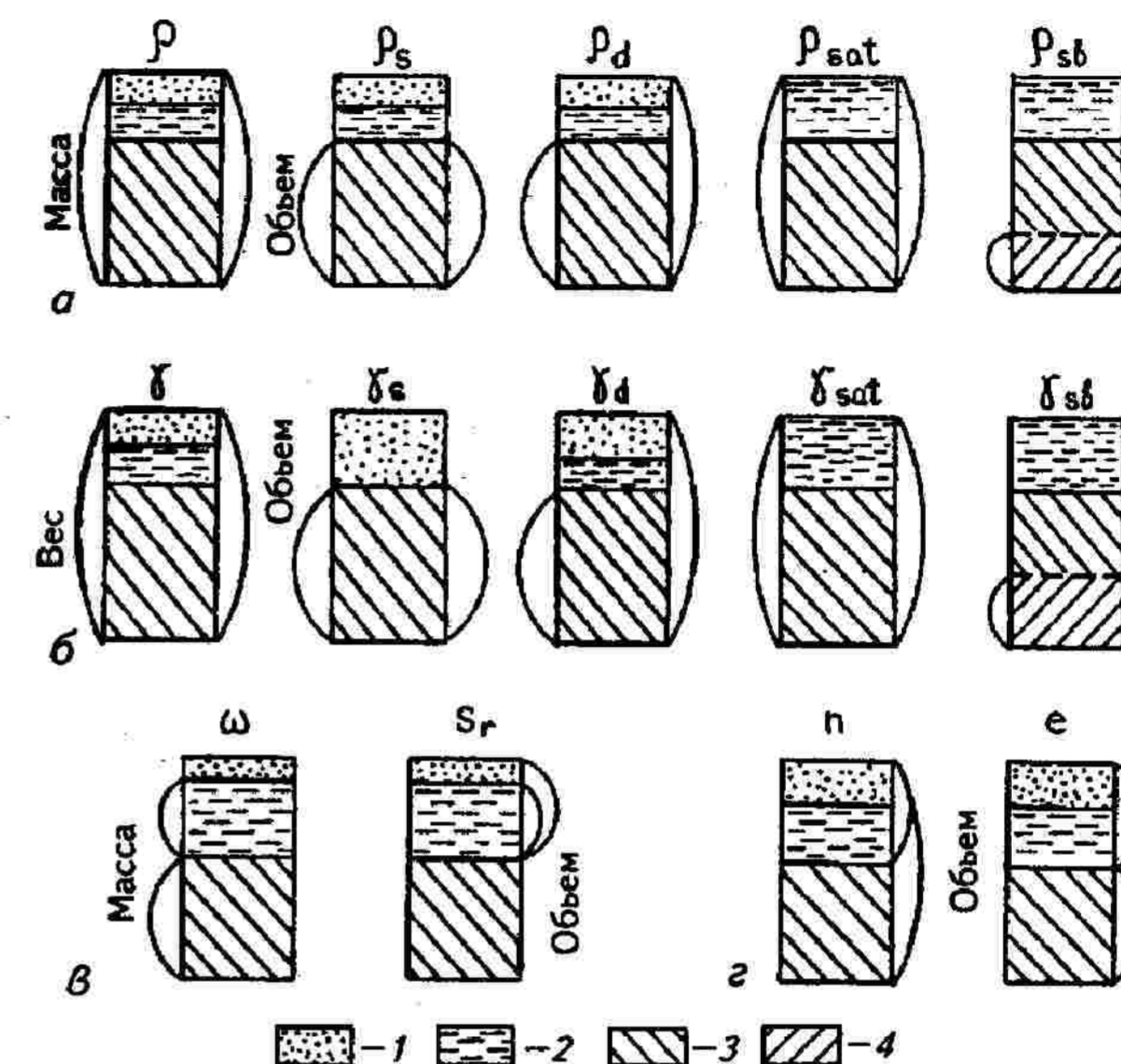


Рис. 3.1. Графическое представление физических характеристик грунта: а — плотности грунтов; б — удельные веса грунтов; в — влажности; з — пустотности; 1 — газовый компонент грунта; 2 — жидкий компонент грунта; 3 — твердый компонент грунта; 4 — масса (вес) грунта, сниженная за счет взвешивающего действия воды

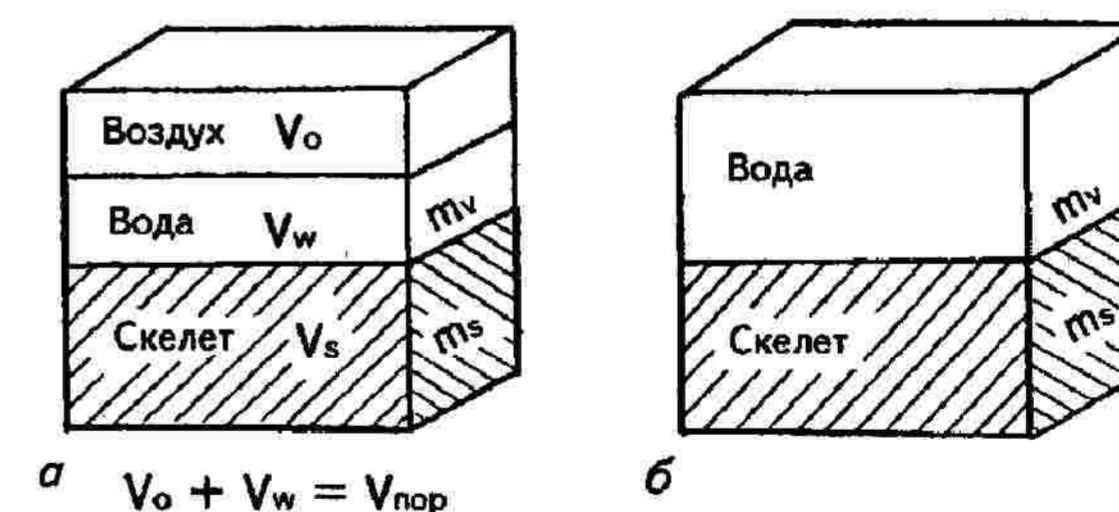


Рис. 3.2. Составные части грунтов: а — грунт — трехкомпонентная система; б — грунт — двухкомпонентная система

Плотность грунта ρ — это отношение его массы (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (рис. 3.2):

$$\rho = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_n} = \frac{m}{V}, \quad (3.1)$$

где ρ — плотность грунта, г/см³;
 m — масса образца грунта, г;
 V — объем образца грунта, см³.

Плотность грунтов определяется методом режущих колец и методом парафинирования (см. разд. 1.3). Плотность грунтов зависит от их минералогического состава, пористости и влажности. Для предварительных расчетов можно использовать значения, приведенные в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Плотность грунта в зависимости от плотности частиц грунта (ρ_s), степени влажности (S_r) и пористости (n) (по Справочнику строителя, 1984)

Плотность частиц грунта ρ_s , г/м ³	Степень влажности S_r	Пористость n			
		0,35	0,40	0,45	0,50
2,60	0	1,69	1,56	1,43	1,30
	0,5	1,86	1,76	1,65	1,55
	1,0	2,04	1,96	1,88	1,80
2,64	0	1,71	1,58	1,45	1,32
	0,5	1,88	1,78	1,67	1,57
	1,0	2,05	1,99	1,9	1,82
2,65	0	1,74	1,61	1,47	1,34
	0,5	1,92	1,81	1,70	1,59
	1,0	2,09	2,00	1,92	1,84
2,72	0	1,77	1,63	1,50	1,36
	0,5	1,95	1,83	1,72	1,61
	1,0	2,11	2,03	1,95	1,86
2,76	0	1,79	1,65	1,52	1,38
	0,5	1,97	1,86	1,74	1,63
	1,0	2,14	2,06	1,97	1,88

Плотность частиц грунта ρ_s — отношение массы скелета к занимаемому объему (см. рис. 3.2):

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}, \quad (3.2)$$

где ρ_s — плотность скелета грунта, г/см³;
 m_s — масса частиц (скелета), г;

V_s — объем грунтовых частиц (скелета), см³.

Плотность частиц грунта определяют пикнометрическим методом с помощью специальных мерных колб (пикнометров).

Плотность твердых частиц песчаных грунтов составляет 2,64—2,68 г/см³; характеризуется его минералогическим составом и является для конкретного образца величиной постоянной, не зависящей от плотности сложения и влажности грунта.

Влажность — это отношение массы воды, содержащейся в порах, к массе минеральной части грунта (рис. 3.2):

$$\omega = \frac{m_w}{m_s}, \quad (3.3)$$

где ω — влажность грунта;

m_w — масса воды, г;

m_s — масса частиц (скелета) грунта, г.

Влажность грунта определяется весовым методом, при этом производится высушивание образцов грунта при температуре 103—107 °С до получения постоянной массы.

Зная плотность грунта ρ , можно найти удельный вес (кН/м³):

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (3.4)$$

где g — ускорение свободного падения, м/с².

Аналогично определяют удельный вес твердых частиц грунта (γ_s) и удельный вес сухого грунта (γ_d) по формулам

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g; \quad (3.5)$$

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g. \quad (3.6)$$

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{1 + e}. \quad (3.7)$$

Используя найденные лабораторным путем влажность, плотность грунта и плотность частиц, определяют плотность сухого грунта, пористость и коэффициент пористости.

Плотность сухого грунта ρ_d — отношение массы скелета (исключая массы воды в порах) к занимаемому этим грунтом объему (рис. 3.2):

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{m_s}{V_s + V_n}, \quad (3.8)$$

где ρ_d — плотность сухого грунта, г/см³;

m_s — масса скелета грунта, г;

V — объем грунта, см³.

Плотность сухого грунта находят путем исключения массы воды из массы грунта:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega} \quad (3.9)$$

Эта характеристика имеет важное значение при определении плотности сложения грунта в насыпях.

Пористость грунта n — определяется отношением объема пор $V_{пор}$ к объему грунта:

$$n = \frac{V_n}{V}, \text{ или } n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (3.10)$$

Более удобным показателем пористости, характеризующей плотность сложения песка, является коэффициент пористости.

Коэффициент пористости e — отношение объема пор (n) к твердой минеральной части грунта (m).

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{n}{m} \quad (3.11)$$

где

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}; \quad m = \frac{\rho_d}{\rho_s}$$

отсюда

$$e = \frac{1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}}{\frac{\rho_d}{\rho_s}} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (3.12)$$

С учетом выражения (3.9) формула (3.12) принимает вид

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 \quad (3.13)$$

Учитывая зависимость (3.11), а также имея в виду, что $n + m = 1$, получаем

$$n = \frac{e}{1 + e}; \quad (3.14)$$

$$m = \frac{1}{1 + e} \quad (3.15)$$

Анализируя выражения (3.11), (3.14) и (3.15), видим, что они устанавливают количественную связь между объемами 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. 3.2 приведены значения пористости и коэффициенты пористости некоторых грунтов в естественном состоянии.

Таблица 3.2

Пористость и коэффициент пористости грунтов (по П.П. Бородавину, 1986)

Вид грунта	Пористость n	Коэффициент пористости e
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
Лессы	0,50–0,75	1–3
Глины и суглинки	0,40–0,50	0,65–1
Торф при степени разложения, %:		
до 10	0,90–0,91	8,5–10
11–24	0,89–0,90	8–9
25–40	0,86–0,89	6–8
более 40	0,80–0,86	4–6

Коэффициент пористости характеризует уплотненность грунта и используется для оценки его пригодности в качестве основания сооружений.

Природное состояние песчаных грунтов оценивается по плотности сложения в зависимости от коэффициента пористости (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Классификация песчаных грунтов по коэффициенту пористости

Вид песков	Плотность сложения		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Пески мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Классификация песчаных грунтов по плотности (по В.Д. Ломтадзе, 1977) представлена в табл. 3.4

Таблица 3.4

Значения плотности сухого грунта (по В.Д. Ломтадзе, 1977)

Наименование грунта	Состояние	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Плотное сложение	>1,70
	Средней плотности	1,5–1,70
	Рыхлое сложение	<1,55
Пески мелкие	Плотное сложение	>1,65
	Средней плотности	1,5–1,65
	Рыхлое сложение	<1,50

Для сравнительной оценки степени уплотнения песчаных грунтов введено понятие относительной плотности (степень плотности) (по К. Терцаги, 1961).

Степенью плотности сложения J_D сыпучего грунта называется отношение естественной его уплотненности к максимально возможной (рис. 3.3):

$$J_D = \frac{V_{max} - V}{V_{max} - V_{min}} \quad (3.16)$$

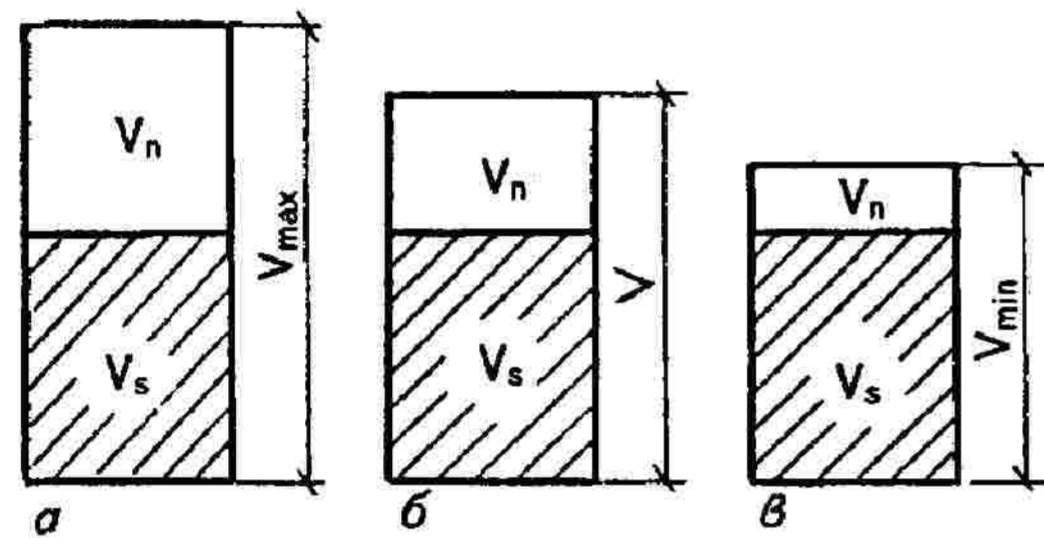


Рис. 3.3. Изменение объема пор грунта по мере его уплотнения: а — рыхлое состояние; б — естественное состояние; в — наиболее плотное состояние

Так как объем скелета грунта не изменяется, это выражение можно представить в виде

$$J_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (3.17)$$

где e_{max} — коэффициент пористости песка в наиболее рыхлом состоянии;
 e_{min} — в наиболее плотном состоянии;
 e — в естественном состоянии.

Физическое состояние сыпучих грунтов зависит от степени плотности сложения.

Если

$$\begin{aligned} 0,33 \geq J_D & \text{ — грунт рыхлого сложения;} \\ 0,33 < J_D \leq 0,67 & \text{ — средней плотности сложения;} \\ 0,67 < J_D \leq 1,0 & \text{ — плотного сложения.} \end{aligned}$$

Максимальная плотность несвязных грунтов зависит от работы, затраченной на уплотнение, а также от влажности (рис. 3.4). Плотность сложения сыпучего грунта, достигаемая при уплотнении его в воздушно-сухом состоянии, резко уменьшается при наибольшем его увлажнении, а затем по

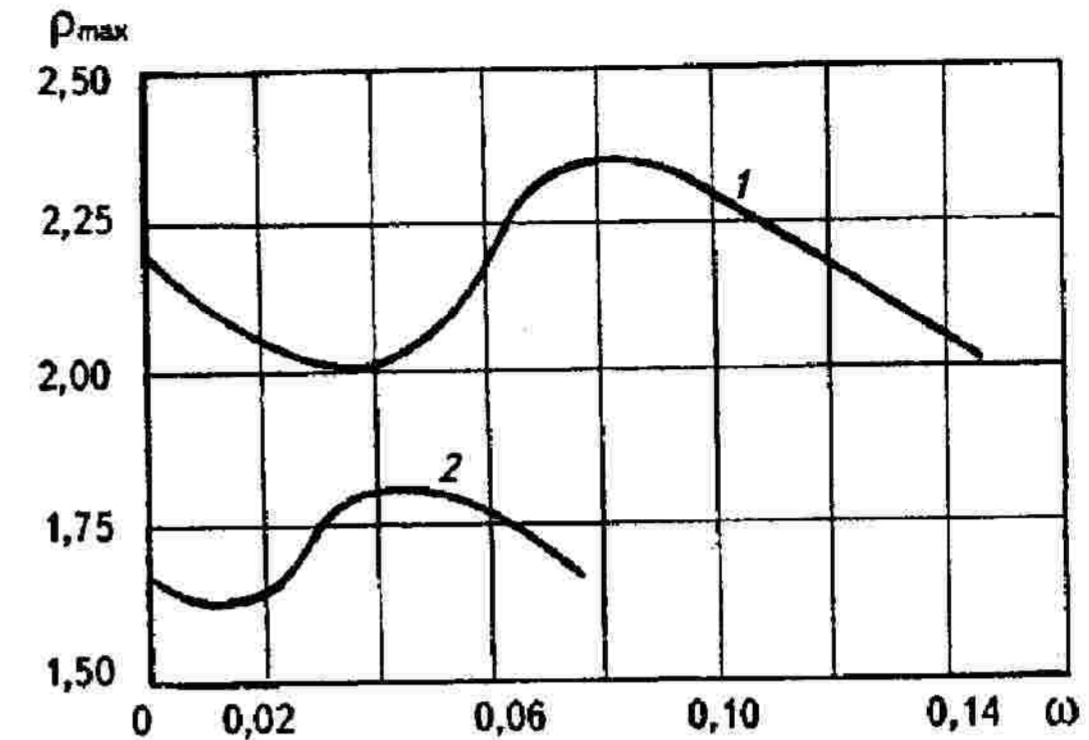


Рис. 3.4. Зависимость максимальной плотности сыпучих грунтов от их влажности: 1 — галечниковые грунты; 2 — песчаные грунты

мере увеличения влажности уплотняемого грунта возрастает, достигая максимума при увлажнении, близкому к полному его водонасыщению. Это объясняется тем, что при увлажнении грунта на поверхности частиц образуется тонкая пленка воды и по мере увлажнения толщина пленки увеличивается, а объем и количество воздушных пор уменьшаются, что вновь приводит к возможности дальнейшего уплотнения грунта. Наибольшее значение ρ_{max} (плотность грунта при его максимальном виброуплотнении) может быть достигнуто при полном водонасыщении или даже при избыточном увлажнении грунта ($\omega = 0,08-0,12$).

Крупнообломочные и песчаные грунты классифицируют по степени влажности и от этой величины также зависит физическое состояние грунтов и, в свою очередь, их поведение в основаниях и откосах.

Степень влажности S_r — отношение влажности грунта к его влагоемкости:

$$S_r = \frac{\omega}{\omega_n}, \text{ или } S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{\rho_\omega \cdot e} \quad (3.18)$$

Подразделяются несвязные грунты по степени влажности, если:

$0 < S_r \leq 0,5$ — маловлажный;

$0,5 < S_r \leq 0,8$ — влажный;

$0,8 < S_r \leq 1,0$ — насыщенный водой.

При ориентировочных прикидках о пригодности грунтов в различных

целях, пользуясь данными табл. 3.5 (Справочник строителя, 1984), можно в полевых условиях оценить степень влажности крупнообломочных и песчаных грунтов.

Таблица 3.5

Характеристика песчаных грунтов по степени влажности

Степень влажности	Признаки
Маловлажные $S_r \leq 0,5$	При сжатии образца песка в ладони ощущается влага; при встряхивании на ладони он рассыпается на комки; на фильтровальной бумаге образец песка оставляет влажное пятно
Влажные $0,5 < S_r \leq 0,8$	При сжатии в ладони выступает вода; образец некоторое время сохраняет приданную ему форму; на фильтровальной бумаге образец грунта оставляет влажное пятно
Насыщенные водой $S_r > 0,8$	Встряхиваемый на ладони образец расплывается, образуя лепешку, или растекается

Пример 3.1. Рассчитать влажность грунта ω , плотность грунта ρ_d и плотность сухого грунта, если известны следующие данные лабораторного анализа: масса влажного грунта в объеме режущего кольца $m_2 = 187,4$ г, масса высушенного до абсолютного сухого состояния $m_1 = 169,2$ г, объем режущего кольца $V = 100$ см³ и плотность частиц грунта $\rho_s = 2,68$ г/см³.

Решение. Коэффициент пористости характеризует уплотненность грунта и используется для оценки их пригодности в качестве оснований сооружений.

Природное состояние песчаных грунтов оценивается по плотности сложения в зависимости от коэффициента пористости (см. табл. 3.3).

Определяем влажность грунта по формуле (3.3):

$$\omega = \frac{m_2 - m_1}{m_1} = \frac{187,4 - 169,2}{169,2} = 0,11.$$

Плотность грунта рассчитываем по формуле (3.1):

$$\rho = \frac{m_2}{V} = \frac{187,4}{100} = 1,87 \text{ г/см}^3.$$

Плотность сухого грунта вычисляем по формуле (3.9):

$$\rho_d = \frac{1,87}{1 + 0,11} = 1,68 \text{ г/см}^3.$$

Пример 3.2. Определить пористость и коэффициент пористости грунта, если известны следующие данные лабораторного анализа: природная влажность $\omega = 0,07$, плотность грунта $\rho = 1,82$ г/см³ и плотность частиц грунта $\rho_s = 2,68$ г/см³.

Решение. Вначале определяем плотность сухого грунта по формуле (3.9):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega} = \frac{1,82}{1 + 0,07} = 1,70 \text{ г/см}^3.$$

Затем по формуле (3.10) определяем пористость грунта:

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{1,70}{2,68} = 0,37.$$

Вычисляем коэффициент пористости по формуле (3.12):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,68}{1,70} - 1 = 0,58.$$

Значения коэффициента пористости и пористости грунта можно определить, не находя плотность сухого грунта, по формуле (3.13):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,68}{1,82} (1 + 0,07) - 1 = 0,58;$$

$$n = 1 - \frac{\rho}{\rho_s} = 1 - \frac{1,82}{2,68(1 + 0,07)} = 0,37.$$

Пример 3.3. Определить плотность сложения по коэффициенту пористости и степень влажности для песка мелкого, если по данным лабораторного анализа грунта известно: природная влажность $\omega = 0,06$, плотность сухого грунта $\rho_d = 1,79$ г/см³ и плотность частиц грунта $\rho_s = 2,69$ г/см³.

Решение. Определяем из формулы (3.9) значение природной плотности:

$$\rho = \frac{\rho_d}{1 + \omega} = \frac{1,79}{1 + 0,06} = 1,90 \text{ г/см}^3.$$

Затем определяем коэффициент пористости по формуле (3.13) или (3.12):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,69}{1,90} (1 + 0,06) - 1 = 0,59.$$

По табл. 3.3 для песка мелкого определяем плотность сложения — плотный. По формуле (3.18) определяем значение степени влажности:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{\rho_\omega \cdot e} = \frac{2,69 \cdot 0,06}{1,0 \cdot 0,50} = 0,32.$$

Пример 3.4. Определить наименование вида и состояния песчаного грунта, если известны размеры частиц:

5,0—2,0 мм	5,1%;	2,0—1,0 мм	7,0%
1,0—0,5 мм	12,0%;	0,5—0,25 мм	27,0%;
0,25—0,1 мм	25%;	0,1—0,05 мм	12,0%;
0,05—0,005 мм	11,9%.		

Природная влажность $\omega = 0,18$, коэффициент пористости $e = 0,59$ и плотность частиц грунта $\rho_s = 2,66 \text{ г/см}^3$.

Решение. Наименование вида песчаного грунта по крупности частиц определяется по табл. 2.2 путем суммирования до первого удовлетворения условия:

$$5,1 + 7,0 + 12,0 + 27,0 = 51,1\% > 50\%,$$

следовательно, песок средней крупности.

Состояние песчаного грунта, в зависимости от количества содержащейся в нем воды, определяется по степени влажности, которая находится по формуле (3.18):

$$S_r = \frac{2,66 \cdot 0,18}{1,0 \cdot 0,59} = 0,81,$$

следовательно, песок, насыщенный водой, так как значение $S_r = 0,81$ попадает в диапазон $0,8 < S_r \leq 1,0$.

Состояние песчаного грунта по плотности сложения, в зависимости от объема пор, содержащихся в нем, определяется по табл. 3.3.

Согласно табл. 3.3 песок средней крупности, имеющий коэффициент пористости $e > 0,59$, попадает в диапазон $0,55 \leq e \leq 0,70$, следовательно, по плотности сложения — средней плотности.

Таким образом, полное наименование вида и состояния песчаного грунта — песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой.

3.2. Разжижение водонасыщенных песчаных грунтов

Прочность и деформируемость сухих и маловлажных несвязных грунтов отличается от водонасыщенных песчаных грунтов. В гидротехнической практике особый интерес представляют несвязные грунты, поры которых заполнены водой.

Характерной особенностью рыхлых водонасыщенных несвязных грунтов является их способность переходить в разжиженное состояние. Особенно сильно подвержены разжижению пылеватые пески.

Разжижение рыхлых песков происходит из-за переукладки их зерен, взвешенных в воде. Изменение объема при сдвиге как в статических, так и в динамических условиях нагружения приводит к увеличению или уменьшению порового давления и к явлениям разжижения водонасыщенных несвязных грунтов при динамических нагрузках.

Процесс разжижения наиболее наглядно может быть показан на примере модели несвязного грунта в виде рыхлоуложенных шаров (рис. 3.5,а). При разрушении структуры, например, путем сдвига верхнего ряда шаров они временно занимают положение, показанное на рис. 3.5,б, что приводит к потере контактов между шарами. Под действием собственного веса шары верхнего ряда стремятся опуститься в промежутки между шарами нижнего ряда, в результате чего образуется более плотная укладка (рис. 3.5,в). Так как пространство между шарами заполнено водой, то перемещение вниз шаров верхнего ряда происходит не сразу и зависит от скорости отжатия воды. Пребывание шаров в положении, показанном на рис. 3.5,б, показывает разжиженное состояние песка, так как при потере контактов не происходит передачи давления от собственного веса шаров или внешней нагрузки и система шаров приобретает способность растекаться (по П.Л. Иванову, 1985).

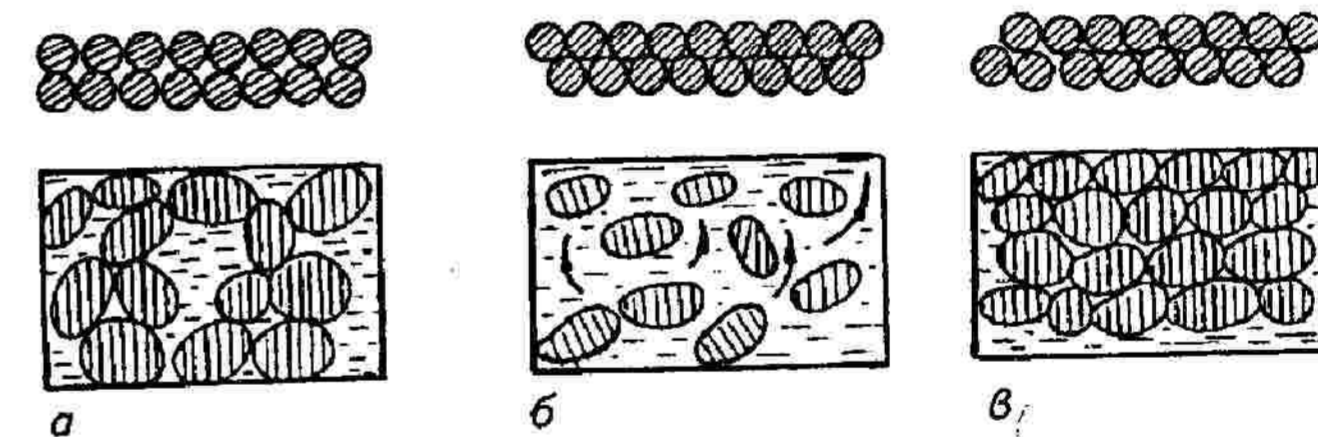


Рис. 3.5. Схема, иллюстрирующая переход несвязных водонасыщенных грунтов в разжиженное состояние

В реальных несвязных грунтах под потерей контактов между частицами понимается не только отсутствие точек и плоскостей соприкосновения одной частицы с другой, но и отсутствие передачи напряжений в этих контактах. Следует подчеркнуть, что при разрушении структуры и переходов в разжиженное состояние плотность укладки грунта не меняется, остается такой же, как и до разжижения, только меняется взаимное расположение частиц. Изменение пористости происходит в процессе переукладки частиц и сопровождается отжатием воды, что требует определенного времени (по П.Л. Иванову, 1985).

Таким образом, весь процесс разжижения несвязного грунта состоит из разрушения структуры, т.е. разжижения несвязного грунта и дальнейшего

его уплотнения. Необходимыми условиями возникновения явлений разжижения являются: во-первых, разрушение структуры, во-вторых, возможность уплотнения грунта, в-третьих, полное или близкое к полному насыщению грунта водой.

Время уплотнения грунта и пребывания грунта в разжиженном состоянии в основном определяется водопроницаемостью грунта, длиной пути фильтрации, изменением пористости грунта.

Таким образом, рыхлые водонасыщенные песчаные основания, земляные сооружения, подверженные действию фильтрационного потока, необходимо уплотнять до состояния средней плотности, а при возможных сильных динамических воздействиях — до плотного состояния.

3.3. Физические свойства глинистых грунтов

Глинистые грунты — тонкодисперсные осадочные породы, в которых содержится более 30% частиц диаметром меньше 0,005 мм. Эти грунты встречаются, главным образом, в четвертичных отложениях и поэтому служат основанием сооружений, а также используются как строительный материал для земляных сооружений и т.д.

Основными признаками глинистых грунтов, отличающими их по геологическим свойствам от несвязных грунтов, являются:

- связность, сопротивление растяжению;
- вязкопластичный характер деформирования;
- протекание деформаций во времени;
- возникновение и рассеивание порового давления при консолидации (процесс уплотнения водонасыщенных грунтов, сопровождающийся отжатием воды из пор грунта).

Основными физическими свойствами глинистых грунтов являются: пористость, влажность, консистенция и многофазность. По этим физическим показателям косвенно можно судить о геотехнических свойствах грунтов, их прочности, деформируемости, текучести и пр.

Очень важной характеристикой физического состояния пылевато-глинистых грунтов является их консистенция. По показателю консистенции судят о степени деформируемости грунта, его пластичности. Глинистые грунты, в зависимости от влажности, могут занимать положение между текучими, пластичными и твердыми телами. Влажности, при которых изменяется консистенция, принято называть **пределами (границами) пластичности**.

Влажность, при незначительном увеличении которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее, называется **границей текучести** (ω_L):

$$\omega_L = \frac{m_w}{m_s}, \quad (3.19)$$

где m_w — масса воды в грунте;
 m_s — масса скелета грунта.

Влажность на границе текучести определяется стандартным методом (см. разд. 1.3).

Влажность, при незначительном уменьшении которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое, называется **границей раскатывания** (ω_p). Определяется влажность на границе раскатывания также по формуле (3.19) или (1.24).

Разность между влажностями на границе текучести и на границе раскатывания называется **числом пластичности** (J_L):

$$J_L = \omega_L - \omega_p. \quad (3.20)$$

Глинистые грунты, в зависимости от числа пластичности, подразделяются на супеси ($0,01 \leq J_L < 0,07$), суглинки ($0,07 \leq J_L \leq 0,17$) и глины ($0,17 < J_L$).

Консистенцию глинистых грунтов определяют по показателю текучести (табл. 3.6), который вычисляется по формуле

$$J_L = \frac{(\omega - \omega_p)}{\omega_L - \omega_p}, \quad (3.21)$$

где ω — природная влажность;
 ω_L — влажность на границе раскатывания;
 ω_p — влажность на границе текучести.

Таблица 3.6

Значения показателя текучести в зависимости от разновидности глинистых грунтов

Глинистые грунты	Показатель текучести
Супеси:	
— твердые	J_L
— пластичные	$0 < J_L \leq 0$
— текучие	$J_L > 0$
Суглинки и глины:	
— твердые	$J_L \leq 0$
— полутвердые	$0 < J_L \leq 0,25$
— тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,5$
— мягкопластичные	$0,5 < J_L \leq 0,75$
— текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1,0$
— текучие	$J_L > 1,0$

При ориентировочных прикидках о пригодности грунтов в различных целях, пользуясь данными табл. 3.7 и 3.8, в полевых условиях можно установить состояние глинистых грунтов по консистенции и плотности.

Таблица 3.7

Характеристика глинистых (непросадочных) грунтов по консистенции (по Справочнику строителя, 1984)

Консистенция	Признаки
Твердая	Образец грунта при ударе разбивается на куски. При сжатии в ладони рассыпается, превращаясь в пыль. Вырезанный кусок ломается без заметного изгиба
Пластичная	Образец грунта легко разминается рукой, хорошо формуются и сохраняет приданную форму. При сжатии в ладони ощущается влажность. Иногда бывает липким
Текучая	Образец грунта легко деформируется от незначительного нажима, не сохраняет приданную форму, растекается
Суглинок и глина	
Твердая	Образец грунта при ударе разбивается на куски, иногда при сжатии в ладони рассыпается: при растирании превращается в пыль. Ноготь вдавливается с трудом
Полутвердая	Вырезанный брусок без заметного изгиба ломается, поверхность излома шероховатая при разминании крошится. Ноготь вдавливается без особого усилия
Тугопластичная	Вырезанный брусок грунта заметно изгибается еще до излома. Кусок грунта с трудом разминается руками, палец легко оставляет неглубокий отпечаток, но вдавливается лишь при сильном нажиме
Мягкопластичная	Образец грунта на ощупь влажный. Кусок грунта легко разминается, но при формировании сохраняет приданную ему форму. Иногда эта форма сохраняется непродолжительное время. Палец вдавливается в образец при умеренном нажиме на несколько сантиметров
Текучепластичная	Образец грунта на ощупь очень влажный. Разминается при легком нажиме пальцем, но сохраняет форму, липкий
Текучая	Образец грунта на ощупь очень влажный. При формировании не сохраняет приданную форму, а помещенный на наклонную плоскость течет толстым слоем (языком)

Таблица 3.8

Характеристика глинистых грунтов по плотности (по Справочнику строителя, 1984)

Степень плотности грунта	Признаки
Рыхлый	Лопата свободно входит в грунт. При выбрасывании куски грунта распадаются на мелкие части. При бурении буровая ложка легко уходит в грунт
Средней плотности	Лопата нажимом ноги погружается в грунт на штык. Вынутые куски распадаются на части различной величины. Буровая ложка от 10 оборотов уходит в грунт на 15–20 см. Инструмент вращается относительно легко
Плотный	Лопата идет в грунт с трудом и сразу углубить ее на весь штык не удается. Куски грунта разламываются руками с усилием. Буровая ложка вращается с трудом
Очень плотный	Лопата в грунт не погружается, разрабатывают его с помощью кирки и лома, а иногда – клиньев. Куски руками не разламываются. Бурят исключительно змеевиком. Бур вращается с помощью рычага, змеевик погружается в грунт с большим трудом (от 10 оборотов на 5–7 см)

Таким образом, грунты характеризуются физическими и механическими свойствами. Для строительных целей физические свойства грунтов количественно оцениваются несколькими показателями, или характеристиками. Для наглядности важнейшие физические характеристики свойств и их определения сведены в табл. 3.9.

Существует еще одна характерная влажность глинистых грунтов, носящая название оптимальной влажности (w_{opt}). Оптимальная влажность — это влажность грунта нарушенной структуры, при которой достигается максимальная плотность (ρ_{Smax}) укладки грунта в тело земляного сооружения и т. д.

На рис. 3.6 приведены графики зависимости плотности скелета грунта от влажности при различной механической работе $A_1 > A_2 > A_3$, затраченной на уплотнение. Из рис. 3.6 видно, что при одинаковой работе уплотнение грунта зависит от его влажности. С увеличением влажности грунта плотность повышается, но, начиная с влажности, называемой оптимальной, ее увеличение приводит к уменьшению плотности при той же затраченной на уплотнение работе. При этом необходимо отметить следующее:

— оптимальная влажность соответствует степени водонасыщения грунта ($-0,1-0,85$);

Характеристики физических свойств грунтов

Показатель	Условное обозначение	Единица физической величины	Способ определения, или расчетная формула	Примечание
1	2	3	4	5
<i>Основные</i>				
Гранулометрический (зерновой) состав	—	мм	Ситовый метод	
Плотность грунта	ρ	г/см ³ ; т/м ³	Метод режущего кольца, метод парафинирования: $\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\rho = 1,4-2,2$ г/см ³
Природная влажность	ω	дол. ед., %	Весовой метод $\omega = \frac{m_w}{m_s}$	
Плотность твердых частиц грунта	ρ_s	г/см ³ ; т/м ³	Пикнометрический метод: $\rho_s = m_s/V_s$	$\rho_s = 2,5-2,8$ г/см ³
Влажность на границе текучести	ω_L	дол. ед., %	Прибор Васильева: $\omega_L = m_w/m_s$	Только для глинистых грунтов
Влажность на границе раскатывания	ω_P	дол. ед., %	Раскатывание в шпур: $\omega_P = m_w/m_s$	
Степень плотности сложения	J_d	дол. ед.	$J_d = \frac{V_{\max} - V}{V_{\max} - V_{\min}}$	Только для песчаных грунтов

Окончание табл. 3.9

1	2	3	4	5
<i>Расчетные</i>				
Плотность сухого грунта	ρ_d	г/см ³ ; т/м ³	$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{\rho}{1 + \omega}$	
Плотность грунта во взвешенном состоянии	ρ_{zb}	дол. ед.	$\rho_{zb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}$	Приближенно $\rho_{zb} = \rho - \rho_w$
Удельный вес частиц грунта	γ_s	кН/м ³	$\gamma_s = \rho_s g$	$\gamma_s = 25-28$ кН/м ³
Удельный вес грунта во взвешенном состоянии	γ_{zb}	дол. ед.	$\gamma_{zb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e)$	Приближенно $\gamma_{zb} = \gamma - \gamma_w$
Коэффициент пористости	e	дол. ед.	$e = \frac{V_a}{V_s} = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	Часто 0,3-0,6 и до 3,0
Пористость	n	дол. ед.	$n = \frac{V_a}{V} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	
Полная влагоемкость	ω_{sat}	дол. ед.	$\omega_{sat} = \frac{e \rho_w}{\rho_s}$	
Степень влажности	S_r	дол. ед.	$S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w} = \frac{\omega \gamma_s}{e \gamma_w}$	Только для крупнообломочных и песчаных грунтов
Число пластичности	J_p	дол. ед.	$J_p = \omega_L - \omega_P$	Только для глинистых грунтов
Показатель текучести	J_L	дол. ед.	$J_L = \frac{\omega - \omega_P}{\omega_L - \omega_P} = \frac{\omega - \omega_P}{J_p}$	Только для глинистых грунтов

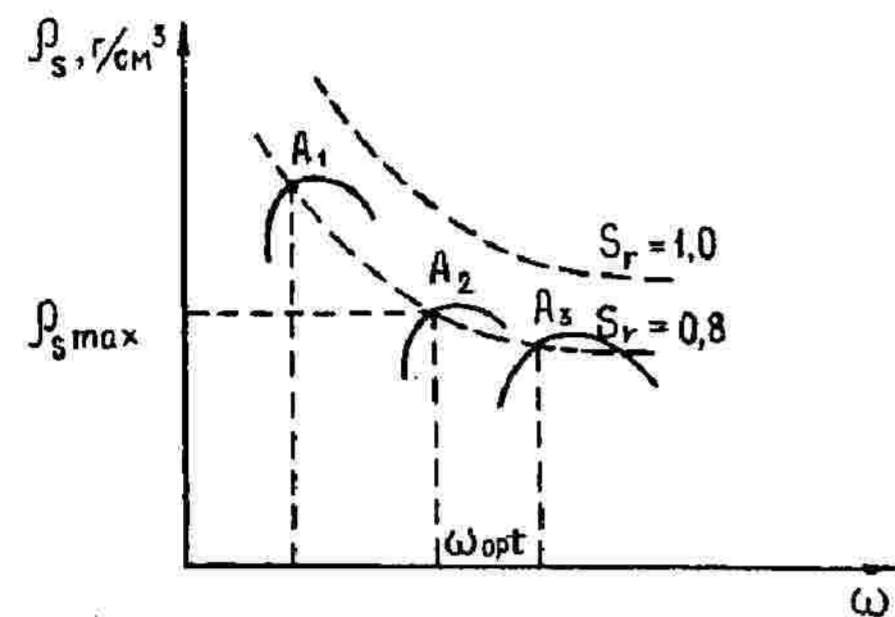


Рис. 3.6. Зависимость между плотностью твердых частиц грунта (ρ_s) и влажностью (ω) при различной работе (A), затраченной на уплотнение грунта

- оптимальная влажность уменьшается с увеличением работы, затраченной на уплотнение;
- при оптимальной влажности наблюдается минимальная водопроницаемость и максимальная прочность.

Пример 3.5. Определить полное наименование вида и состояния глинистого грунта, если по данным лабораторного анализа известны: природная влажность $\omega = 0,26$, влажность на границе текучести $\omega_L = 0,38$ и влажность на границе раскатывания $\omega_p = 0,20$.

Решение. Наименование вида глинистого грунта определяется по числу пластичности, который вычисляется по формуле (3.20):

$$J_p = \omega_L - \omega_p = 0,38 - 0,20 = 0,18.$$

Число пластичности соответствует глине. Консистенция глинистого грунта определяется по показателю текучести, который вычисляется по формуле (3.21):

$$J_L = \frac{\omega - \omega_p}{J_p} = \frac{0,26 - 0,20}{0,17} = 0,35.$$

По показателю текучести (табл. 3.6) грунт относится к тугопластичным. Полное наименование грунта — глина тугопластичная.

Пример 3.6. Определить наименование и свойства глинистого грунта, если известны: природная влажность $\omega = 0,16$, влажность на границе текучести $\omega_L = 0,32$, влажность на границе текучести $\omega_p = 0,19$, природная плотность $\rho = 1,82$ г/см³, плотность твердых частиц $\rho_s = 2,72$ г/см³.

Решение. По числу пластичности грунт относится к суглинкам, так как

$$J_p = \omega_L - \omega_p = 0,32 - 0,19 = 0,13.$$

По консистенции

$$J_L = \frac{\omega - \omega_p}{J_p} = \frac{0,16 - 0,19}{0,13} = -0,23.$$

Коэффициент пористости определяем по формуле (3.13):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,72}{1,82} (1 + 0,16) - 1 = 0,73.$$

В соответствии с данными табл. 3.6 суглинок находится в твердом состоянии.

3.4. Реологические свойства глинистых грунтов

Реологические свойства глинистых грунтов проявляются в виде ползучести, релаксации и снижения прочности при длительном воздействии нагрузок.

Под **ползучестью** понимают деформируемость скелета грунта во времени при постоянной нагрузке. **Релаксацией** называют процесс расслабления (уменьшения) напряжений в грунтах при заданной неизменной деформации. Длительная прочность — прочность грунтов при длительном действии на них нагрузки.

В глинистых грунтах под действием внешней нагрузки одновременно развиваются различные реологические процессы, которые протекают синхронно, оказывая взаимное влияние.

К реологическим процессам относятся селевые потоки, оползни, течение ледников, солифлюкация и т.д., которые протекают за промежутки времени от нескольких часов или суток до столетий. Чаще всего реологические процессы протекают в грунтах во взаимодействии с инженерными сооружениями (по С.С. Вялову, 1978).

Все грунты обладают свойствами ползучести, но наиболее ярко они проявляются в глинистых грунтах, что хорошо отражено на рис. 3.7. Прямая 1 соответствует развитию деформации с постоянной скоростью и отображает вязкое течение; 2 — затухающая ползучесть с уменьшающейся скоростью; 3 — незатухающая ползучесть.

Характер деформации ползучести зависит от внешней нагрузки. Для тугопластичных, полутвердых и твердых глинистых грунтов в практике большое значение имеет затухающая ползучесть. Прогрессирующую ползучесть грунтов оснований допускать нельзя, так как она приводит к аварийному состоянию зданий и сооружений. Что касается установившейся ползучести,

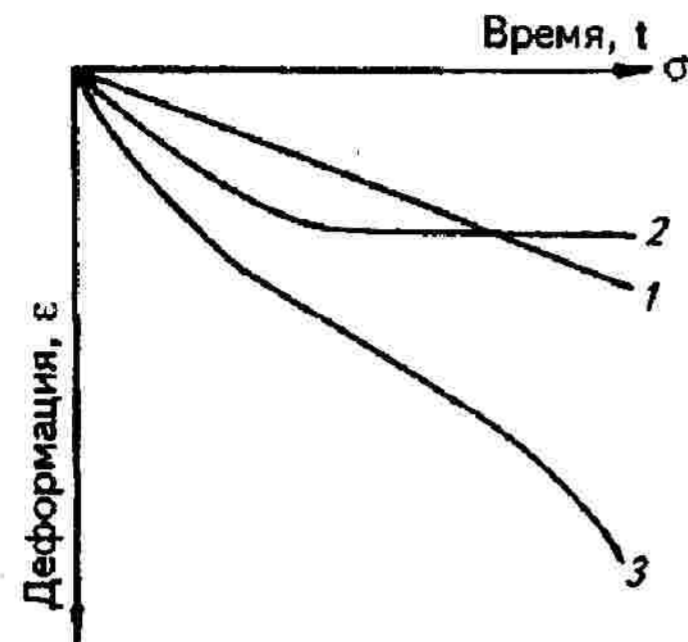


Рис. 3.7. Деформации ползучести грунта:

1 — вязкое течение; 2 — затухающая ползучесть; 3 — незатухающая ползучесть

то она может быть допущена в отдельных случаях для сооружений, у которых величина деформаций приемлема за срок его существования.

Релаксация напряжений в глинистых грунтах, обусловленная разрушением структурных связей, всегда имеет место в процессе ползучести. При этом напряжение падает не до нуля, а до постоянной величины, которая в дальнейшем сохраняет постоянное значение (рис. 3.8).

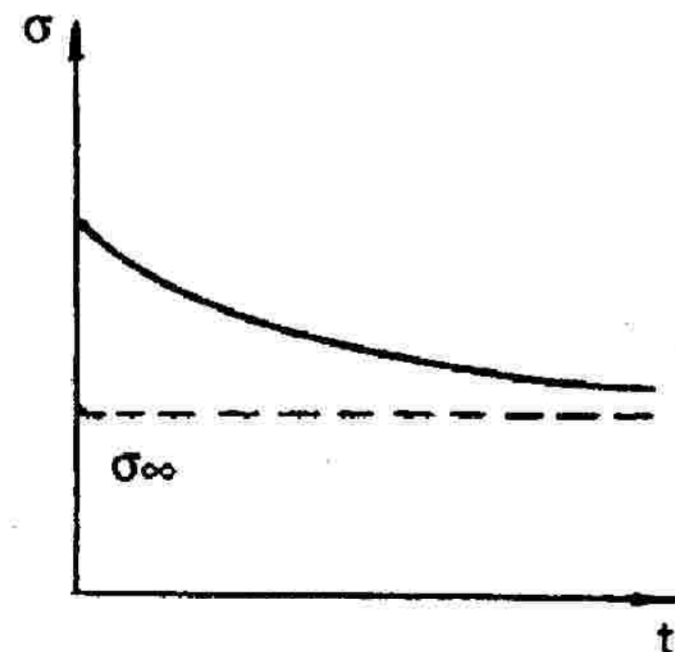


Рис. 3.8. Кривая релаксации напряжений

В процессе ползучести сопротивление глинистых грунтов при длительных нагрузках значительно меньше мгновенного. Мгновенной прочностью называется мгновенное сопротивление грунта в самом начале его загрузки. Различают также временную прочность, которая изменяется во времени. И,

наконец, длительную прочность или наименьший предел прочности при релаксации напряжений, ниже которого сопротивление не снижается.

При приложении или снятии сжимающих нагрузок процесс уплотнения или разбухания водонасыщенного грунта всегда происходит во времени. Основной причиной этого является необходимость оттока (отжатия) или притока воды из пор или в поры водонасыщенного грунта, т.е. необходимость движения — фильтрации воды по порам грунта.

Процесс уплотнения, сопровождающийся отжатием воды из пор грунта, называется консолидацией грунта. Процесс консолидации слоя водонасыщенного грунта можно проследить на механической модели, предложенной К. Терцаги (рис. 3.9). Элемент грунта представляется сосудом с несжимаемой водой, поршнем и пружиной, являющейся моделью сжимаемого скелета грунта. Отверстие в поршне и его диаметр характеризуют водопроницаемость грунта.

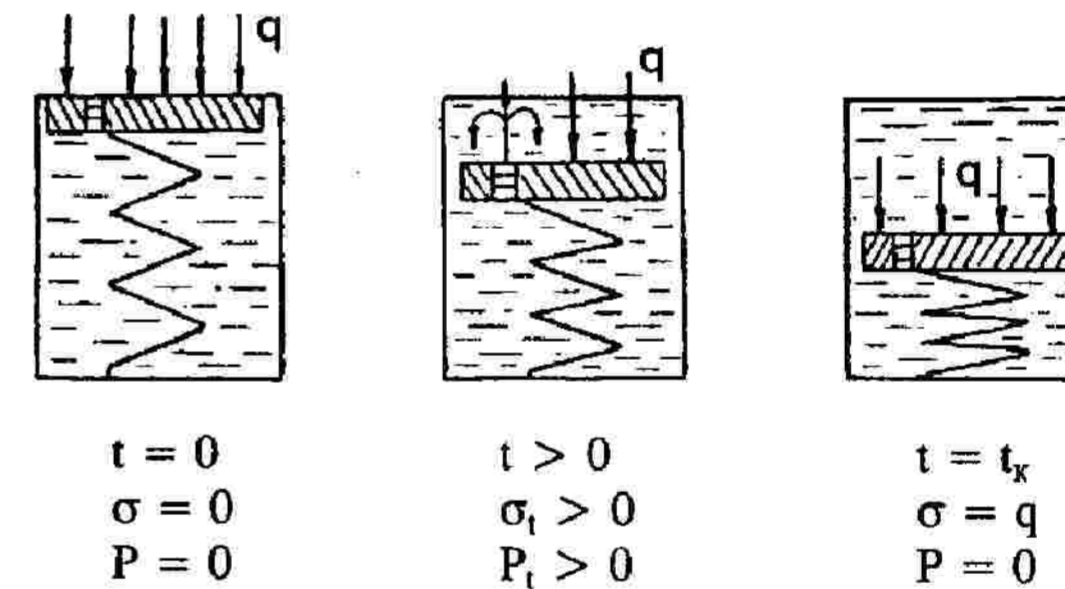


Рис. 3.9. Схема консолидации элемента грунта

В момент $t = 0$ приложения нагрузки q вода через отверстие в поршне не успевает выйти, пружина (скелет грунта) не деформирована, и поэтому усилие в ней $\sigma_t = 0$ и $P_{t=0} = q$, т.е. вся нагрузка в первый момент времени передается на воду (см. рис. 3.9,а).

Затем через отверстие в поршне начинает бить фонтан воды, поршень постепенно оседает, все больше и больше сжимая пружину, при этом часть нагрузки передается на пружину, а часть на воду (см. рис. 3.9,б). Когда пружина сжимается полностью (см. рис. 3.9,в), вода прекращает выходить через отверстие и наступает стабилизированное состояние, усилие в пружине $\sigma = q$, а дополнительное давление в воде $P = 0$. Таким образом, за весь период консолидации напряжение в скелете грунта меняется от 0 до q , а давление в поровой воде от q до 0.

3.5. Прогнозирование осадок во времени

В отличие от песчаных грунтов, осадка которых происходит в течение строительного периода, осадка глинистых грунтов не происходит мгновенно, а развивается постепенно, несколько лет и даже десятилетия (рис. 3.10).

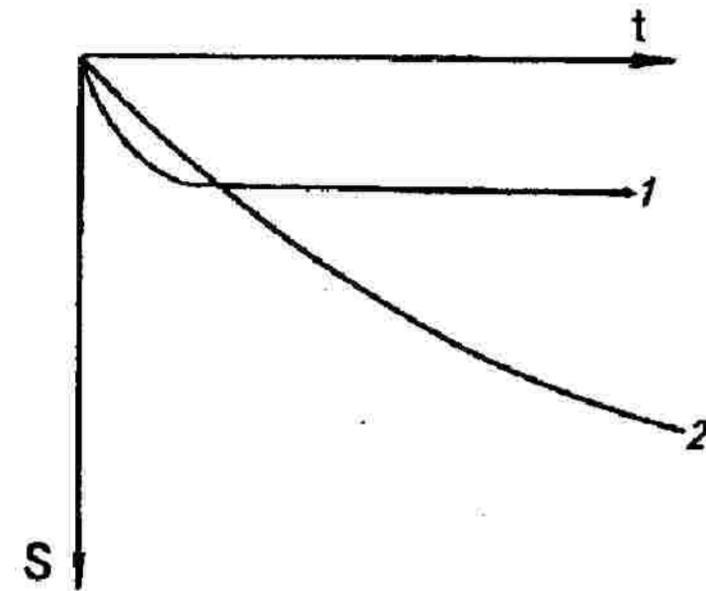


Рис. 3.10. Графики затухания осадки во времени:
1 — песчаный грунт; 2 — глинистый грунт

Медленное нарастание величины осадки полностью водонасыщенных глинистых грунтов обусловлено прежде всего тем, что при полном заполнении всех пор грунта практически несжимаемой водой добиться уменьшения объема пор при развитии деформации уплотнения можно только путем вытеснения воды. Однако вследствие незначительной водопроницаемости глинистых грунтов процесс отжатия поровой воды развивается очень медленно. Таким образом, если требуется определить осадку полностью водонасыщенного глинистого грунта, то необходимо рассмотреть его деформацию во времени.

В условиях неоднородных напластований и неодновременного нагружения основания фундаментов прогнозирование осадки во времени необходимо для ограничения неравномерных деформаций фундаментов при консолидации (уплотнении) грунтового основания. Продолжительность консолидации определяется следующими факторами: водопроницаемостью грунта, его структурной прочностью, ползучестью скелета грунта, характером напластований. Поэтому для того, чтобы прогнозировать затухание осадки во времени, в настоящее время используют теорию консолидации. В этой теории рассматриваются грунты, полностью насыщенные водой, а скорость затухания осадки зависит от скорости фильтрации (выдавливания) воды из пор уплотняемого грунта. Согласно данной теории также считается, что вода

из пор отжимается в вертикальном направлении и в начальный момент после приложения нагрузки все внешние давления воспримет вода. По мере отжатия воды из пор грунта часть давления будет передаваться на скелет грунта и осадка прекратится, когда всю нагрузку воспримет скелет грунта (рис. 3.9).

Фильтрационная теория консолидации позволяет определить осадку S_t в любое время t , считая от начала загрузки:

$$S_t = U \cdot S, \text{ или } U = \frac{S_t}{S}, \quad (3.22)$$

где U — степень уплотнения основания во времени;

S — конечная осадка, определяемая одним из методов, рекомендуемых СНиП 2.02.01—83*.

Степень уплотнения U зависит от ряда факторов: условия фильтрации, времени, характера уплотняющих давлений, физико-механических свойств и мощности уплотняющего давления. В зависимости от характера уплотняющих напряжений значения степени уплотнения U определяются как функция параметра N_R . В свою очередь безразмерный параметр N_R зависит от времени консолидации, физико-механических характеристик грунтов и мощности уплотняемой толщи:

$$N_R = \frac{\pi^2 c_v t}{4h_s}, \quad (3.23)$$

где t — время от начала приложения нагрузки;

h_s — толщина уплотняемого слоя;

c_v — коэффициент консолидации:

$$c_v = \frac{k_\phi E}{\gamma_w \beta}, \quad (3.24)$$

где k_ϕ — коэффициент фильтрации уплотняемого слоя грунта;

E — модуль деформации;

β — коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона:

$$\beta = \frac{1 - 2\nu^2}{1 - 2\nu}. \quad (3.25)$$

Для облегчения расчетов в табл. 3.10 приведены значения безразмерного параметра N_R в зависимости от степени уплотнения U для различных схем уплотняющих давлений, пользуясь которой можно найти t для данной фильтрационной консолидации, а именно:

$$t = \left(\frac{4h_s}{\pi^2 c_v} \right) N_R. \quad (3.26)$$

Таблица 3.10

Безразмерный параметр N_k в зависимости от степени уплотнения и характера уплотняющих напряжений

$U = S_p/S$	Коэффициент N_k			$U = S_p/S$	Коэффициент N_k	
	Схема I	Схема II	Схема III		Схема I	Схема II
0,05	0,005	0,006	0,002	0,55	0,59	0,84
0,10	0,02	0,12	0,005	0,75	0,71	0,95
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,85
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,8	3,17
0,50	0,49	0,73	0,24	1,0	∞	∞

Задав степень уплотнения, можно определить осадку в любое время по формуле (3.22). При этом схема I (рис. 3.11, а) соответствует случаю осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке и равномерном распределении уплотняющих напряжений и имеет вид прямоугольника.

Схема II (рис. 3.11, б) соответствует случаю, когда уплотняющие напряжения уменьшаются пропорционально глубине, т.е. эпюра имеет вид прямоугольного треугольника с вершиной внизу. Эту схему используют для расчета затухания осадки оснований, принимаемой в методе эквивалентного слоя.

Схема III (рис. 3.11, в) используется для расчета затухания осадки оснований, имеющих распределение уплотняющих напряжений в виде прямоугольного треугольника с вершиной внизу (см. рис. 7.14).

При более сложных эпюрах (схемы IV и V) уплотняющих напряжений, например трапециевидных (рис. 3.11, г, д), их разбивают на две эпюры, соответствующие схемам I и II или I и III.

При расчете осадки фундамента во времени распределение уплотняющих напряжений рекомендуется принимать по эквивалентной треугольной эпюре. В таком случае фильтрация воды условно принимается по вертикали (одномерная задача).

При однородном грунте в пределах сжимаемой толщи рассматривают два характерных вида фильтрации воды:

1. Однородный глинистый грунт залегает мощным слоем. Фильтрация воды развивается преимущественно вверх.
2. Слои однородного глинистого грунта подстилаются фильтрующим слоем. Фильтрация воды происходит в двух направлениях: в пределах первой половины мощности толщи — снизу вверх, в пределах второй — сверху вниз.

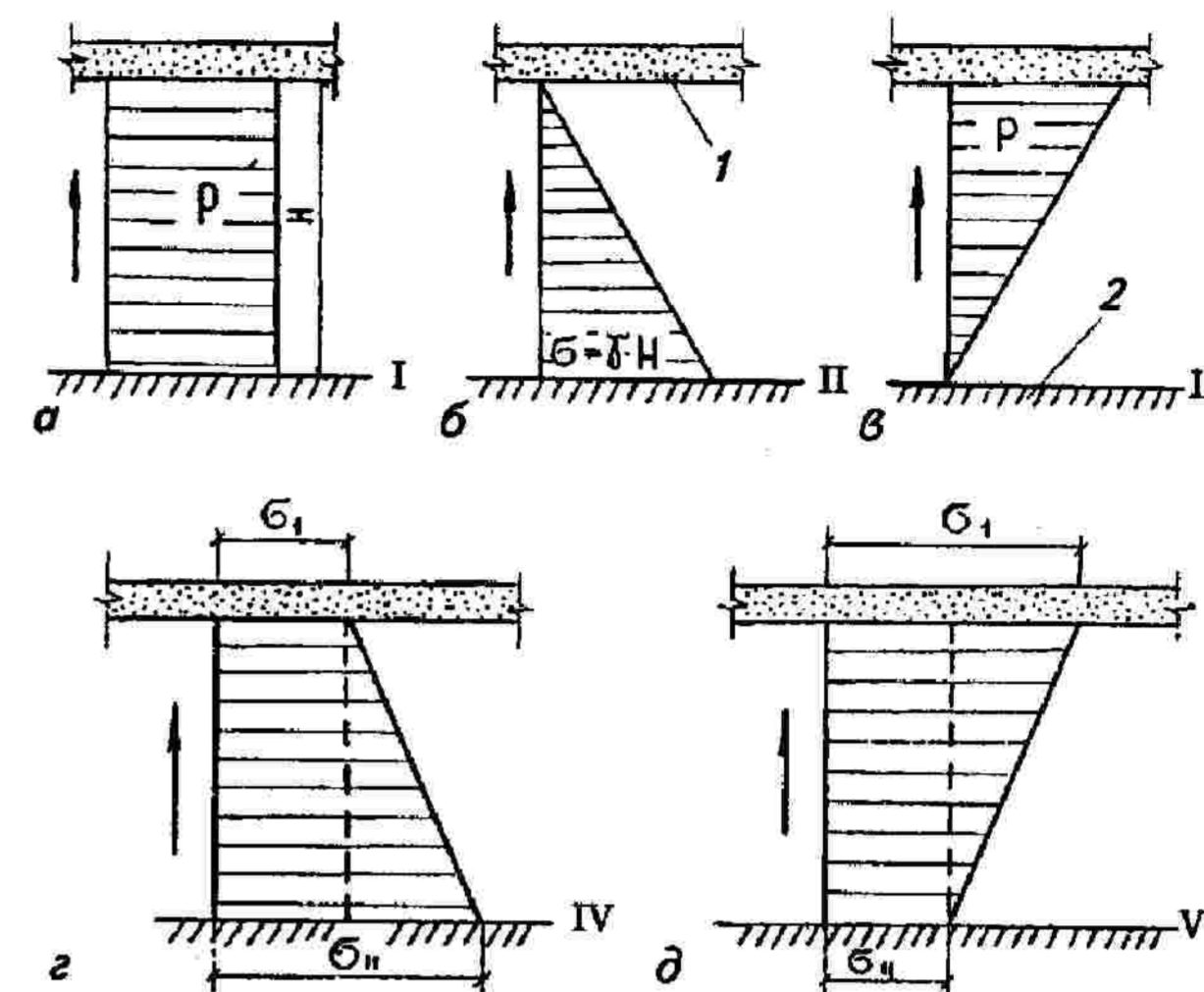


Рис. 3.11. Эпюры уплотняющих напряжений в расчетах времени затухания осадок:

I-V — расчетные схемы эпюр напряжений; 1 — фильтрационный слой; 2 — водонепроницаемые основания

При слоистом напластовании грунтов направление фильтрации отжимаемой воды зависит от водонепроницаемости отдельных слоев.

Контрольные вопросы

1. Как подразделяются основные и расчетные характеристики физических свойств грунтов?
2. Назовите и кратко охарактеризуйте физические свойства грунтов.
3. Что такое плотность грунта? Назовите показатели плотности, их отличие и как они определяются.
4. Что такое влажность грунта? Назовите все показатели влажности и как они определяются.
5. Как подразделяются песчаные грунты по плотности сложения и степени влажности?
6. Что такое реологические свойства дисперсных грунтов?
7. Перечислите виды и разновидности глинистых грунтов.

Глава 4

Физико-химические свойства грунтов

Прочность грунта в значительной степени зависит от степени его увлажнения. Основания большинства сооружений гидромелиоративных систем после их строительства находятся в водонасыщенном состоянии. Поэтому в первую очередь необходимо знать те физико-химические свойства грунтов, которые обусловлены взаимодействием их твердых частиц с водой. Изменение влажности грунта ведет к изменению состояния грунта или возникновению в нем новых свойств. Рассмотрим некоторые физико-химические свойства грунтов.

4.1. Растворимость грунтов

Растворимостью грунтов называют их способность растворяться под действием природных вод или иных растворов.

Молекулы воды, обладающие электрическими полями и способные к тепловому движению, разрушают кристаллическую решетку минералов. В результате растворения и последующего выноса веществ происходит изменение состояния, физико-химических и физико-механических свойств грунтов.

Различают прямое и диффузное растворение (по В.А. Приклонскому, 1955). Прямое растворение происходит при непосредственном соприкосновении движущейся в порах или иных пустотах воды (или раствора) с растворимыми в данных условиях минералами, содержащимися в грунте.

Диффузное растворение (выщелачивание) также происходит через поры

грунта, но в отличие от прямого растворения оно не связано с непосредственным воздействием движущегося потока свободной воды на растворимые минералы. Процессы диффузного растворения играют важную роль в глинистых грунтах, характеризующихся крайне незначительной водопроницаемостью. В песчаных, грубообломочных грунтах и трещиноватых породах с жесткими кристаллизационными связями, водопроницаемость которых весьма значительна, преобладает процесс растворения водорастворимых компонентов и перенос их фильтрационным потоком.

Все типы грунтов, независимо от их химико-минералогических особенностей и характера связей между слагающими породу элементами, в той или иной степени растворимы, т.е. абсолютно нерастворимых грунтов не существует.

Растворимость зависит не только от энергии кристаллической решетки, но и от растворяющей способности растворителя. Прежде всего это влияние проявляется через диэлектрические свойства растворителя. Растворимость веществ увеличивается с повышением диэлектрической проницаемости растворителя.

Это объясняется тем, что молекула воды, обладающая значительным дипольным моментом, имеет высокое значение диэлектрической проницаемости и, следовательно, высокую энергию гидратации.

Растворимость грунтов с уменьшением размера слагающих минералов возрастает. Так, по данным Хюллета, для частиц гипса размером в 2 мк насыщение наступает при концентрации 15,3 ммоль/л, а для частиц размером менее 0,3 мк — при концентрации 18,2 ммоль/л, т.е. растворимость повышается на 20% (по Е.М. Сергееву, 1971).

Энергия кристаллической решетки ионных кристаллов, а также растворяющая способность большинства растворителей зависит от термодинамических условий. Это выражается в том, что растворимость минералов изменяется в зависимости от температуры и давления.

С повышением температуры происходит усиление колебательных движений ионов в кристаллической решетке и, естественно, ослабление силы ионных связей, т.е. уменьшение энергии кристаллической решетки. Следовательно, с увеличением температуры растворимость должна несколько возрастать. Однако эта зависимость проявляется у различных минералов по-разному.

Также существенное влияние на растворимость грунта оказывает давление. Если минеральный скелет грунта испытывает большее давление, чем заключенные в порах и трещинах водные растворы, то растворимость минералов повышается.

Растворимость грунтов существенно зависит от того, находится вода в состоянии покоя или в состоянии движения.

4.2. Размокаемость грунтов

Размокаемостью грунтов называют их способность терять сплошность и прочность в результате ослабления или разрушения структурных связей при взаимодействии с водой.

Это свойство, как и другие физико-химические, зависит от минерального состава, характера структурных связей, а также от начальной влажности.

Размокание приобретает инженерно-геологическое значение в каналах, гидротехнических насыпях и других гидротехнических сооружениях, причем конечным результатом размокания является потеря грунтом прочности, отслаивание и оплывание его на откосах.

К разновидностям грунтов, подверженных быстрому размоканию, относятся лессы, лессовидные суглинки и солонцы. Многие грунты перед размоканием предварительно набухают, после чего теряют сплошность, превращаясь в бесструктурную массу. Некоторые грунты при размокании растрескиваются и расслаиваются на отдельные чешуйки.

Размокаемость грунтов оценивается двумя показателями (по А.М. Силкину и Н.Н. Фролову, 1987):

- характер размокания — это качественная картина распада образца грунта;
- продолжительность размокания — время, за которое образец грунта, помещенный в воду, распадается на отдельные элементы равного размера.

Большая часть грунтов с жесткими грунтовыми связями является практически неразмокаемой. В противоположность им дисперсные грунты, характеризующиеся наличием водно-коллоидных связей, относятся к группе размокаемых. На скорость и характер размокания таких грунтов огромное влияние оказывают гранулометрический состав, пористость и водопроницаемость.

Размокаемость грунтов зависит от характера их сложения, а также от наличия в них макро- и микротрещин, которые способствуют их размоканию.

Очень большое влияние на размокаемость связных грунтов оказывает величина той исходной влажности, при которой грунты вступают во взаимодействие с водой. Сухие грунты или грунты, имеющие незначительную влажность, как правило, размокают значительно быстрее, чем водонасыщенные. Согласно заключению В.А. Приклонского (1955), для каждого типа глины характерна некоторая «критическая» влажность, по которой можно судить о водопрочности грунта. Если их влажность ниже критической, то грунты размокают. Грунты с более высокой влажностью (выше критической) практически не размокают. Величина критической влажности грунтов воз-

растает пропорционально росту их емкости обмена (у монтмориллоновой глины она около 50%, у коалинитовой — около 25%).

Опыт показывает, что образцы грунтов, находящиеся в воде под нагрузкой, размокают быстрее, чем образцы, не испытывающие давления.

4.3. Разрыхляемость грунтов

Разрыхляемостью грунтов называют их способность увеличиваться в объеме в процессе разработки. Критерием разрыхляемости грунта служит коэффициент K_p его разрыхления, определяемый как отношение объема V_p разрыхленного грунта в процессе его разработки к объему V грунта в естественном его залегании, т.е.:

$$K_p = \frac{V_p}{V}. \quad (4.1)$$

Разрыхляемость грунтов зависит от их свойств и условий залегания, конструкций режущей части рабочего органа, характера земляных работ.

Значения K_p колеблются в следующих пределах (по Д.П. Волкову и др., 1992): для песков $K_p = 1,08—1,15$; для мерзлых грунтов и взорванных скальных пород $K_p = 1,45—1,6$. Степень разрыхленности грунтов после их укладки в отвал и естественного постепенного их уплотнения или искусственного (машинного или гидромеханического) уплотнения определяется коэффициентом остаточного разрыхления, значения которого изменяются для песка и суглинков $K_{p.o}$ от 1,02 до 1,05; для скальных грунтов $K_{p.o} = 1,2—1,3$.

4.4. Размываемость грунтов

Размываемостью грунтов называют их способность отдавать элементарные частицы движущейся воде, воздействующей на поверхность грунтовой толщи. Размываемость грунтов зависит от состава и характера структурных связей.

Для характеристики размываемости грунтов используют два показателя:

- размывающую (или критическую) скорость водного потока (м/с), которая представляет собой среднюю скорость потока, при которой начинается отрыв отдельных частиц и волочение их по потоку;
- интенсивность размыва (мм/мин) — отношение средней толщины размываемого слоя грунта при данной скорости размыва к длительности размыва.

Размываемость нерастворимых грунтов с жесткими кристаллизацион-

ными связями обусловлена главным образом их тектонической нарушенностью и действием процессов выветривания в широком смысле этого слова.

Размываемость растворимых в воде грунтов с жесткими связями определяется прочными кристаллизационными связями, которые при взаимодействии с водой распадаются, способствуя выносу из породы слаборастворимой ее части. Разрушение полускальных пород (мергели, алевриты и др.) текучей водой происходит только при условии воздействия на них процессов выветривания. Их разрушение можно наблюдать при простом высушивании с последующим увлажнением. Плотные глины и суглинки четвертичного и более древнего периода, не размокающие в воде, при длительном воздействии текучей воды, в связи с их слабой литификацией (литификация — от греч. lithos — камень + лат. facere — делать), размываются. Размокаемые связные грунты, характеризующиеся водно-коллоидными связями, размываются быстро, причем их размываемость во многом обуславливается сопротивлением размоканию. Несвязные грубообломочные и песчаные грунты характеризуются отсутствием структурных связей и их размываемость в основном обусловлена гидравлической крупностью частиц (по С.Д. Воронкевичу, 1968).

Размываемость глинистых грунтов зависит от дисперсности, пластичности, пористости, влажности и ряда других характеристик, например, с уменьшением пористости сопротивление глинистых грунтов размыву возрастает.

Достаточно существенная взаимосвязь существует между размываемостью глинистых грунтов и их размокаемостью. В большинстве случаев быстро размываемые грунты обладают высокой размокаемостью.

Сопротивление размыву грунтов с ненарушенной структурой значительно выше по сравнению с грунтами с нарушенной структурой. Это еще раз подтверждает роль естественных структурных связей глинистых грунтов, являющихся одним из главных факторов размываемости грунтов.

4.5. Размягчаемость грунтов

Размягчаемостью грунтов называют их способность снижать свою прочность под действием воды. Этим свойством обладают грунты, имеющие структурные связи, которые в воде ослабевают, но не исчезают полностью.

Сущность размягчения, как и размокания грунтов, заключается в ослаблении связей между частицами грунтов вследствие проникновения в промежутках между ними молекул воды. Однако в связи с начальной высокой прочностью грунты не теряют полностью несущую способность и не размокают.

Размягчаемость грунтов зависит от их минералогического состава структурных связей между частицами, их пористости и ряда других факторов.

Размягчаемость характеризуется коэффициентом размягчаемости (K_{sat}), представляющим собой отношение временного сопротивления грунта сжатия после насыщения водой и в сухом состоянии:

$$K_{sat} = \frac{R_s}{R_{s,d}}, \quad (4.2)$$

где R_s — временное сопротивление грунта одноосному сжатию после насыщения водой;

$R_{s,d}$ — временное сопротивление грунта одноосному сжатию в воздушно-сухом состоянии.

Чем выше значение коэффициента размягчаемости, который изменяется от 0 до 1, тем менее размягчаемым является грунт.

Грунты, имеющие $K_{sat} < 0,75$, относятся к *размягчаемым*, а при $K_{sat} \geq 0,75$ — к *неразмягчаемым*.

Грунты, имеющие коэффициент размягчаемости ниже 0,75, считаются слабоустойчивыми при использовании их в качестве естественных строительных материалов.

Размягчаемость грунтов является косвенным показателем их способности сопротивляться выветриванию и воздействию замерзающей воды. Все сильно размягчающиеся грунты быстро выветриваются и не обладают значительной морозостойкостью.

4.6. Липкость грунтов

Липкостью называют способность связных грунтов при определенной влажности налипать на различные предметы (например, к поверхностям рабочих органов машин), приходящие в соприкосновение с грунтом.

Липкость обусловлена силами отрыва, возникающими на границе раздела «грунт — постороннее тело» между частицами грунта, одетыми гидратными оболочками, и поверхностью постороннего тела (гусеница трактора, ковш и др.) (по А.Ф. Фролову, И.В. Коротких, 1990).

Сила прилипания грунта, например, к стали достигает 0,015—0,025 МПа (по Д.П. Волкову и др., 1992), что может привести к налипанию на рабочие поверхности слоя грунта толщиной до нескольких десятков сантиметров и значительно снизить производительность машин и повысить их энергоемкость.

Липкость наиболее характерна для связных (глинистых и лессовых) грун-

тов, находящихся в увлажненном состоянии и является отрицательным показателем при оценке строительных качеств грунтов.

Величина липкости зависит от гранулометрического и химико-минералогического состава грунтов, от влажности.

Также величина липкости зависит от материала предмета, к которому прилипает грунт (к металлическому, резиновому, кожаному, деревянному и др.). Экспериментальным путем установлено, что глинистые грунты сильнее прилипают к дереву по сравнению с железом, а песчаные и торфяные, наоборот, проявляют большую липкость к металлам.

Если размокание и пластичность грунта приводит к потере его прочности, то липкость грунта, достигающая максимума в определенном интервале влажности, вызывает большие деформации в поверхностном слое грунта вследствие сильного налипания размокшего грунта на колеса автомобилей или рабочие органы землеройных машин.

Результаты определения липкости грунта показывают, что характерными показателями являются влажность начального прилипания и максимального прилипания и максимальное значение липкости (рис. 4.1).

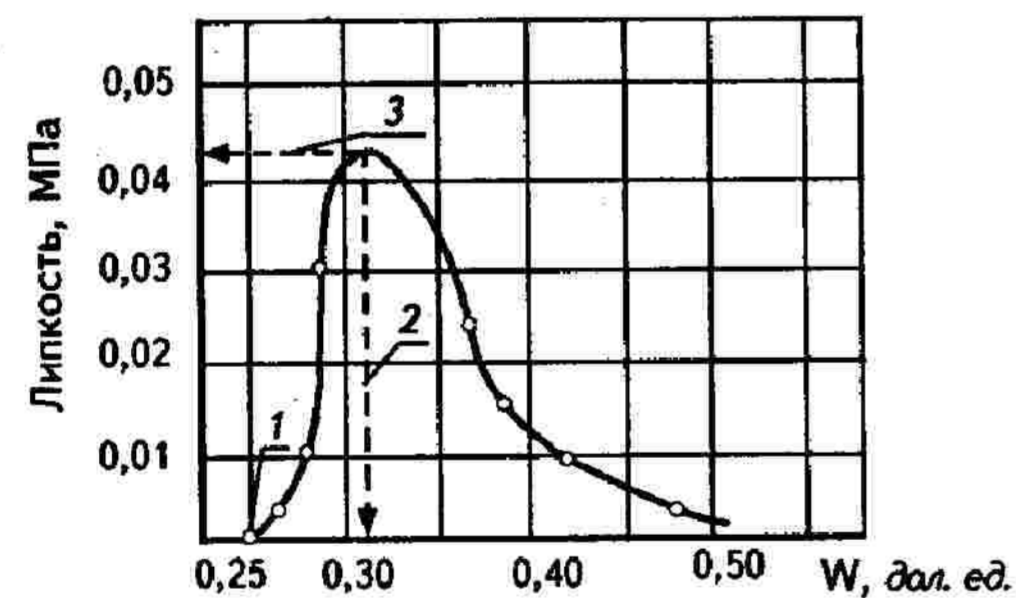


Рис. 4.1. График зависимости липкости глинистого грунта от влажности (по В.Ф. Бабкову и В.М. Безруку, 1986):

1 — влажность начального прилипания; 2 — влажность максимального прилипания; 3 — максимальная липкость грунта

Как видно из рис. 4.1, вначале прилипание характеризуется небольшой величиной, потом с увеличением влажности величина липкости резко возрастает и, достигнув определенного предела, столь же резко уменьшается. Это явление можно объяснить тем, что при влажности, большей влажности

начального прилипания, но близкой к ней, пленки связанной воды еще с достаточной силой удерживаются вокруг грунтовых частиц. С увеличением толщины пленок создаются условия, при которых вода, обладая еще достаточной вязкостью, по периферийной части оболочек с одинаковой силой взаимодействует с частицами и с соприкасающимися с ними предметами. В этих условиях грунт обладает максимальной липкостью. При дальнейшем увеличении влажности с телами взаимодействует уже такая связанная вода, которая располагается далеко от поверхности грунтовых частиц, слабо испытывает молекулярное притяжение со стороны частиц грунта и вследствие этого имеет небольшую вязкость. При этих условиях величина липкости грунта резко уменьшается.

Следовательно, липкость грунтов обуславливается силами взаимодействия, возникающими между молекулами связанной воды и частицами грунта, с одной стороны, и молекулами воды и поверхностью соприкасающегося с грунтом предмета — с другой.

Грунты с не разрушенной структурой характеризуются меньшей липкостью по сравнению с такими же грунтами, имеющими ненарушенную структуру.

Такое свойство грунтов, как липкость, является одним из факторов, определяющих условия эксплуатации ковшов дорожных и почвообрабатывающих машин. Прилипание грунта к поверхности землеройных и транспортных машин и механизмов вызывает снижение их производительности при выполнении вскрышных работ на карьерах, при отрывке котлованов и т.п. Это свойство также используется при оценке качества грунтов в гидротехническом и мелиоративном строительстве.

4.7. Пластичность грунта

Пластичностью грунтов называют способность их изменять форму (деформироваться) под действием внешнего давления без разрыва сплошности массы и сохранять приданную форму после снятия деформирующего усилия.

Пластичность — свойство, противоположное упругости. Ею при определенной влажности обладают только глинистые и лессовые грунты.

Пластичными свойствами грунты обладают в определенном диапазоне влажностей, когда они теряют присущую им прочность в сухом состоянии (рис. 4.2).

При инженерно-геологических исследованиях для установления пластичности связных грунтов производят определение влажности характеризу-

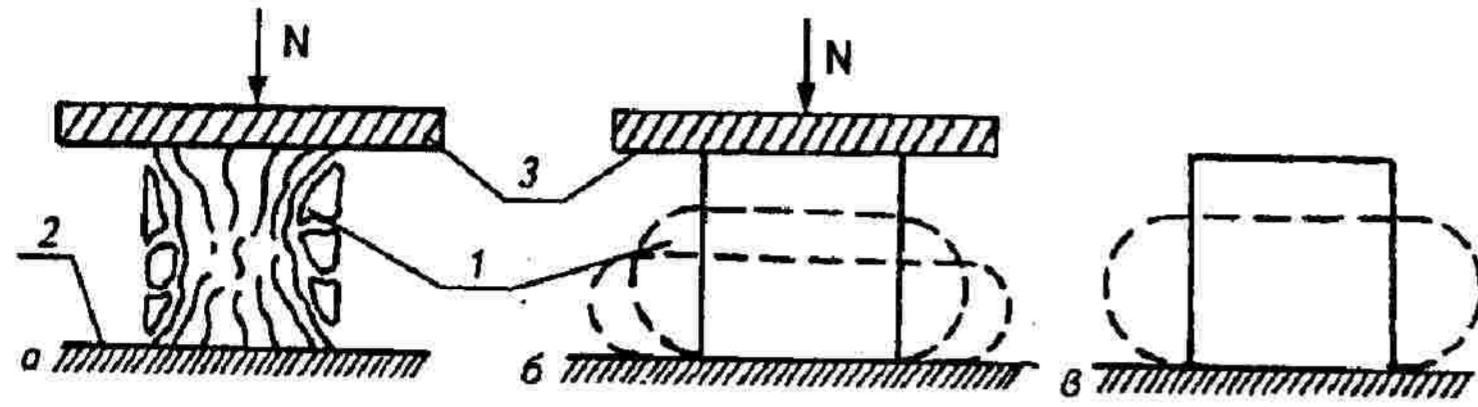


Рис. 4.2. Характер деформируемости образцов грунта в зависимости от его состояния (по А.М. Силкину, Н.Н. Фролову, 1987):

а — твердое состояние; б — пластичное; в — текучее; 1 — образец; 2 — станина пресса; 3 — нагрузочная плита

ющей границы (пределы) пластичного состояния грунта — текучести и раскатывания.

Границей текучести (W_L) называется такая влажность, при которой грунт из пластичного состояния переходит в полужидкое — текучее. При этой влажности связь между частицами нарушается благодаря наличию свободной воды, вследствие чего частицы грунта легко смещаются и разъединяются. В результате этого сцепление между частицами становится незначительным, и грунт теряет свою устойчивость.

Границей раскатывания (W_p) называется такая влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое. При дальнейшем увеличении влажности ($W > W_p$) грунт становится пластичным и начинает снижать свою устойчивость под нагрузкой. Границу текучести и границу раскатывания называют также верхним и нижним пределами пластичности.

В качестве полевой квалификации, в зависимости от величины границы текучести W_L , дол. ед., В.И. Бирюля предлагает разделять грунты следующим образом:

- супеси 0,16—0,26;
- суглинки 0,26—0,42;
- глины более 0,42.

Границы текучести и раскатывания представляют собой такие влажности, при которых происходит изменение состояния грунта и его консистенция для разных видов грунтов имеет различные значения.

Консистенцией грунтов называют степень подвижности глинистых частиц с изменением влажности.

Глинистые грунты в зависимости от консистенции могут быть в трех состояниях: твердом, пластичном и текучем (рис. 4.3).

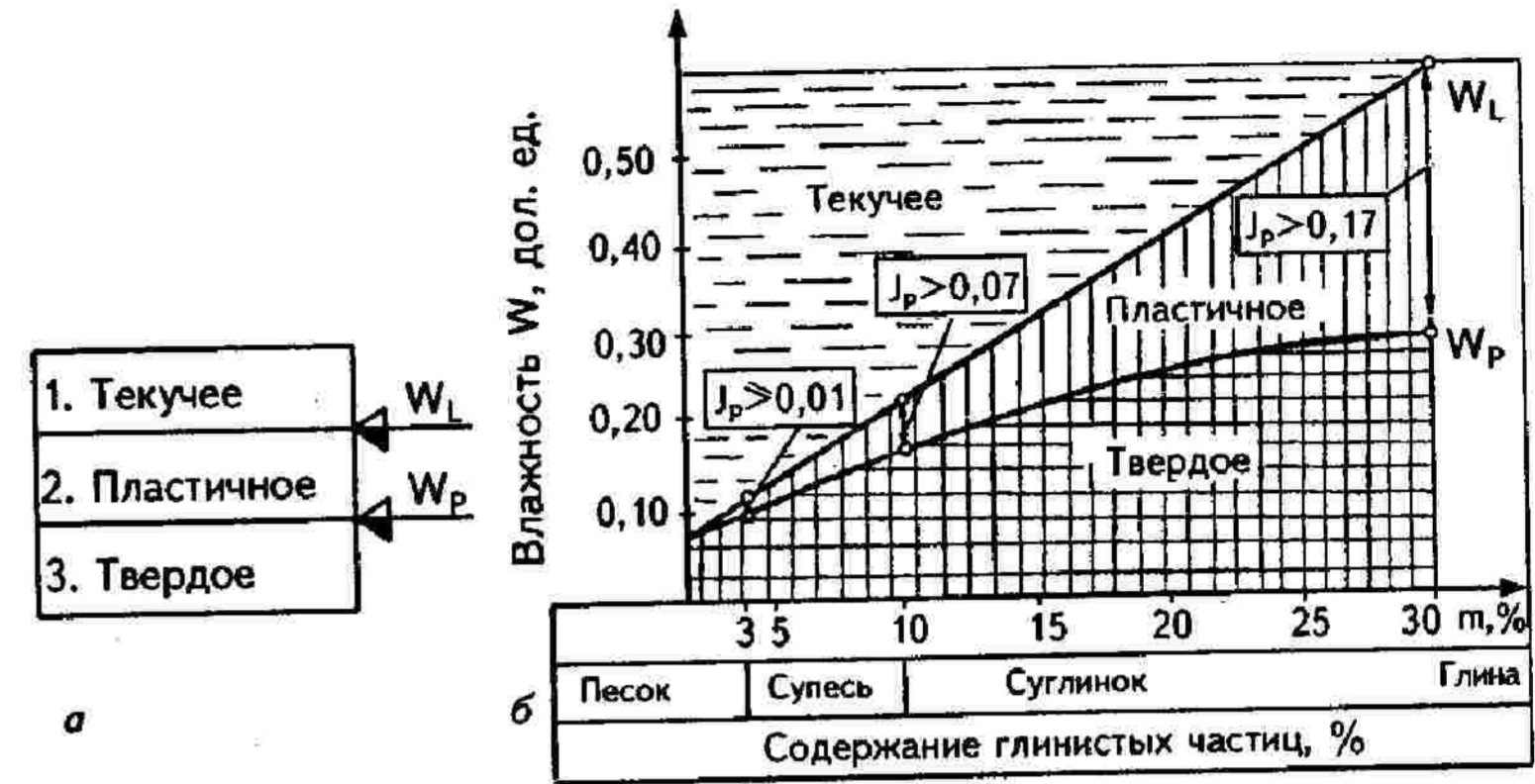


Рис. 4.3. Состояние глинистых грунтов (по М.А. Ситникову, 1978): а — три состояния по влажности; б — зависимость состояния грунта от содержания глинистых частиц

Таким образом, консистенция определяет состояние грунтов. В различных глинистых грунтах значения как верхних, так и нижних пределов пластичности различные. Чем выше эта граница, тем пластичнее грунт.

4.8. Набухаемость грунтов

Свойство глинистых грунтов увеличиваться в объеме при увлажнении (взаимодействии с водой) называется **набухаемостью**.

Набухание грунта сопровождается увеличением пористости и влажности грунта; при этом консистенция грунта становится более мягкой (грунт переходит из твердого состояния в полутвердое, тугопластичное и даже пластичное).

Сущность явления набухания грунта заключается в следующем: при замачивании водой ослабевают или полностью исчезают неводостойкие и маловодостойкие структурные связи, так как такие грунты имеют большой запас неизрасходованной удельной, свободной поверхностной энергии. Эта свободная поверхностная энергия притягивает к поверхности частиц грунта молекулы воды, образуя вокруг частиц гидратную оболочку (слой связанной воды). При этом между частицами грунта проявляются силы расклинивания, которые нарушают структурные связи и раздвигают частицы во все стороны (рис. 4.4), придавая грунту при этом более рыхлое состояние.

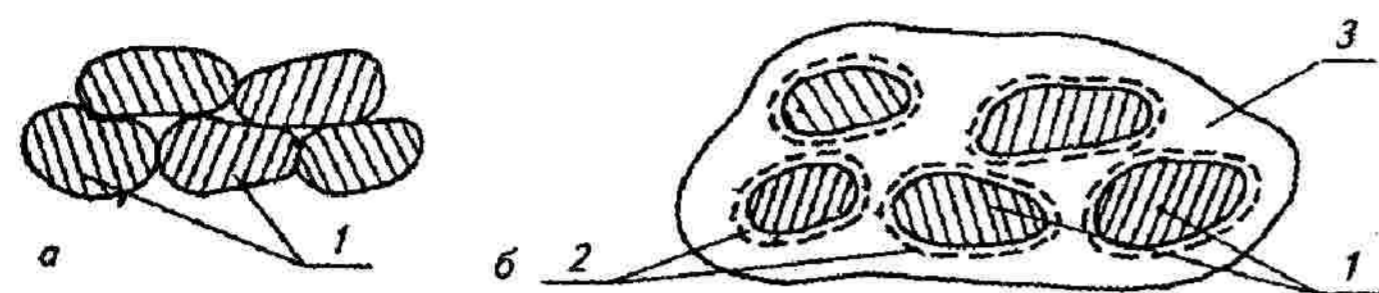


Рис. 4.4. Схема набухания грунта:

a — сухой грунт; *b* — грунт после увлажнения; 1 — твердые частицы; 2 — прочносвязанная вода; 3 — рыхлосвязанная вода

Таким образом, набухание грунта связано с образованием гидратной оболочки вокруг его частиц. Раздвижка частиц, а следовательно, и набухание грунта есть результат взаимодействия двух фаз — твердой и жидкой.

Физическая природа и механизм процесса набухания грунтов нашли отражение в исследованиях Н.М. Герсеванова, Г.И. Покровского, В.А. Приклонского, Е.М. Сергеева, Е.А. Сорочана, А.А. Мустафаева, В.П. Ананьева и других ученых.

Набухаемость грунтов зависит от количественного содержания коллоидных веществ и их качества, а также от их сложения, структуры, зернового и минерального состава. Наибольшая набухаемость наблюдается у грунтов, содержащих в большом количестве глинистые минералы с подвижной кристаллической решеткой. Крупнозернистые грунты (песчаные, супесчаные) почти не обладают способностью к набуханию. Набухаемость снижает устойчивость и прочность грунтов, поэтому его изучению уделяется большое внимание.

Таким образом, чем больше удельная свободная поверхностная энергия при прочих равных условиях, тем больше набухаемость грунта.

Характерной особенностью набухающих грунтов является высокое содержание глинистых частиц размером менее 0,015 мм (65—85%).

При увлажнении их объем увеличивается на 12—25%, а в некоторых случаях на 30—36%, при этом плотность уменьшается до 1,77—1,87 т/м³, а пористость увеличивается до 50—58%. Влажность таких грунтов возрастает до 0,36—0,48, при котором наступает пластичное состояние, которое резко снижает их несущую способность.

Набухаемость оценивается относительным изменением высоты образца грунта — относительным набуханием ϵ_{sw} , которое измеряют дол. ед. или процентами по формуле

$$\epsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_q}{h_q}, \quad (4.3)$$

где h_{sat} — высота образца грунта после его полного набухания в условиях невозможности бокового расширения, в результате замачиваемая до полного водонасыщения;

h_q — начальная высота образца природной влажности.

К набухающим относятся грунты, которые при увлажнении водой или другой жидкостью в условиях свободного набухания, т.е. без передачи на грунт нагрузки, имеют относительное набухание $\epsilon_{sw} \geq 0,04$ (4%).

При $0,04 \leq \epsilon_{sw} \leq 0,08$ — грунт слабонабухающий;

$0,08 < \epsilon_{sw} \leq 0,18$ — грунт средненабухающий;

$0,18 < \epsilon_{sw}$ — грунт сильнонабухающий.

4.9. Усадочность грунтов

Способность влажных грунтов уменьшать свой объем при высыхании называется усадочностью.

Если набухание глинистых грунтов приводит к увеличению их объема, то процесс дегидратации (испарение воды) в природных условиях приводит к уменьшению объема, т.е. к усадке грунта. Способностью к усадке обладает только влажный грунт, т.е. это явление, противоположное набуханию.

Оно сопровождается неравномерной деформацией грунта при высыхании, появлением в нем трещин (рис. 4.5), увеличением его водопроницаемости. Этот процесс наблюдается в откосах оросительных и осушительных каналов в глинистых грунтах после удаления из них воды.



Рис. 4.5. Усадочные трещины грунта, уплотненного укаткой

Если содержание воды в грунте вследствие испарения уменьшается, то грунт из пластичного состояния переходит в полутвердое, а затем в твердое. Способностью к усадке обладают только связные грунты, при этом для связных грунтов уменьшение объема грунта до известного предела равно количеству испарившейся воды. При определенной влажности, называемой пределом усадки, объем образца перестает уменьшаться, но испарение воды продолжается и, следовательно, масса образца убывает.

Усадка зависит от количества и качества глинисто-коллоидных фракций (их минерального и химического состава) и от наличия более крупных фракций, содержащихся в грунте.

Глинистые грунты и особенно глины дают наибольшую величину усадки. Супесчаные, а в особенности песчаные грунты, характеризуются крайне малой усадкой или не обладают этим свойством.

Величина усадки глинистых грунтов зависит от начальной пористости и влажности. Чем выше начальная пористость или влажность, тем больше усадочность грунта.

Усадочность оценивается значением относительной усадки ε_{sh} , которая измеряется в мм/мм или в процентах и определяется по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n} \quad (4.4)$$

где h_n — высота образца грунта до уменьшения влажности;

h_d — высота образца после уменьшения влажности в результате высыхания.

Исследованиями, проводимыми А.А. Мустафаевым (1989), получены закономерности развития деформаций набухания и усадки глинистого грунта при непрерывном увеличении и уменьшении его влажности при отсутствии внешней нагрузки (рис. 4.6, а) и при внешней нагрузке равной 0,4 МПа (рис. 4.6, б).

Как видно из рис. 4.6, интенсивность развития набухания больше, чем деформации усадочности, причем существенное увеличение деформаций набухания происходит в течение первых суток, а затем постепенно стабилизируется.

Следует отметить, что с увеличением числа циклов увлажнения — высушивания деформация набухания несколько повышается.

На рис. 4.7 представлены закономерности (полученные В.И. Осиповым, Нгуен Нгок Бих и Н.А. Румянцевой) изменения набухающих и усадочных деформаций глинистых грунтов в зависимости от влажности грунта. Как видно из этого рисунка, конечные значения набухающих и усадочных деформаций существенно зависят от диапазона изменения влажности грунта и величины уплотняющих давлений.

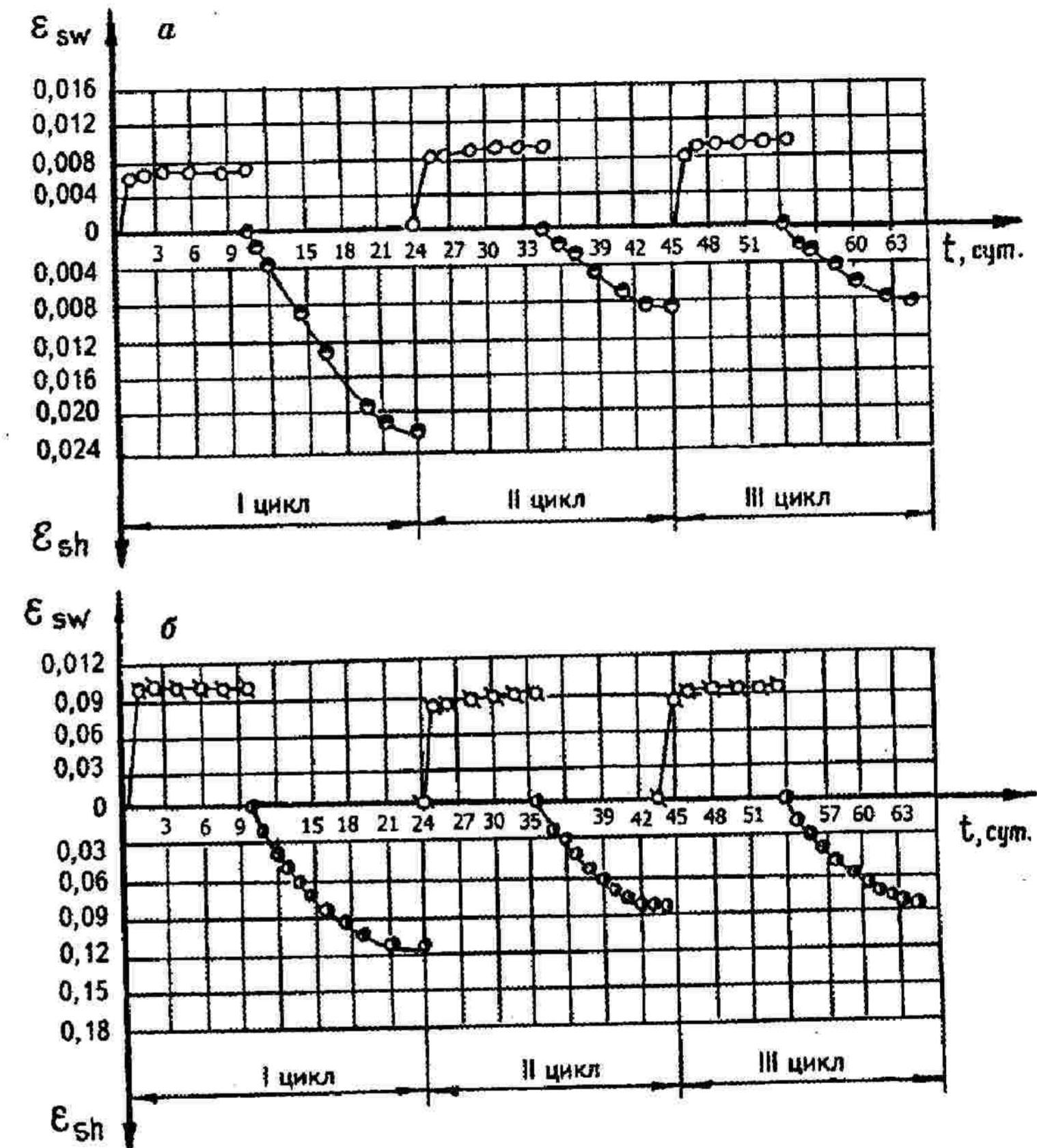


Рис. 4.6. Графики изменения относительных деформаций набухания усадки во времени при отсутствии внешней нагрузки $P = 0$ (а) и при внешней нагрузке $P = 0,4$ МПа (б)

4.10. Просадочность грунтов

Свойство грунтов резко уменьшаться в объеме при увлажнении под нагрузкой называют просадочностью. Нагрузка может быть как от собствен-

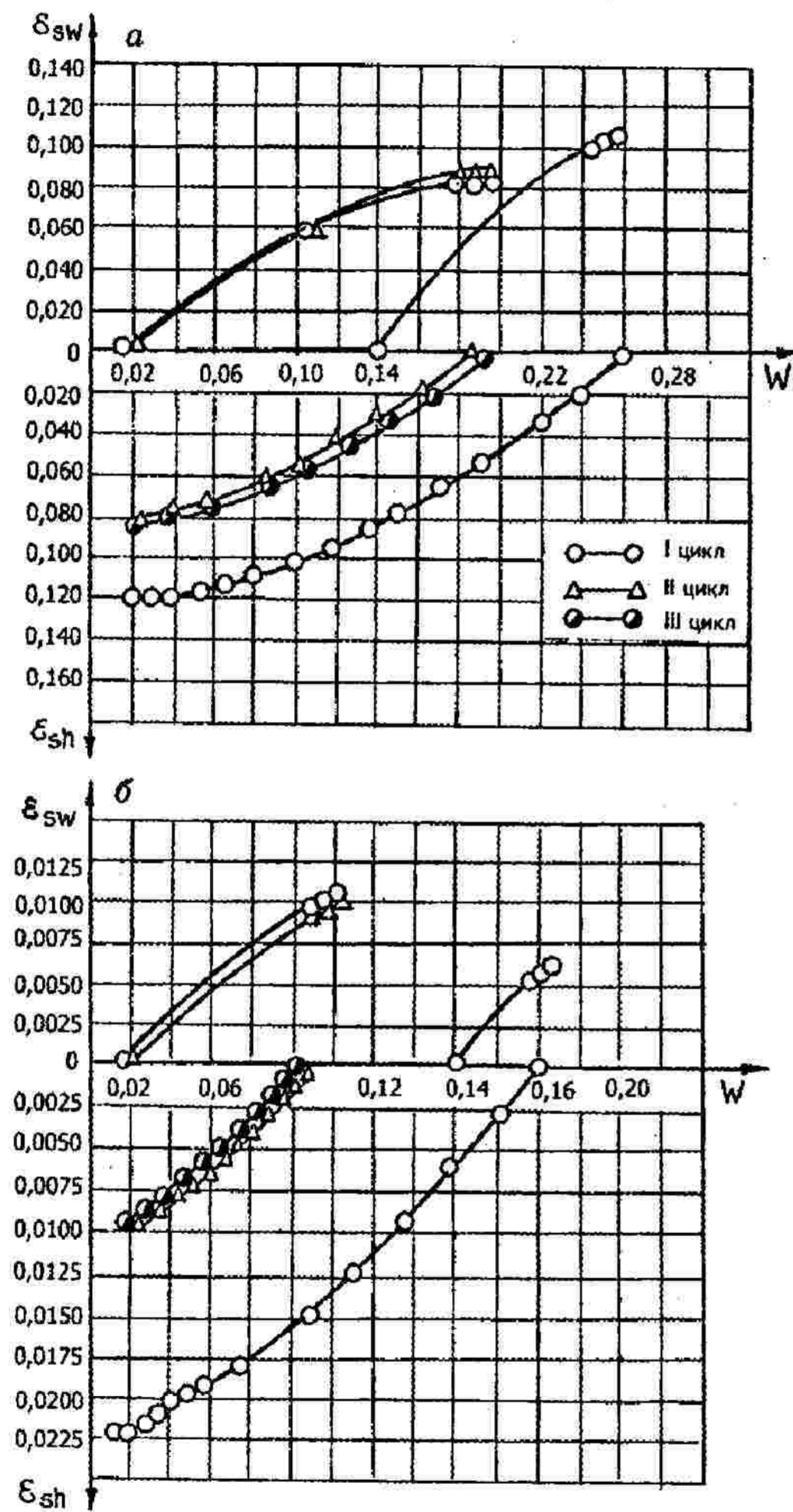


Рис. 4.7. График изменения относительных деформаций набухания и усадки в зависимости от влажности при отсутствии внешней нагрузки $P = 0$ (а) и при внешней нагрузке $P = 0,4$ МПа (б)

ного веса грунта, так и от сооружения. Эта способность грунта приводит к резкому провальному опусканию его поверхности.

Просадочность грунта сопровождается уменьшением пористости и увеличением влажности, при этом консистенция грунта переходит из твердого состояния в полутвердое и тугопластичное.

Сущность явления просадочности грунта заключается в следующем: при замачивании водой ослабевают неводостойкие и маловодостойкие структурные связи, а действующая на грунт нагрузка разрушает их и сдвигает твердые частицы относительно друг друга, придавая им более компактную упаковку (рис. 4.8).

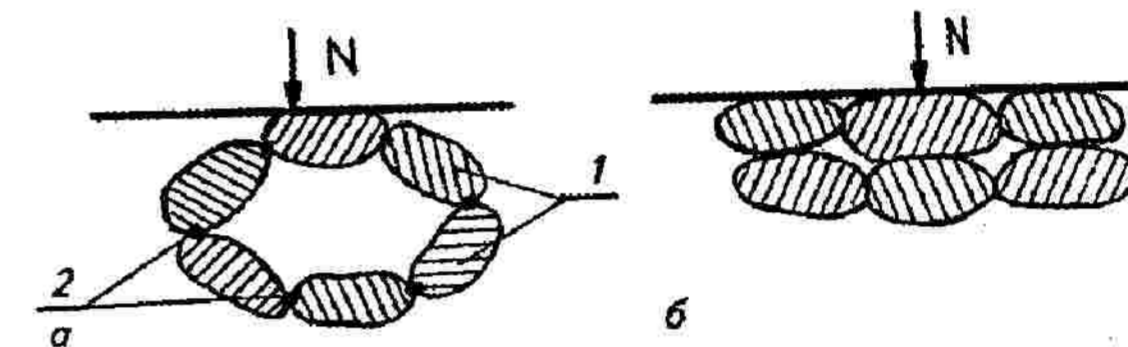


Рис. 4.8. Схема просадки грунта:

а — сухой грунт; б — увлажненный грунт: 1 — твердые частицы; 2 — структурные связи

Характерной особенностью просадочных грунтов является содержание пылеватых частиц до 60—70% по весу толщиной 0,05—0,01 мм.

Просадочностью обладают лессовые грунты, которые представлены супесями, суглинками и глинами со значительным содержанием пылеватых фракций. Они отличаются от других своеобразным составом и свойствами.

Обычно лессовые грунты залегают массивами мощностью от нескольких десятков метров до 100 м и более. Чаще встречаются массивы мощностью 10—25 м. Эти грунты нередко подстилаются песком, галечником или глинами.

Лессовые грунты относятся к категории макропористых грунтов, т.е. к грунтам, имеющим крупные поры, видимые невооруженным глазом (макропоры). Диаметр макропор в десятки и сотни раз превышает размеры частиц грунта.

В природном залегании эти грунты имеют пористость 30—60%, но чаще 40—50%; плотность колеблется (1,33—2,03 г/см³); природная влажность изменяется (5—30%).

С увеличением влажности лессовые грунты из твердого состояния переходят в пластичное и текучее состояние. При таком переходе их несущая способность снижается в 2—10 раз и более, а осадка резко увеличивается. В практике известны случаи, когда после замачивания сравнительно большой толщи лессовых грунтов поверхность грунта проседала на 2,0—2,5 м.

В табл. 4.1 приведены ориентировочные пределы изменения некоторых показателей лессовых грунтов.

Таблица 4.1

Показатели лессовых грунтов (по А.А. Мустафаеву, 1989)

Страны	Плотность грунта ρ , т/м ³	Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³	Пористость грунта h , дол. ед.	Влажность на границе		Число пластичности J_p	Относительная просадочность ε_{st}
				текучести ω_L , дол. ед.	раскатывания ω_F , дол. ед.		
Россия:							
Ростовская область	1,40–1,93	2,67–2,72	0,38–0,56	0,24–0,43	0,12–0,23	0,12–0,20	0,016–0,13
Северный Кавказ	1,58–1,92	2,67–2,74	0,39–0,55	0,28–0,44	0,14–0,26	0,14–0,18	0,01–0,15
Сибирь	1,25–1,82	2,63–2,76	0,41–0,58	0,21–0,34	0,12–0,20	0,09–0,14	0,01–0,50
Украина	1,42–1,85	2,66–2,71	0,36–0,58	0,21–0,34	0,15–0,20	0,06–0,14	0,03–0,15
Азербайджан	1,35–1,83	2,67–2,77	0,42–0,57	0,23–0,42	0,15–0,28	0,08–0,14	0,02–0,15

Общей особенностью всех лессовых грунтов является их значительная несущая способность при невысокой влажности грунта и существенное ее падение при замачивании.

По результатам анализов многочисленных материалов Я.Д. Гильманом, К.А. Меркуловой и И.И. Смирновым составлена региональная таблица показателей прочности лессовых грунтов Ростовской области (табл. 4.2).

Просадочность оценивается относительным изменением высоты образца грунта — относительной просадкой ε_{st} , которую измеряют в дол. ед. или процентах:

$$\varepsilon_{st} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,q}}, \quad (4.5)$$

где $h_{n,q}$ — высота образца грунта природной влажности, уплотненного давлением равным давлению от собственного веса вышележащих грунтов;
 $h_{n,p}$ — высота того же образца, но уплотненного заданным давлением соответствующим давлению от внешних нагрузок;

$h_{sat,p}$ — высота того же образца, уплотненного тем же давлением, но после его увлажнения до полного водонасыщения.

К просадочным относятся грунты, которые при замачивании водой или другой жидкостью под нагрузкой имеют относительную просадку $\varepsilon_{st} \geq 0,01$ (1%).

Для предварительной оценки просадочности существуют два критерия:

Таблица 4.2

Региональная таблица показателей прочности лессовых грунтов Ростовской области (по Я.Д. Гильману, 1991)

Влажность на границе раскатывания ω_F , %	Степень влажности	Нормативное значение удельного сцепления C_n , кПа и углов внутреннего трения φ_n , град, при коэффициенте пористости e , равном:					
		0,55–0,65	0,66–0,75	0,76–0,85	0,86–0,95	0,96–1,05	
12,5–15,4	0,4	C_n	60	52	45	38	30
		φ_n	26	25	24	23	22
	0,6	C_n	32	29	23	19	15
		φ_n	25	24	23	22	21
	0,8	C_n	18	15	12	9	6
		φ_n	24	23	22	21	20
1,0	C_n	9	7	5	3	1	
	φ_n	23	22	21	20	19	
15,5–18,4	0,4	C_n	65	59	53	42	36
		φ_n	25	24	23	22	21
	0,6	C_n	35	31	28	21	18
		φ_n	24	23	22	21	20
	0,8	C_n	20	17	15	10	9
		φ_n	23	22	21	20	19
1,0	C_n	12	9	7	6	4	
	φ_n	22	21	20	19	18	
18,5–22,4	0,4	C_n	77	19	61	54	47
		φ_n	24	23	22	21	20
	0,6	C_n	42	37	33	28	24
		φ_n	23	22	21	20	19
	0,8	C_n	25	22	19	16	12
		φ_n	22	21	20	19	18
1,0	C_n	14	12	10	8	4	
	φ_n	21	20	19	18	17	
22,5–24,4	0,4	C_n	—	78	69	59	54
		φ_n	—	22	21	20	19
	0,6	C_n	—	42	37	31	28
		φ_n	—	21	20	19	18
	0,8	C_n	—	28	22	17	15
		φ_n	—	20	19	18	17
1,0	C_n	—	14	12	10	8	
	φ_n	—	19	18	17	16	

первый (J_{st}) — эмпирическая зависимость между пористостью грунта в естественном сложении и в состояниях текучести и пластичности; второй (K_d) — показатель естественной уплотненности (по А.В. Приклонскому).

Показатель J_{ss} определяется по формуле

$$J_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (4.6)$$

где e — коэффициент пористости в природном сложении и влажности;
 e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности на пределе текучести:

$$e_L = \frac{\omega_L \cdot \rho_S}{\rho_w}, \quad (4.7)$$

где ω_L — влажность на границе текучести;
 ρ_S — плотность твердых частиц грунта;
 ρ_w — плотность воды.

Лессовидные грунты относятся к просадочным, если значения J_{ss} , рассчитанные по формуле (4.6), будут меньше значений, приведенных ниже:

J_{ss}	J_p
0,10	$0,01 < J_p \leq 0,10$;
0,17	$0,10 < J_p \leq 0,14$;
0,24	$0,14 < J_p \leq 0,22$.

Показатель K_d определяется по формуле

$$K_d = \frac{e_L - e_o}{e_L - e_p}, \quad (4.8)$$

где e_L и e_p — коэффициенты пористости, соответствующие влажности на границах текучести и раскатывания;

e_o — коэффициент пористости в природном сложении и влажности.

Грунт считается просадочным, если $K_d \leq 0$.

Изучению свойств и деформируемости просадочных грунтов посвящены работы Ю.М. Абелева, М.Ю. Абелева, Я.Д. Гильмана, С.Н. Клепикова, В.И. Крутова, Ю.Н. Мурзенко, А.А. Мустафаева, А.П. Пшеничкина, Е.А. Сорочана, Н.Н. Силкина, З.Г. Тер-Мартirosяна, Н.А. Цытовича и др.

4.11. Пучинистость грунта

Способность глинистых грунтов, а также песков мелких и пылеватых увеличиваться в объеме при промерзании, называется **пучинистостью**, или морозным пучением. Это явление объясняется тем, что объем воды, содержащейся в породах грунта при промерзании, увеличивается приблизительно на 9%.

Пучение грунта вызывается миграцией воды и переходом ее в лед. В настоящее время известны две теории, объясняющие пучинистость грунтов.

По первой теории — объясняется миграцией влаги из нижележащих незамерзших слоев грунта (рис. 4.9); по второй — внутри объема замерзшего грунта с образованием в нем очагов кристаллизации.

Согласно первой теории миграция влаги (см. рис. 4.9) зависит, главным образом, от движения пленочной воды 4, окружающей твердые частицы 1, вследствие разности сил притяжения молекул воды к поверхности твердых частиц у фронта промерзания, где толщина гидратных оболочек 3 резко уменьшается из-за включения молекул воды в состав растущих кристаллов льда 2 и несколько ниже границы промерзания, а также от движения 5 свободной воды по капиллярам.

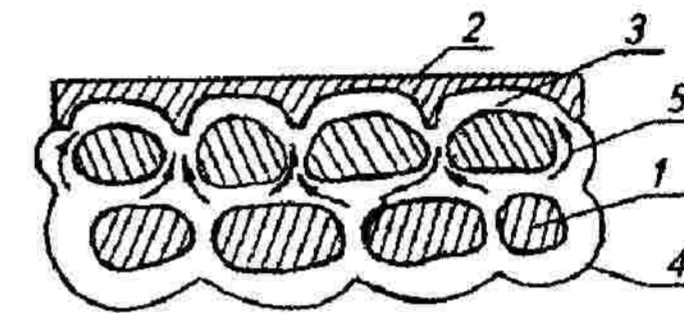


Рис. 4.9. Схема миграции влаги к фронту промерзания:

1 — твердые частицы; 2 — кристаллы льда; 3 — гидратная оболочка; 4 — пленочная вода; 5 — направление миграции влаги

Так как не все грунты испытывают пучение, поэтому различают пучиноопасные и непучиноопасные. К пучиноопасным, как было выше сказано, относятся все глинистые, пески мелкие и пылеватые, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, содержащие в своем составе более 30% (по массе) частиц размером менее 0,1 мм и промерзающие в условиях увлажнения.

Непучиноопасными являются пески средней крупности, крупные и гравелистые, а также галька, гравий и скальные грунты.

Пучинистость грунтов зависит от гранулометрического состава, состояния, степени водонасыщения, глубины промерзания и уровня подземных вод.

Согласно пособию к СНиПу 2.02.01—83 пучинистые грунты подразделяют на пять групп по степени морозоопасности, которые приведены в табл. 4.3.

Пучинистые грунты характеризуются деформацией морозного пучения h_f , равной высоте поднятия поверхности слоя промерзшего грунта, а также относительным пучением f , который определяется по формуле

$$f = \frac{h_f}{d_f}, \quad (4.9)$$

где d_f — слой промерзающего грунта, подверженного морозному пучению.

Классификация пучинистых грунтов по степени морозоопасности

Вид грунта	Пределы значений числа пластичности	Значения $R_f \cdot 10^2$ для грунта			
		Практически непучинистого $f \leq 0,01$	Слабопучинистого $0,01 < f \leq 0,035$	Среднепучинистого $0,035 < f \leq 0,07$	Сильнопучинистого $0,07 < f \leq 0,12$
1. Супесь	$0,02 < J_p \leq 0,07$	$< 0,14$	0,14–0,49	0,49–0,98	0,98–1,69
2. Супесь	$0,02 < J_p \leq 0,07$	$< 0,09$	0,09–0,30	0,3–0,6	0,6–1,03
3. Суглинок	$0,07 < J_p \leq 0,17$	$< 0,1$	0,10–0,35	0,35–0,71	0,71–1,22
4. Суглинок	$0,07 < J_p \leq 0,13$	$< 0,08$	0,80–0,27	0,27–0,54	0,54–0,93
5. Суглинок	$0,13 < J_p \leq 0,17$	$< 0,07$	0,07–0,23	0,23–0,46	0,43–0,79
6. Глина	$J_p > 0,17$	$< 0,12$	0,12–0,43	0,43–0,86	0,86–1,47

Примечание. 1. Значение R_f (определять по формуле (4.9), в которой плотность сухого грунта принята равной $1,5 \text{ т/м}^3$; при другой плотности грунта расчетное значение R_f умножить на отношение $\rho_d/1,5$ (ρ_d – плотность исследуемого грунта), т/м^3).

2. Грунты, перечисленные в позициях 2, 4, 5, содержат пылеватых частиц размером 0,05–0,005 мм более 50 % по массе.

Приведенный в табл. 4.3 параметр R_f позволяет оценивать принадлежность глинистого грунта к одной из перечисленных групп и определяется по формуле

$$R_f = 0,012(\omega - 0,1) + \frac{\omega(\omega - \omega_{cr})^2}{\omega_L \omega_p \sqrt{M_0}}, \quad (4.10)$$

где ω_L , ω , ω_p – влажности в пределах слоя промерзающего грунта, соответственно природная, на границе текучести и раскатывания; ω_{cr} – расчетная критическая влажность, ниже которой перераспределение влаги в промерзающем грунте прекращается, определяется по графику (рис. 4.10); M_0 – безразмерный коэффициент, который определяется так же, как и коэффициент M , (по СНиП 2.01.01–82).

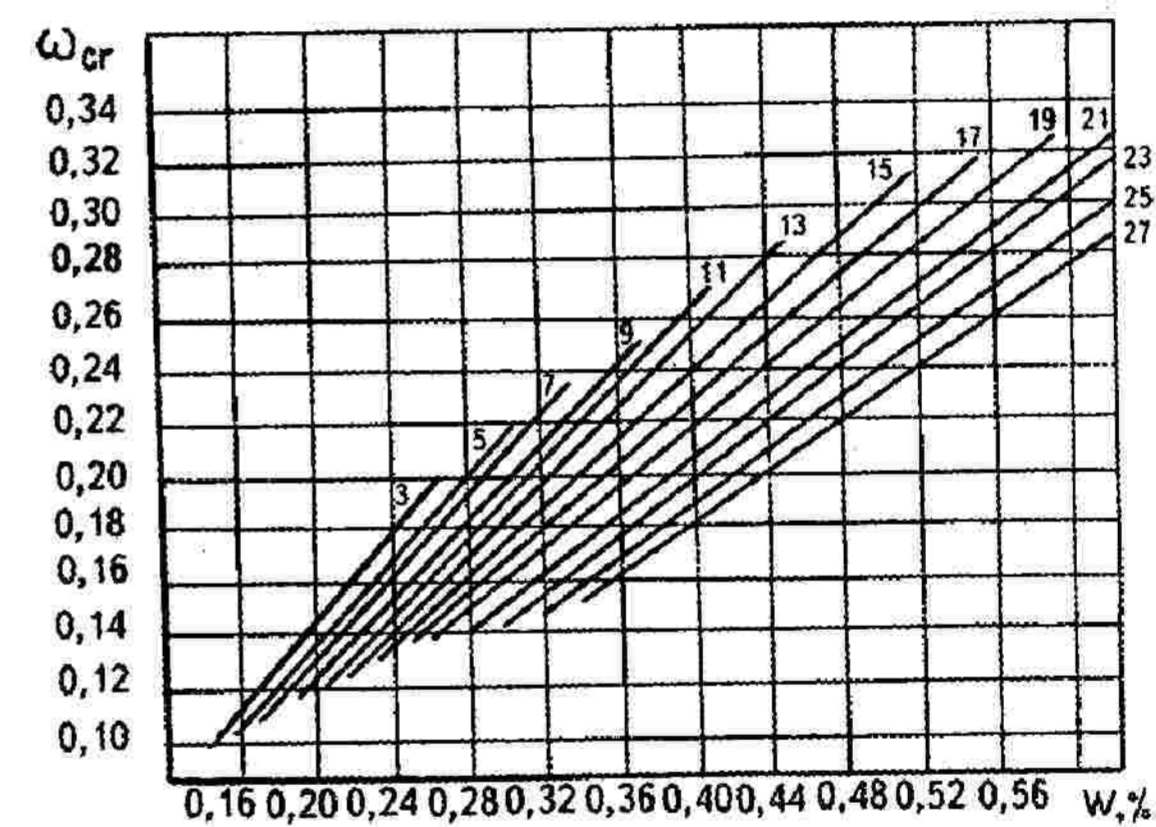


Рис. 4.10. Значения критической влажности в зависимости от влажности на границе текучести и числа пластичности

4.12. Тиксотропность грунтов

Тиксотропность (от греч. thixis — прикосновение и tropе — поворот, изменение) — способность грунта под влиянием встряхивания, размешивания, вибрации или другого внешнего воздействия разжижаться, переходить в пльвинное

состояние и полностью терять свою прочность и затем, когда прекращено воздействие, то возвращаться в свое первоначальное состояние, т.е. загустевать.

Тиксотропные явления в грунтах представляют собой обратимый изотермический процесс, который выражается, с одной стороны, разжижением и потерей несущей способности грунтов под влиянием механического воздействия, а с другой — последующим тиксотропным упрочнением.

Механизм тиксотропных явлений грунтов заключается в том, что в случае определенного механического воздействия на коллоидную систему связанная вода переходит в свободное состояние. При этом водные оболочки в местах бывших контактов резко утолщаются, вследствие чего структурные связи между частицами нарушаются и коллоидная система быстро разжижается.

Для характеристики тиксотропных свойств грунтов используют показатели: время застудневания, предел застудневания и тиксотропный предел.

Время застудневания изменяется в широких пределах: от нескольких секунд до нескольких суток, т.е. это время, необходимое для обратного перехода грунта из золеобразного состояния в гелеобразное.

Предел застудневания, введенный Е. Аккерманом (1948), представляет собой предел, соответствующий той влажности, выше которого глинистый грунт теряет способность к тиксотропным изменениям в данных условиях.

Тиксотропный предел по смыслу близок к показателю предела застудневания и представляет собой отношение объема жидкости к объему твердой составляющей грунта. Чем больше величина тиксотропного предела, тем более тиксотропен грунт.

Все приведенные показатели, как показал В.М. Гуменский, являются условными.

К основным показателям, определяющим возможность тиксотропных изменений грунта, относятся гранулометрический состав и влажность.

Исследования показывают, что тиксотропностью обладают только те грунты, которые в своем составе имеют не менее 1,5—2,0% глинистых частиц. Глинистые и коллоидные частицы образуют пространственную структурную сетку, которая связывает грубодисперсные частицы грунта. Это позволяет понять, почему не обладают тиксотропностью чистые гравийно-галечниковые и песчаные грунты.

Тиксотропность грунта зависит от влажности, что характерно для связанных грунтов, имеющих пластичную и текучепластичную консистенцию. Однако при интенсивном вибрационном воздействии на глинистые грунты с влажностью ниже границы раскатывания в них могут происходить тиксотропные изменения по типу гель — золь и далее по прекращении вибрации золь — гель (Е.М. Сергеев и др., 1973).

Существует определенная взаимосвязь между тиксотропностью и некоторыми другими свойствами грунтов.

Так, глинистые грунты, обладающие большой пластичностью и набухаемостью, в то же время обладают и тиксотропными свойствами. Чем выше водоудерживающая способность грунтов, тем более отчетливо выражена тиксотропность (Л.К. Танкаева, 1957).

Способность грунтов к тиксотропии учитывается при забивке свай методом вибропогружения. Так, например, вибропогружение свай в глинистых грунтах в результате тиксотропного разжижения грунтов в момент забивки свай во много раз снижает время и затраты механической энергии по сравнению с обычными ударными методами погружения.

4.13. Плывуность грунтов

Плывуностью называется способность водонасыщенных грунтов переходить в подвижное состояние при устройстве в них выемок (котлованов и т.д.).

Разжижение грунтов в этом случае происходит обычно под влиянием какого-либо динамического воздействия на массив грунтов. Разжиженный грунт, называемый плывуном, постоянно прибывает в разрабатываемый котлован со дна и стенок, что затрудняет проведение строительных работ или часто делает их просто невозможными без специальных мероприятий (шпунты, кессоны, замораживание и т.п.).

Плывуность не является свойством какого-то одного определенного типа грунта. В плывунное состояние в определенных условиях могут переходить и пески, и лессы, и глинистые грунты. На практике чаще всего приходится сталкиваться с плывунностью песков и особенно песков, содержащих некоторое количество коллоидных частиц. Для всех типов плывунных грунтов, несмотря на различие их дисперсности, характерно одно общее качество — частицы этих грунтов в силу тех или иных причин при разработке котлованов оказываются разделенными прослойками свободной воды, что сообщает им текучесть.

Согласно классификации А.Ф. Лебедева плывуны подразделяются на «истинные», или «активные», плывуны и «псевдоплывуны», или «пассивные». «Активные» плывуны представляют собой песчаные водонасыщенные грунты, которые содержат коллоидные частицы, обуславливающие большую подвижность и обратимость их слабосвязанной структуры.

К «пассивным» относят обыкновенные тонкозернистые пески, переход в плывунное состояние которых связан с наличием определенного гидродинамического давления грунтового потока.

Контрольные вопросы

1. Что характеризует свойство размокания грунта и какие другие свойства грунтов оно косвенно характеризует?
2. Что такое липкость грунта и чем она обусловлена?
3. Что такое пластичность грунта?
4. Набухание, его виды и от чего оно зависит.
5. Что такое усадка и какими показателями она характеризуется?
6. Что такое просадка? Охарактеризуйте типы лессовых грунтов по просадочности.
7. Что такое пльвуны и в чем заключается свойство их тиксотропности?

Глава 5

Основные закономерности механики грунтов

В последние годы развитие механики грунтов приобретает особое значение для оценки экологической безопасности человеческой деятельности и для разработки эффективных методов защиты окружающей среды от загрязнения. Значительные осадки целых городов (Венеция, Мехико и др.) произошли в результате водопонижения и действия фильтрационных сил, подтопления территорий различными водами и т.д.

Таким образом, будущему инженеру необходимо знать закономерности механики грунтов, чтобы иметь возможность прогнозировать условия, при которых конструкция может разрушиться полностью или ее деформации окажутся чрезмерными.

Кроме общих закономерностей, которым подчиняются деформации сплошных тел, грунты обладают рядом особенностей и закономерностей. Эти закономерности (по Н.А. Цытовичу, 1983) считаются основными закономерностями механики грунтов и приведены в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Основные закономерности механики грунтов

Свойства грунтов	Закономерности	Показатели	Где применяется закономерность
Сжимаемость	Закон уплотнения (компрессии)	Коэффициент сжимаемости (уплотнения) (m_v)	Расчет осадок фундаментов
Прочность	Закон сопротивления грунта сдвигу (закон Кулона)	Коэффициент внутреннего трения (φ) и сцепления (c)	Расчет предельной прочности, устойчивости и давления на ограждения
Водопроницаемость	Закон ламинарной фильтрации (закон Дарси)	Коэффициент фильтрации (k_f)	Прогноз скорости осадок водонасыщенных грунтовых оснований

Передача внешней нагрузки на грунты оснований через фундаменты сооружений приводит к образованию нормальных напряжений, вызывающих деформации скелета грунта, а также уменьшение объема его пор. При небольших давлениях деформации скелета грунта незначительны, и уплотнение происходит в основном из-за уменьшения пористости. Основные закономерности такого деформирования рассматривает закон уплотнения (компрессии) — изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

Прочность и устойчивость грунтов оснований оцениваются сопротивлением грунтов сдвигу, которое зависит от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта. Эти характеристики определяются в соответствии с законом сопротивления грунтов сдвигу, который для сыпучих грунтов формулируется следующим образом: предельное сопротивление сыпучего грунта есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению.

Деформируемость грунтов во времени и сопротивление сдвигу во многом зависят от распределения давления, воспринимаемого скелетом грунта и водой, находящейся в порах. Под действием внешней нагрузки вода, находящаяся в порах грунта, постепенно отжимается от грунта и передает часть своего давления на скелет. То есть процесс уплотнения зависит от скорости отжатия воды из пор грунта. Поэтому необходимо знать основные положения закона фильтрации и поровой воды — скорость фильтрации прямо пропорциональна градиенту напора.

5.1. Основные механические свойства грунтов

Под механическими свойствами грунтов следует понимать их поведение под действием внешней нагрузки или при изменении их физического состояния (например, высыхание и т.д.). Характеристики механических свойств грунтов необходимо знать для расчетов деформаций, оценки прочности и устойчивости грунтовых массивов и оснований. Так как грунты строительной площадки формировались в течение длительного периода времени и испытывали различные воздействия, поэтому характеристики их механических свойств не могут быть назначены в зависимости от физического состава и состояния, а должны определяться экспериментально, за исключением случаев, приведенных в СНиП 2.02.01—83*.

Механические свойства грунтов зависят от их состава (гранулометрического и минерального), состояния (прочности, влажности) и характера структурных связей (водно-коллоидных и кристаллизационных).

К основным механическим свойствам грунтов относятся:

- сжимаемость;
- сопротивление сдвигу;
- водопроницаемость.

Для определения характеристик механических свойств грунтов проводятся лабораторные и полевые испытания (см. главу 1). В лаборатории испытываются образцы грунта относительно небольших размеров в виде монолитов или проб, отобранных на площадке строительства из шурфов, скважин и в естественных отложениях как естественной, так и нарушенной структуры. Образцы грунта естественной структуры — это пробы с полным сохранением целостности, внутренних, структурных связей и природной влажности, соответствующих условиям залегания в массиве основания. В этом случае они называются образцами с **ненарушенной** структурой.

При проектировании гидротехнических (грунтовых) сооружений испытываются специально изготовленные образцы, состояние которых должно соответствовать тому, которое грунты будут иметь в теле сооружения. В этом случае разрушаются структурные связи между частицами и поэтому такие образцы называют образцами с **нарушенной** структурой.

Таким образом, по образцам грунта с ненарушенной и нарушенной структурой определяются его физико-механические характеристики. Результаты этих определений обрабатываются методом математической статистики, который описан в разд. 1.3.

5.2. Сжимаемость грунтов. Закон уплотнения

Отличительной особенностью (свойством) грунтов как дисперсных тел является их значительная сжимаемость при уплотняющей нагрузке, коагуляции (от лат. — свертывание, сгущение) коллоидов (от греч. — клей + вид) и др. Таким образом, **сжимаемостью** грунта называется его способность уменьшаться в объеме (деформироваться) от внешней нагрузки.

Как было сказано в главе 2, грунт состоит из твердых частиц и пор, которые частично или полностью заполнены водой. Поскольку напряжения сжатия, возникающие обычно в основаниях зданий и сооружений, сравнительно небольшие, так как объемные деформации твердых частиц (кварца, полевого шпата и др.) ничтожно малы и их не учитывают, то можно считать, что изменение объема грунта при сжатии происходит только из-за изменения объема его пор.

Сжимаемость грунта зависит от его пористости, гранулометрического и минералогического составов, природы внутренних структурных связей и характера нагрузки.

Сжимаемость грунтов обуславливается следующими причинами:

- уменьшением пористости грунтов под воздействием внешних нагрузок вследствие переупаковки твердых частиц;
- уменьшением толщины водно-коллоидных оболочек минеральных частиц под влиянием увеличивающегося внешнего давления;
- изменением физического состояния.

Сжатие грунтов под нагрузкой называется **осадкой**, или **деформацией**, грунтов.

Деформации грунтов имеют упругий и пластический характер. **Упругие деформации** возникают под действием нагрузок, не превышающих структурной прочности грунта. При снятии таких нагрузок происходит восстановление деформаций.

Если нагрузки превышают структурную прочность грунта, то связи между частицами (скелет грунта) разрушаются. Возникают так называемые **пластические деформации**, которые вызваны относительным перемещением частиц. Скорость развития пластических деформаций зависит от вида грунта, например, в песках крупных и средней крупности, крупнообломочных и трещиноватых скальных грунтах она на несколько порядков выше, чем в глинистых.

В свою очередь пластические деформации в грунтах можно разделить на объемные и сдвиговые. **Объемные деформации** приводят к изменению объема пор в грунте, т.е. его уплотнению, а **сдвиговые** — к изменению его первоначальной формы и могут вызывать разрушение грунта.

Испытание грунтов на сжатие производится следующими видами:

- одноосное сжатие образцов;
- двухосное (компрессионное);
- трехосное.

5.2.1. Одноосное испытание

Испытания образцов на одноосное сжатие являются простейшими и применяются для прочных скальных, полускальных, мерзлых и плотных глинистых грунтов, из которых можно вырезать образец цилиндрической и призматической формы с диаметром или стороной поперечного сечения 40—45 мм (рис. 5.1). Особенностью такого испытания является отсутствие боковых напряжений ($\sigma_x = \sigma_y = 0$), т.е. возможность свободных боковых деформаций грунта ($\varepsilon_x = \varepsilon_y \rightarrow \infty$).

Согласно рис. 5.1, *a* относительная деформация образца грунта

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{h - h'}{h} \quad (5.1)$$

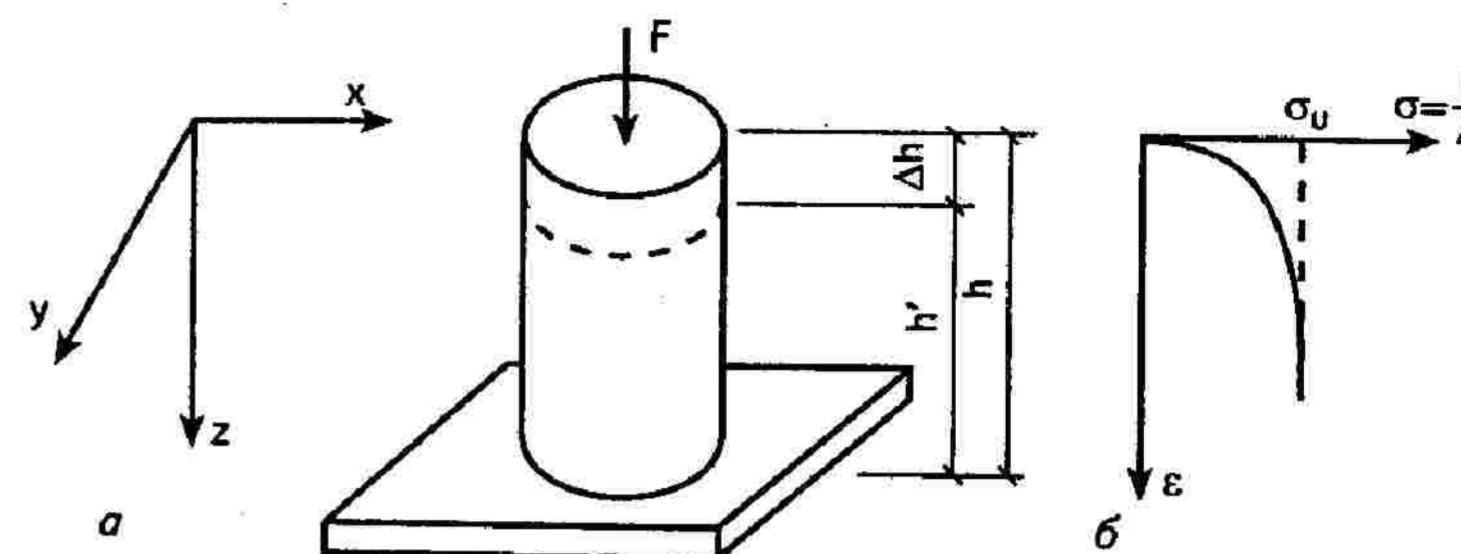


Рис. 5.1. Испытание грунта на одноосное сжатие: *a* — схема испытания; *b* — диаграмма деформаций

Связь между напряжением и деформацией устанавливается согласно известному из сопротивления материалов закону Гука $\sigma = \varepsilon E$, где E — модуль упругости грунта.

Таким образом, испытание грунта на одноосное сжатие в наименьшей степени соответствует действительным условиям деформирования грунта в массиве, так как не учитывает реакции окружающего его грунта, который ограничивает боковые перемещения.

5.2.2. Компрессионное испытание грунта

Компрессионные испытания — наиболее распространенный вид лабораторных исследований для определения деформационных характеристик (свойств) грунтов. **Компрессия** — это процесс сжатия грунта без возможности бокового расширения ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$), т.е. уплотнение образца без его разрушения.

Компрессионные испытания грунтов в лабораторных условиях проводятся в компрессионных приборах (одометрах). Конструкции их бывают различные, в зависимости от способа приложения нагрузки и целей исследования. В качестве примера на рис. 5.2 показан общий вид прибора для компрессионного испытания грунта.

На компрессионное сжатие (рис. 5.3) образец грунта испытывается в металлическом кольце, и на него через жесткий штамп передается сила F , вызывающая в образце сжимающее напряжение $\sigma = F/A$, где A — площадь поперечного сечения образца. Таким образом, под действием вертикальной нагрузки происходит вертикальное перемещение штампа, вызывающее осадку образца.

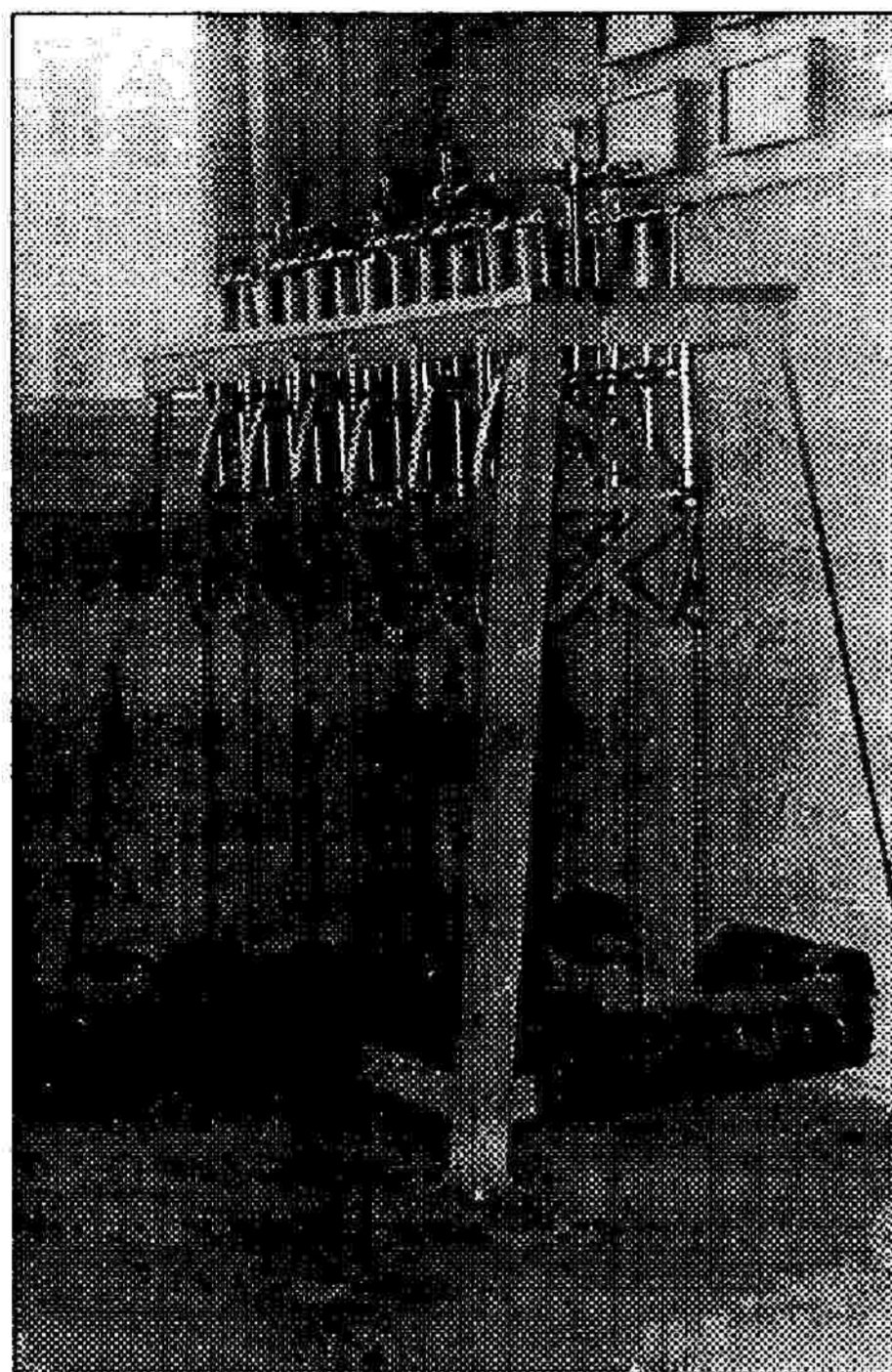


Рис. 5.2. Общий вид прибора для испытания грунта на компрессию

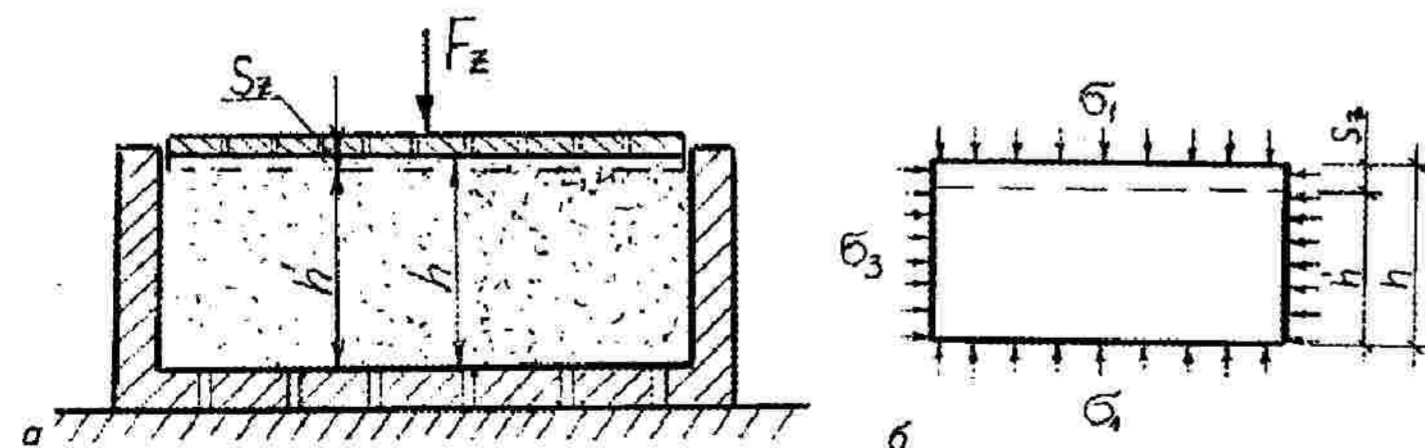


Рис. 5.3. Схема компрессионного испытания образца грунта:
а — схема прибора; б — напряженно-деформированное состояние образца грунта

График зависимости относительных деформаций (ε_z) от сжимающих напряжений при компрессионном испытании показан на рис. 5.4:

$$\varepsilon_z = \frac{S_z}{h} \text{ (см. рис. 5.3).}$$

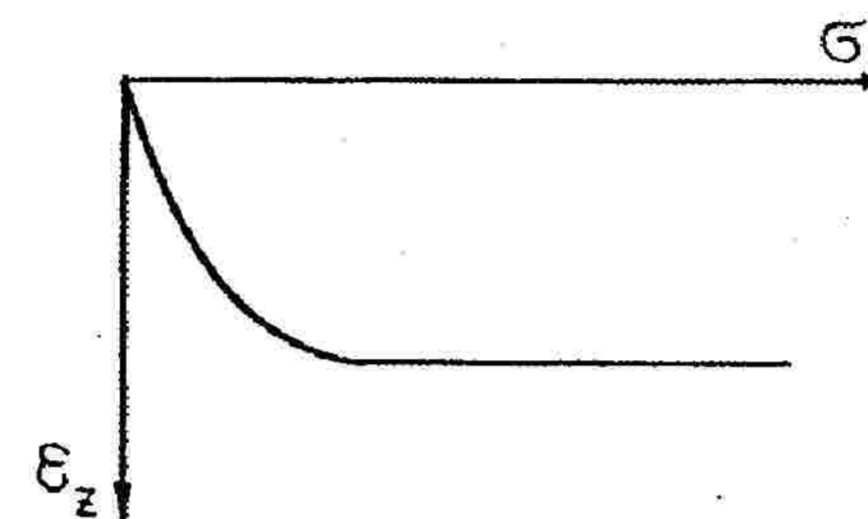


Рис. 5.4. График зависимости $\varepsilon_z = f(\sigma)$

При испытании грунта на компрессию предварительно определяют плотность грунта ρ , плотность частиц грунта ρ_s и природную влажность ω грунта, по которым вычисляют начальный (до сжатия) коэффициент пористости грунта:

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1. \quad (5.2)$$

Поскольку уплотнение и разрушение грунта происходит из-за изменения пористости, результаты компрессионных испытаний представляют в виде зависимости коэффициента пористости грунта от сжимающего напряжения (компрессионная кривая), т.е. зависимость $\varepsilon_z = f(\sigma)$ (см. рис. 5.4) представляется в виде $e = f(\sigma)$ (рис. 5.5). Имея начальный коэффициент пористости e_0 , любой последующий e_i определяется по формуле

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \varepsilon_z (1 - e_0) = e_0 - \frac{S_z}{h} (1 - e_0) = e_0 - \frac{\Delta V_n}{V_s}, \quad (5.3)$$

где Δe_i — изменение коэффициента пористости;

ΔV_n — изменение объема пор образца грунта;

V_s — объем твердых частиц грунта.

По значениям e_i для различных напряжений строим кривую $e = f(P)$, которую называют компрессионной кривой. На рис. 5.5 показаны компрессионные кривые для грунтов, не обладающих структурной прочностью.

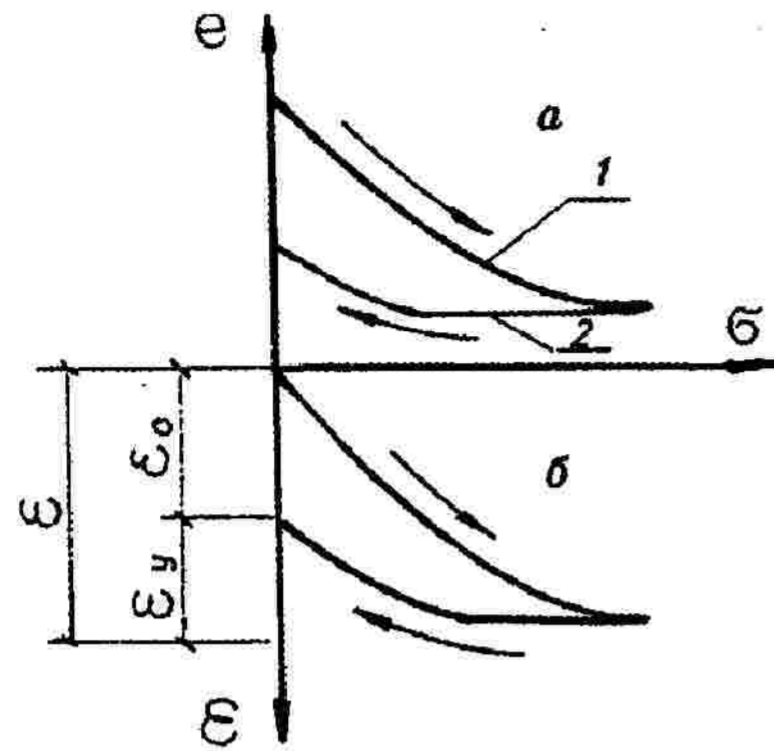


Рис. 5.5. Компрессионные кривые (а) и зависимости изменения относительных деформаций от напряжений (б):

1 — кривая компрессии (уплотнения); 2 — кривая декомпрессии (набухания); ϵ_0 — относительная пластическая деформация; ϵ_y — то же, упругая

Для оценки сжимаемости грунтов в диапазоне реальных (строительных) нагрузок компрессионную кривую можно заменить прямой линией MM_1 (рис. 5.6). Уравнение этой прямой

$$e_i = e_0 - \sigma_i \operatorname{tg} \alpha. \quad (5.4)$$

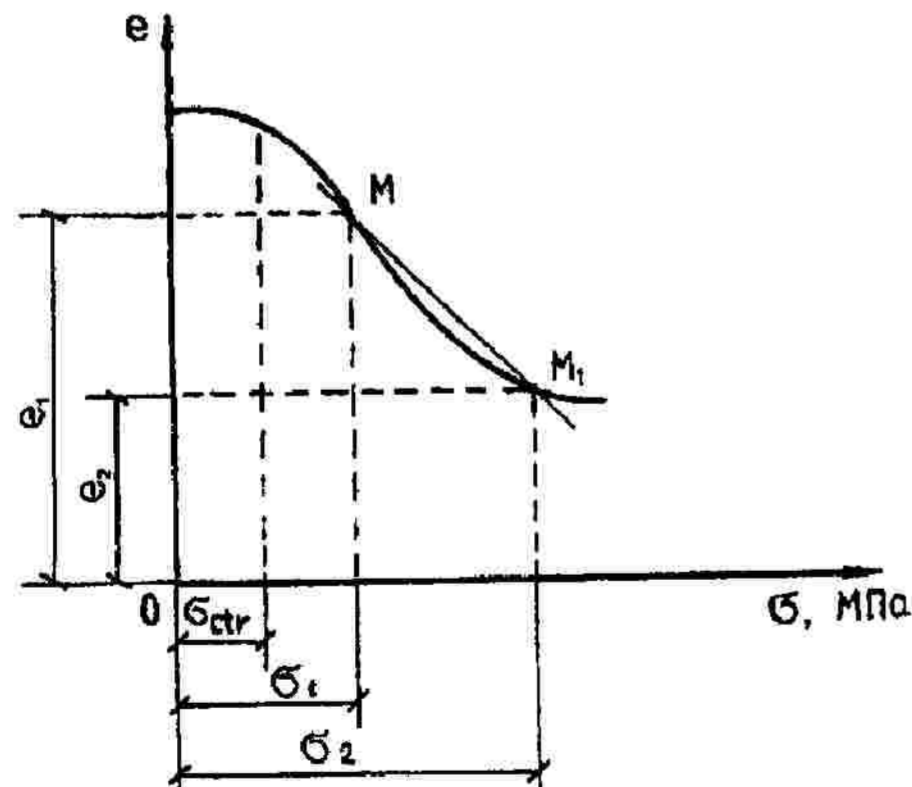


Рис. 5.6. Расчетная схема для определения коэффициента уплотнения (сжимаемости)

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения напряжения от σ_1 до σ_2 , поэтому ее называют *коэффициентом уплотнения* (сжимаемости) и обозначают буквой m_0 . Тогда $\operatorname{tg} \alpha = m_0$.

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{\Delta e_i}{\Delta \sigma_i}, \quad (5.5)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости, соответствующие напряжениям σ_2 и σ_1 .

Коэффициент сжимаемости — расчетная характеристика деформируемости грунтов, которая используется при определении осадок сооружений. С помощью этого коэффициента можно производить качественную оценку грунта как основания зданий и сооружений:

- при $m_0 \leq 0,1 \text{ МПа}^{-1}$ — грунт мало сжимаемый,
- $0,1 \leq m_0 \leq 1,0 \text{ МПа}^{-1}$ — средней сжимаемости,
- $m_0 > 1,0 \text{ МПа}^{-1}$ — сильно сжимаемый.

Заменив в выражении (5.4) $\operatorname{tg} \alpha$ на m_0 , получим

$$e_i = e_0 - m_0 \sigma_i. \quad (5.6)$$

Продифференцировав это выражение, получим

$$de = -m_0 d\sigma, \quad (5.7)$$

и тогда можно сформулировать **закон уплотнения** (компрессии): *изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления.*

Закономерность изменения коэффициента пористости установлена К. Терцаги и развита многими учеными, например, Н.М. Герсевановым, Н.А. Цытовичем, Н.Н. Масловым и др.

5.2.3. Трехосное испытание грунта

Сложное напряженное состояние грунта с помощью компрессионных испытаний оценить невозможно. В этом случае для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) образца в массиве используют трехосное сжатие в стабилометре.

Испытание грунта в стабилометре (рис. 5.7) производится следующим образом: на поверхность грунтового образца 1, боковая поверхность которого закрыта тонкой резиновой оболочкой 2, могут действовать нормальные напряжения. Напряжения по боковой поверхности цилиндра создаются за счет давления в рабочей камере 3 прибора, заполненной жидкостью (вода, глицерин) или газом. Напряжения по торцам цилиндра создаются либо давлением жидкости, либо передачей усилия F через шток 4 на штамп 5.

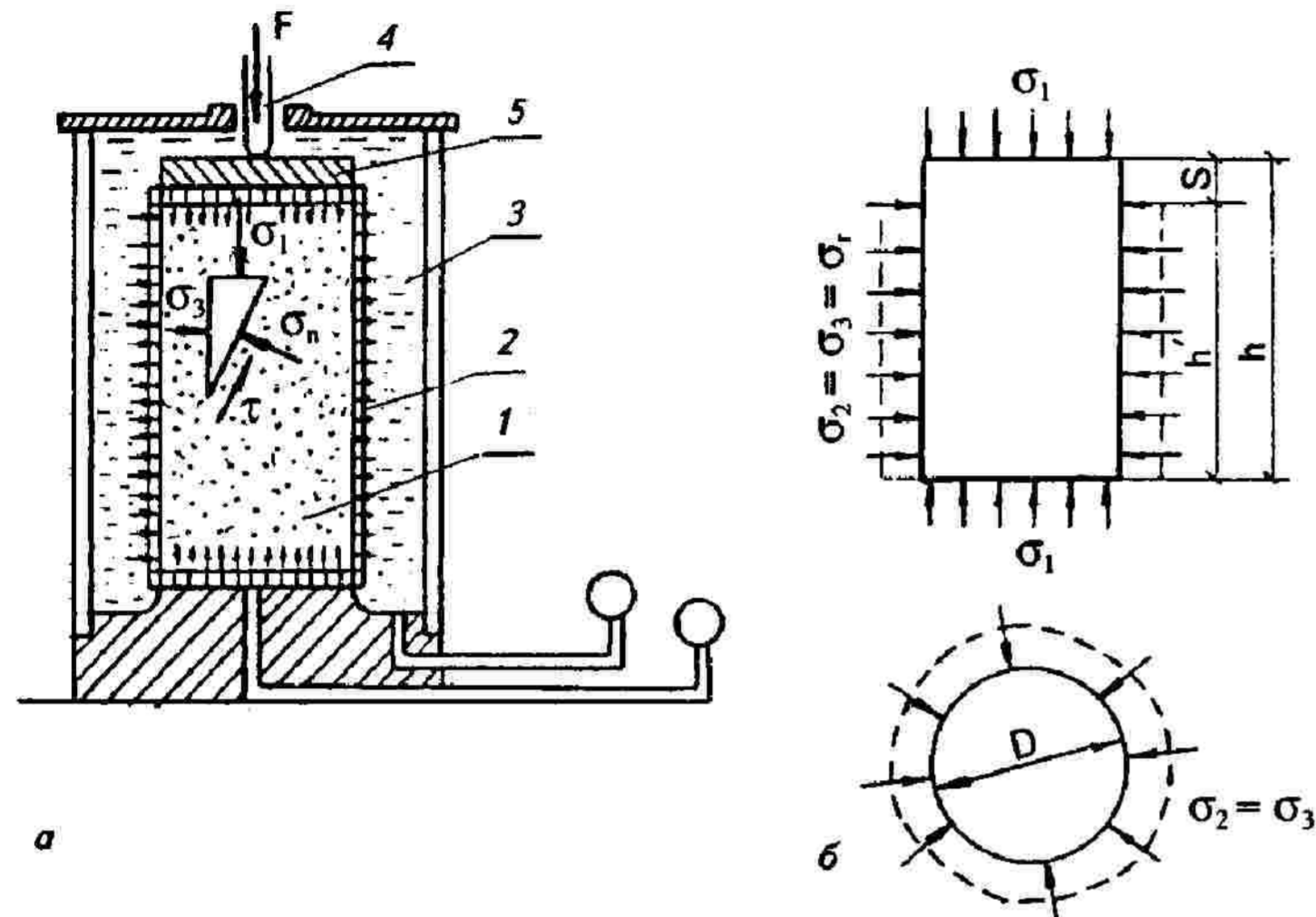


Рис. 5.7. Схема рабочей камеры стабилометра (а) и цилиндрический образец грунта в трехосном приборе (б)

Процесс испытания в трехосном приборе обычно состоит в изменении по заданной программе напряжений σ_1 и $\sigma_2 = \sigma_3$ посредством увеличения или уменьшения давления в рабочей камере и усилия в штоке. При этом измеряются вертикальное сжатие и увеличение диаметра (рис. 5.7, б).

В стабилометрах можно создавать широкий диапазон видов НДС грунта, например, при постоянном боковом сжатии, т.е. $\sigma_2 = \sigma_3$ и возрастании σ_1 наблюдается, как и в случае одноосного сжатия (см. рис. 5.1, б), развитие продольных деформаций (рис. 5.8, кривая 1); при всестороннем сжатии $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, как и в случае компрессионного испытания, наблюдается затухание деформации (рис. 5.8, кривая 2).

Оценка сжимаемости грунтов в стабилометрах производится по объемной деформации грунта

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V}, \quad (5.8)$$

где ΔV — изменение объема образца,
 V — его начальный объем.

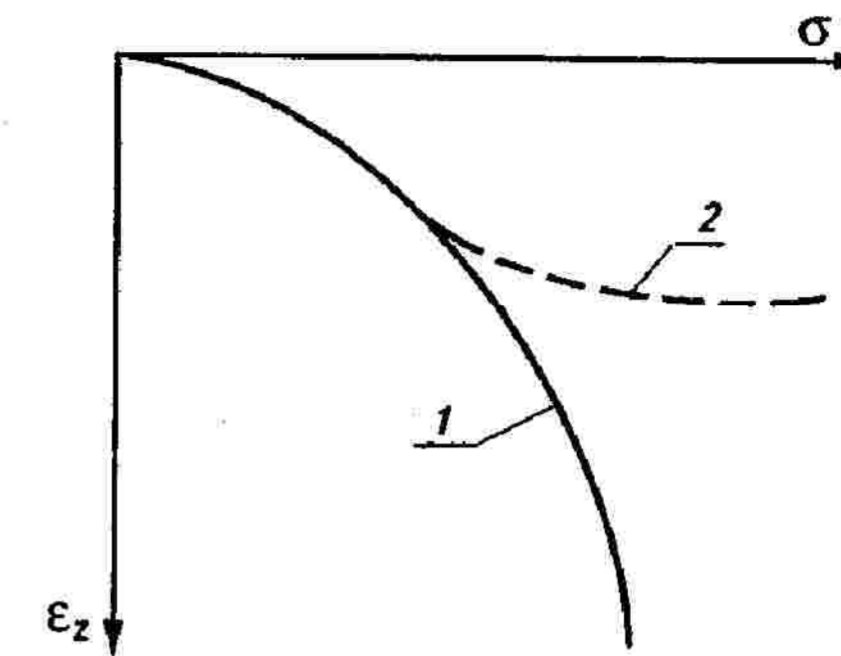


Рис. 5.8. Графики изменения деформаций от напряжений

Тогда относительную объемную деформацию грунта можно записать как

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z. \quad (5.9)$$

При компрессионных испытаниях (5.9) имеет вид $\varepsilon_v = \varepsilon_z$, так как $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

5.3. Основные деформационные характеристики грунтов

Основными характеристиками сжимаемости грунтов являются модуль общей деформации E или коэффициент относительной сжимаемости m_v , коэффициент поперечного расширения (коэффициент Пуассона) ν и коэффициент бокового давления ξ грунта.

Коэффициент относительной сжимаемости. При расчетах осадок уплотнения грунтов вместо коэффициента сжимаемости используется коэффициент относительной сжимаемости (m_v):

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (5.10)$$

Физический смысл этого коэффициента можно установить на основании соотношений следующим образом: из уравнения (5.6) имеем

$$e_0 - e_i = m_0 \sigma_i, \quad (5.11)$$

с другой стороны, из выражения (5.5)

$$e_0 - e_i = \frac{S_z}{h} (1 + e_0). \quad (5.12)$$

Приравняв правые части формул (5.11) и (5.12), получим

$$m_0 \sigma_i = (1 + e_0) \cdot \frac{S_z}{h}, \quad (5.13)$$

тогда, разделив выражение (5.13) на $(1 + e_0)$, получим

$$\frac{m_0}{1 + e_0} \cdot \sigma_i = \frac{S_z}{h}. \quad (5.14)$$

Принимая во внимание (5.10), получим

$$m_v \sigma_i = \frac{S_z}{h}, \text{ где } \frac{S_z}{h} = \varepsilon. \quad (5.15)$$

Тогда можно записать:

$$m_v = \frac{S_z}{h \sigma_i}, \text{ или } m_v = \frac{\varepsilon}{\sigma_i}. \quad (5.16)$$

Таким образом, коэффициент относительной сжимаемости равен относительной осадке S_z/h , приходящейся на единицу действующего напряжения σ_i .

Коэффициент бокового давления (ξ). В состоянии покоя, т.е. при отсутствии горизонтальных перемещений, он представляет отношение поперечных сжимающих напряжений к продольным при $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, т.е.

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}. \quad (5.17)$$

Как было сказано в п. 5.2.1, при компрессионном испытании грунтов боковые деформации образца отсутствуют, так как стенки прибора жесткие. Тогда при таком сжатии можно записать:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z. \quad (5.18)$$

Данный коэффициент определяется методом ленты, который предложен К. Терцаги. Сущность метода заключается в следующем: при выдергивании такой сжатой ленты из горизонтальной и вертикальной прорезей в стенке кольца производят замер усилий (рис. 5.9). Тогда, зная усилия, можно определить коэффициент бокового давления:

$$\xi = \frac{T_{\Gamma}}{T_B} = \frac{2f \cdot A \cdot \sigma_x}{2f \cdot A \cdot \sigma_z} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}, \quad (5.19)$$

где f — коэффициент трения ленты (сталь) по грунту;
 A — площадь ленты.

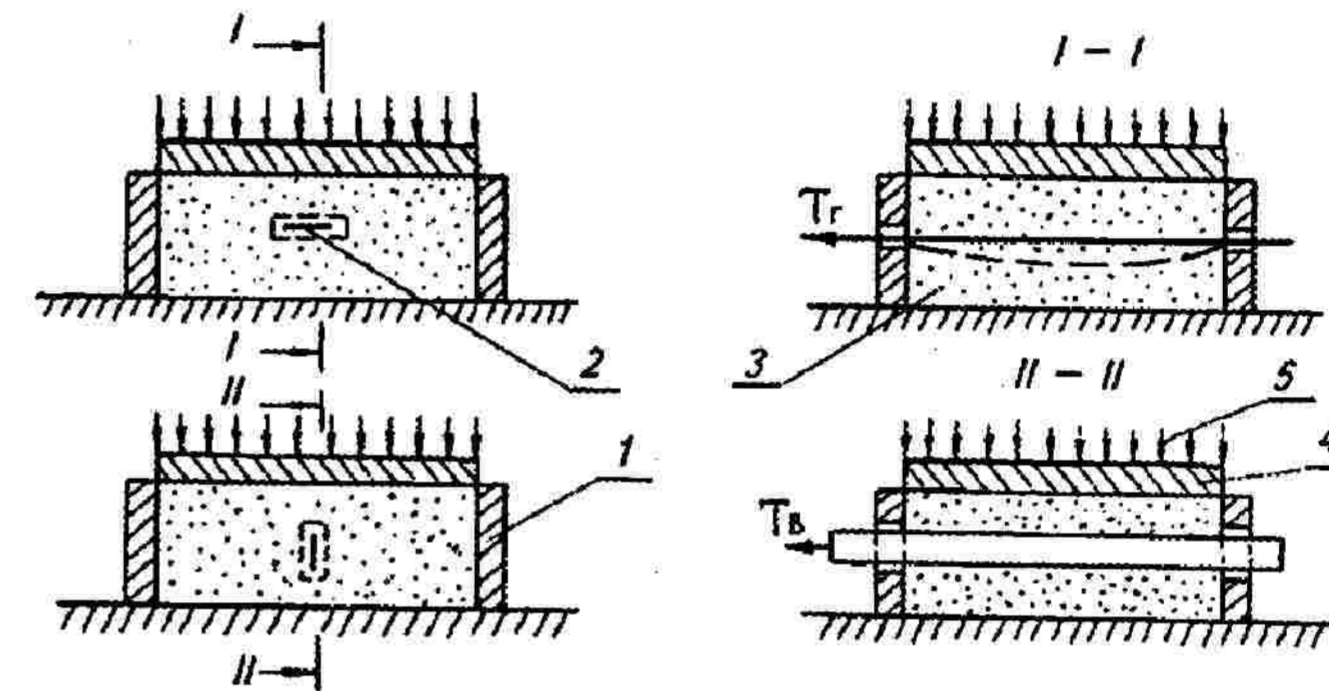


Рис. 5.9. Схема компрессионного испытания образца для определения коэффициента бокового давления грунта (в состоянии покоя):
1 — жесткие стенки прибора (кольцо); 2 — стальная лента; 3 — образец грунта; 4 — поршень; 5 — равномерная нагрузка

Наиболее распространенные значения коэффициента бокового давления (по Н.А. Цытовичу, 1983) для жестких грунтов $\xi = 0,25-0,37$, для глинистых (в зависимости от консистенции) — $\xi = 0,11-0,82$.

Коэффициент поперечного расширения (коэффициент Пуассона) представляет отношение поперечных деформаций — относительных горизонтальных к относительным вертикальным, т.е.

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}. \quad (5.20)$$

Коэффициенты бокового давления ξ и поперечного расширения ν связаны между собой следующим образом. Относительные деформации ε_x , ε_y , ε_z при действии напряжений по трем осям σ_x , σ_y , σ_z (при τ_{zx} , τ_{yz} , $\tau_{xy} = 0$) выражаются обобщенным законом Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)],$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)], \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)],$$

где E — модуль упругости деформации.

При отсутствии бокового расширения в условиях компрессионных испытаний ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, $\sigma_x = \sigma_y = \xi\sigma_z$) из уравнений (5.21) получим:

$$\xi - \nu(\xi + 1) = 0, \quad (5.22)$$

$$\text{откуда } \nu = \frac{\xi}{1 + \xi}, \text{ или } \xi = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (5.23)$$

Значения коэффициента поперечного расширения согласно (5.23) получим: для песчаных грунтов $\nu = 0,2-0,27$, для пылевато-глинистых — $\nu = 0,1-0,45$.

Модуль общей деформации грунта используется в качестве деформационного показателя и характеризует упругие и остаточные деформации (см. рис. 5.5).

Модуль общей деформации является важной характеристикой, используемой для расчета оснований и сооружений по деформациям. Модуль общей деформации определяется в полевых (см. разд. 1.3.1) и лабораторных (см. разд. 1.3.2.) условиях. Наиболее распространен способ проведения компрессионных испытаний с последующей их обработкой. В этом случае модуль общей деформации

$$E = \beta \frac{1 + e}{m_0}, \quad (5.24)$$

где e — коэффициент пористости грунта в природном состоянии;

m_0 — коэффициент сжимаемости (уплотнения) МПа^{-1} ;

β — безразмерный коэффициент, определяемый в зависимости от коэффициента поперечного расширения ν по формуле

$$\beta = \frac{1 - 2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (5.25)$$

или от коэффициента бокового давления ξ

$$\beta = \frac{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}{1 + \xi}. \quad (5.26)$$

Для крупнообломочных грунтов $\beta = 0,8$, песков и супесей — $0,74$, суглинков — $0,62$ и глин — $0,93$.

Значение модуля деформации грунта, найденное с использованием компрессионных кривых, отличается от действительного, так как при отборе образцов грунта все же происходит какое-то нарушение его природной структуры. Поэтому для определения модуля деформации используют полевой метод испытания грунта статической нагрузкой (см. разд. 1.3.1). По результатам испытаний строится график зависимости осадки от нагрузки (рис. 5.10).

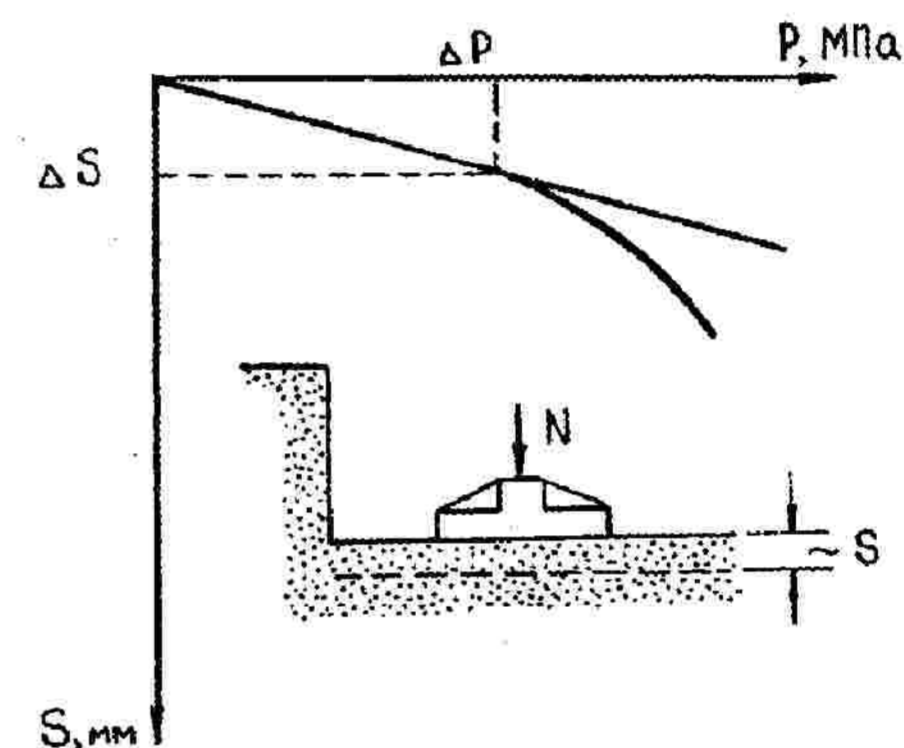


Рис. 5.10. График зависимости осадки штампа от давления

Пример 5.1. Определить модуль общей деформации для полутвердого суглинка по данным испытания в компрессионном приборе. Результаты испытаний грунта представлены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Результаты компрессионного испытания

Давление P , МПа	Коэффициент пористости, e	Давление P , МПа	Коэффициент пористости, e
0	0,670	0,20	0,649
0,05	0,667	0,25	0,642
0,10	0,662	0,30	0,638
0,15	0,656	0,35	0,635

Решение. Определяем коэффициент сжимаемости в интервале $0,1-0,2$ МПа по формуле (5.5):

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,662 - 0,649}{0,2 - 0,1} = \frac{0,013}{0,1} = 0,13 \text{ МПа}^{-1}.$$

Модуль общей деформации определяем по формуле (5.24):

$$E = \beta \frac{1+e}{m_0} = 0,74 \frac{1+0,662}{0,13} = 9,47 \text{ МПа}.$$

5.4. Прочность грунтов. Закон Кулона для связных и несвязных грунтов

Грунты оснований зданий и сооружений испытывают воздействие не только нормальных, но и касательных напряжений. Когда касательные напряжения по какой-либо поверхности в грунте достигают его предельного сопротивления, то происходит сдвиг одной части массива грунта по другой.

Сопротивление грунта сдвигу характеризуется прочностными свойствами грунта и используется в расчетах оснований по первому предельному состоянию (по прочности).

Прочностью грунта называют способность его воспринимать силы внешнего воздействия не разрушаясь. Разрушение грунта, служащего основанием сооружения, слагающего берег (склон) водохранилища или же откос канала, происходит в виде перемещения-сдвига одной его части относительно другой тогда, когда силы внешнего воздействия превысят силы внутреннего сопротивления. Прочность грунта определяется его сопротивляемостью сдвигу и оценивается показателем, который называется *предельным сопротивлением сдвигу* τ .

В лабораторных условиях сопротивление грунта сдвигу устанавливается испытанием его образцов на прямой сдвиг (срез) в сдвиговых приборах и приборах трехосного сжатия, в полевых — путем испытания крыльчаткой, методами раздавливания призмы грунта, сдвигом целика грунта в заданной плоскости и другими способами (см. разд. 1.3). На рис. 5.11 показан общий вид установки для испытания грунтов на одноплоскостной сдвиг.

Сопротивление сдвигу песчаных и крупнообломочных грунтов возникает в основном в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга. В этих грунтах сопротивление растяжению практически отсутствует, поэтому их называют *сыпучими*, или *несвязными*. Тогда сопротивление сдвигу в несвязных (сыпучих) грунтах зависит от сил трения между частицами.

Процесс разрушения глинистых грунтов значительно сложнее, чем песчаных или крупнообломочных. Водно-коллоидные и цементационные свя-

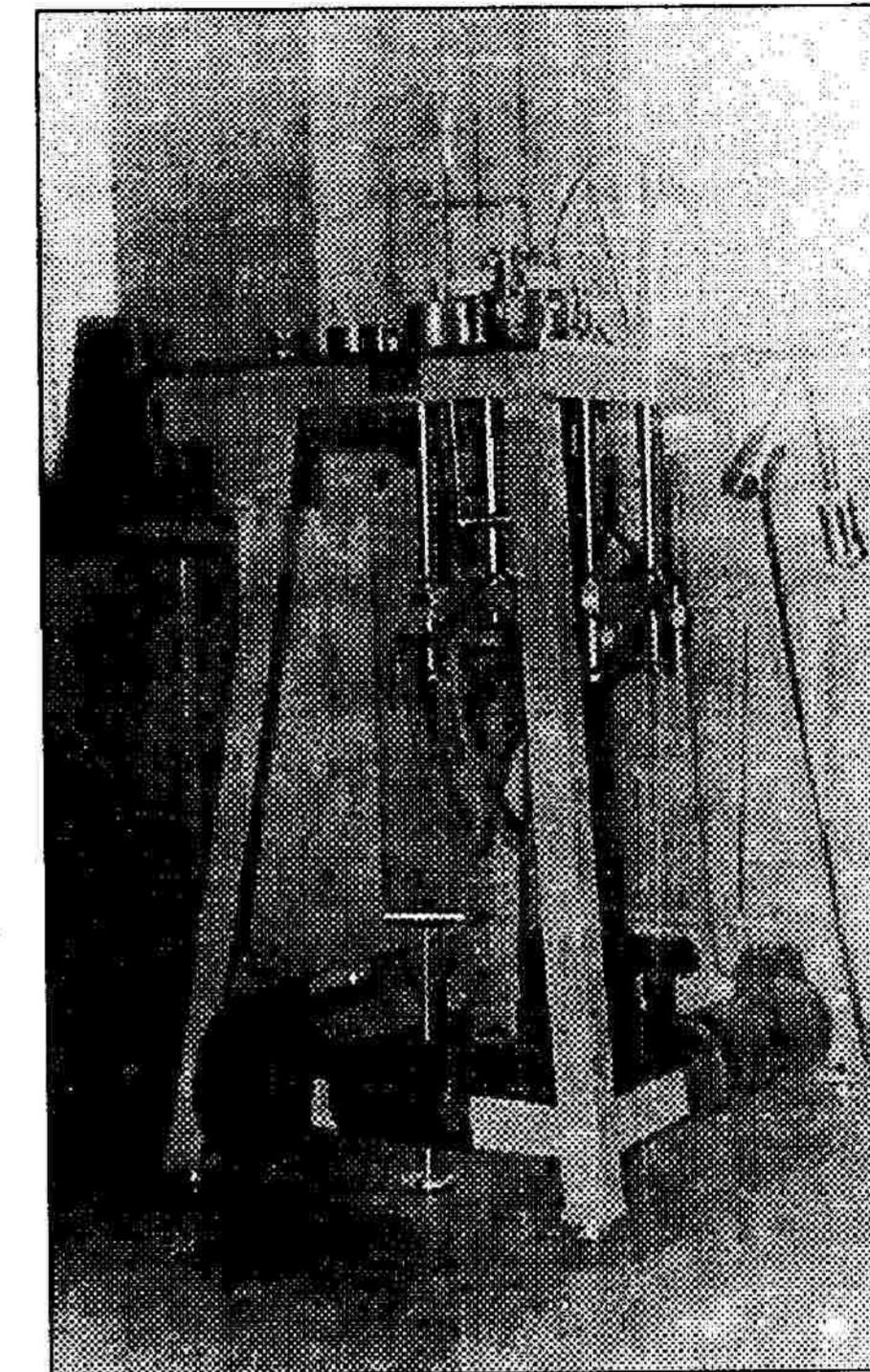


Рис. 5.11. Общий вид прибора для испытания грунта на сдвиг

зи, которые имеют место в глинистых грунтах, обеспечивают некоторое сопротивление их растяжению. Поэтому эти грунты часто называют *связными*. Тогда сопротивление сдвигу в связных грунтах складывается из сил трения частиц и сил сцепления между ними.

Сцепление — это сопротивление структурных связей глинистых грунтов всякому перемещению частиц.

Испытание глинистых грунтов на сдвиг производится по двум схемам:

I схема — закрытая (неконсолидированно-недренированные испытания), т.е. когда грунт не консолидирован. Испытания производятся сразу после приложения вертикальной нагрузки, при этом плотность и влажность грун-

та в процессе опыта не меняются. Такие опыты носят название «быстрого сдвига».

II схема — открытая (консолидированно-дренированная), т.е. когда грунт консолидирован. В этом случае испытания на сдвиг производятся после полной консолидации. **Консолидация** — процесс уплотнения грунта, сопровождающийся отжатием воды из пор грунта, т.е. это явление свойственно водонасыщенным грунтам.

Как было сказано выше, сопротивление грунтов сдвигу можно определить с помощью различных приборов. Наиболее простым из них является одноплоскостной сдвиговой (рис. 5.12).

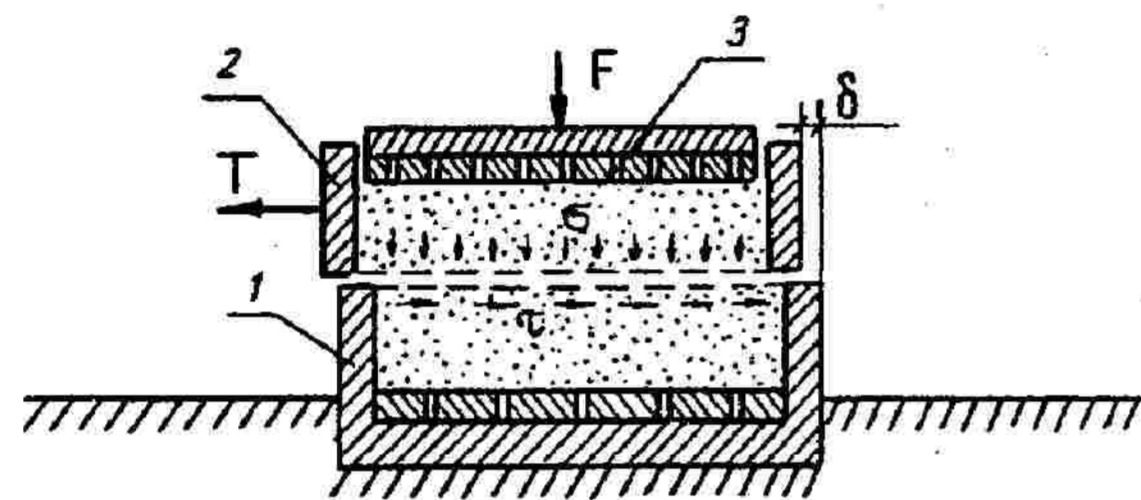


Рис. 5.12. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг:

1 — неподвижная обойма; 2 — то же, подвижная; 3 — фильтрующая пластина с зубцами

Если образец грунта поместить в сдвиговой прибор (в виде двух компрессионных колец), то приложив вертикальную силу F и постепенно увеличивая горизонтальную силу T , происходит срез (сдвиг) одной части образца относительно другой по линии, показанной пунктиром (см. рис. 5.12).

Опыты на сдвиг проводят при нескольких сжимающих напряжениях (σ) для образцов грунта, находящихся в одинаковом состоянии и результаты оформляют в виде графиков (рис. 5.13). При этом, чем больше σ , тем больше предельное сопротивление сдвигу τ_u .

Под действием возникающих в плоскости среза касательных напряжений $\tau = T/A$ развиваются горизонтальные перемещения верхней части образца σ (см. рис. 5.13). По мере увеличения τ интенсивность горизонтальных перемещений σ возрастает, и при некотором предельном значении $\tau = \tau_u$ дальнейшее перемещение части образца происходит без увеличения сдвигающего напряжения. Это свидетельствует о разрушении образца грунта.

Многочисленными экспериментами различных авторов установлено, что график зависимости сопротивления сдвигу от нормального напряжения для песчаных и крупнообломочных грунтов с достаточной точностью может быть

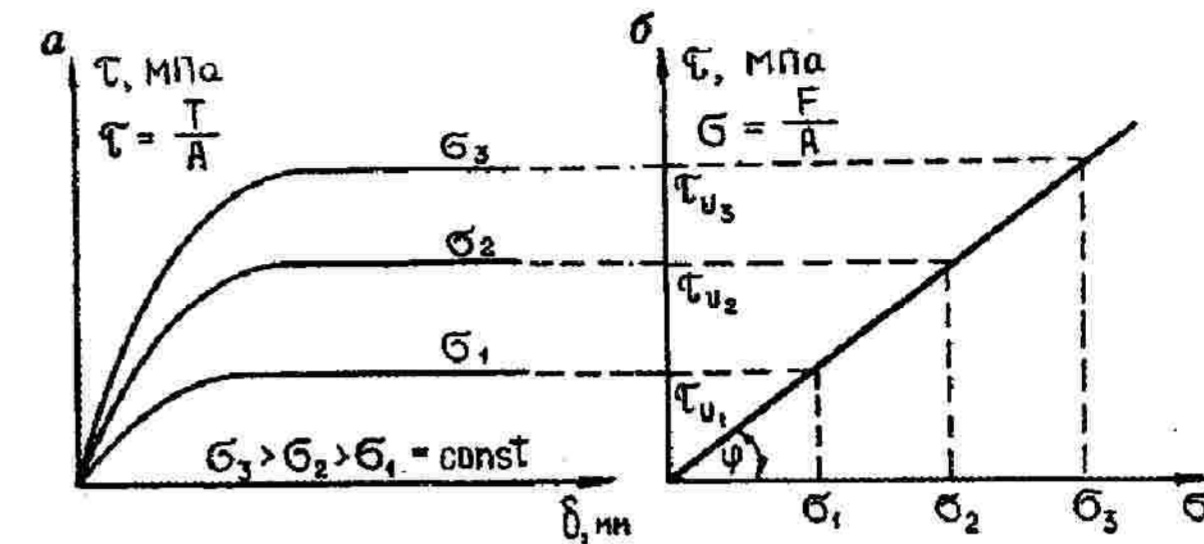


Рис. 5.13. Кривые горизонтальных смещений части образца при различных значениях нормальных напряжений (а) и график сопротивления сдвигу образца песчаного грунта (б)

представлен отрезком прямой, выходящей из начала координат (см. рис. 5.13, б). Тогда эта зависимость может быть выражена уравнением

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sigma \cdot f, \quad (5.27)$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения, характеризующий трение грунта о грунт, $\operatorname{tg} \varphi = f$;

φ — угол внутреннего трения.

Зависимость (5.27) установлена французским ученым Ш. Кулоном еще в 1773 г. и формулируется следующим образом: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению*. Этот закон называется **законом Кулона** для несвязных грунтов.

Как известно, глинистые грунты (супесь, суглинок, глина) обладают связностью, интенсивность которой зависит от влажности и степени уплотненности грунта.

Испытание глинистых грунтов производится в таких же приборах, что и несвязных грунтов (см. рис. 5.12), только фильтрующая пластина — без зубцов.

Так же проводятся несколько испытаний и строится график (рис. 5.14).

Тогда зависимость $\tau = f(\sigma)$ для связных грунтов может быть представлена следующим образом:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma \cdot f + c, \quad (5.28)$$

где c — отрезок, отсекаемый от оси τ_u прямой AB (рис. 5.14), называется **удельным сцеплением** и характеризует связность грунта.

Параметры φ и c лишь условно можно назвать углом внутреннего трения и удельным сцеплением, так как физика процесса разрушения грунта

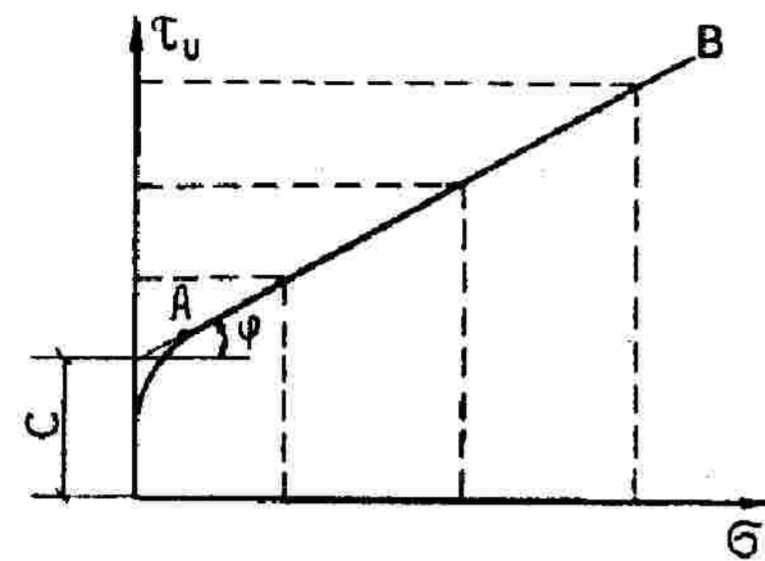


Рис. 5.14. График сопротивления сдвигу образцов глинистого грунта

намного сложнее. На полученные величины параметров сопротивления грунта сдвигу (φ и c) оказывает влияние методика проведения опытов (табл. 5.3).

Уравнение (5.28) называют законом Кулона для связных грунтов и формулируют следующим образом: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершении их консолидации есть функция первой степени нормального напряжения.*

Таблица 5.3

Прочностные показатели глинистых грунтов, определяемые различными методиками

Схема испытания	Значения параметров	
	φ , град	c , МПа
Мгновенный сдвиг без предварительного уплотнения	6	0,02
Быстрый сдвиг без предварительного уплотнения	5	0,027
Медленный сдвиг с предварительным уплотнением под нагрузками среза	20	0,003

Исследования, проведенные во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, показывают, что 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 (табл. 5.4).

Таблица 5.4

Характеристики грунтов, полученные различными испытаниями (по П.Д. Евдокимову, 1966)

Вид грунта	Метод испытаний					
	Бетонный штамп		Одометр		Стабилометр	
	φ , град.	c , Н/см ²	φ , град.	c , Н/см ²	φ , град.	c , Н/см ²
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 1,5×1,0 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.

Таким образом, для расчета оснований зданий и сооружений необходимо определить вышеуказанные прочностные характеристики грунта, а именно: угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Для расчетов оснований зданий и сооружений II и III классов можно использовать нормативные значения прочностных и деформационных характеристик, приведенных в СНиП 2.02.01-83* и в разд. 1.3.

5.5. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации

В грунтах часть его объема занимают твердые минеральные частицы, а другую часть — поры, которые обуславливают водопроницаемость. Различные виды грунтов обладают разной водопроницаемостью. При прочих равных условиях лучшей водопроницаемостью обладают песчаные грунты и меньшей — глинистые.

Водопроницаемостью грунта называют его способность пропускать через себя свободногравитационную воду под действием разности напоров. От водопроницаемости грунтов зависит ряд процессов, влияющих на устойчивость сооружений, в том числе:

- скорость уплотнения основания (грунтов);
- суффозия грунта — перемещение или вынос мелких частиц по порам, образованным более крупными частицами под воздействием фильтрационного потока;

• оползневые явления — перемещение грунтовых масс под действием силы тяжести или внешней нагрузки.

Движение свободногравитационной воды в грунтах оснований называется **фильтрацией**. Фильтрация может происходить по различным направлениям:

- горизонтально (рис. 5.15,а);
- вертикально вниз (рис. 5.15,б);
- вертикально вверх (рис. 5.15,в).

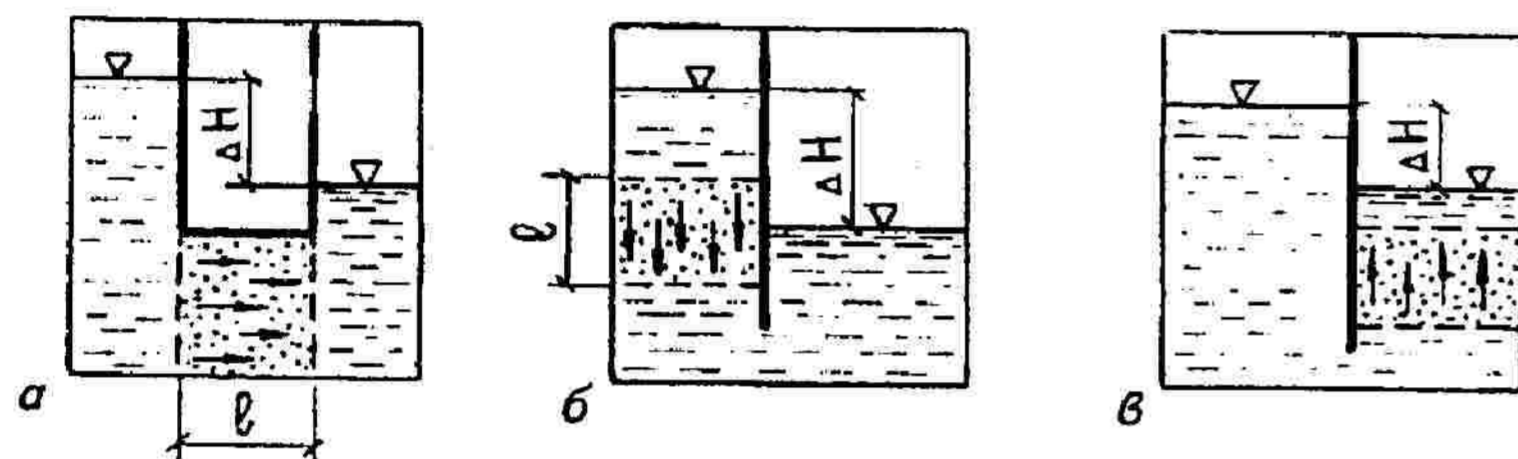


Рис. 5.15. Схемы движения воды в грунтах:

l — длина или высота образца грунта; ΔH — разность отметок воды перед входом в образец и выходом из него

Таким образом, движение воды в грунте происходит под действием возникающего в нем градиента напора.

Движение воды в песчаных и глинистых грунтах рассматривается как параллельно-струйное, т.е. имеет ламинарный характер движения, так как скорость фильтрации в таких грунтах невелика.

Первые эксперименты по изучению фильтрации воды были поставлены французским инженером А. Дарси в 1854 г. Дарси установил, что объем воды V , профильтровавшийся через заполненную песком трубу, пропорционален площади ее поперечного сечения, потерям напора и продолжительности фильтрации:

$$V = k_f \cdot J \cdot A \cdot t, \quad (5.29)$$

где k_f — коэффициент фильтрации, см/с (м/сут);

J — гидравлический градиент (уклон), равный потере напора на пути фильтрации:

$$J = \frac{(H_1 - H_2)}{L} = \frac{\Delta H}{L}, \quad (5.30)$$

где A — площадь поперечного сечения трубки, m^2 ;

t — продолжительность фильтрации, с.

Коэффициент фильтрации — это скорость фильтрации при гидравлическом градиенте, равном единице. Он широко используется в практике гидрогеологических расчетов, характеризует водопроницаемость грунтов, зависит от гранулометрического состава, плотности и пористости грунта. Коэффициент фильтрации определяется в лабораторных и полевых условиях.

Средние ориентировочные значения коэффициента фильтрации для некоторых видов грунтов приведены в табл. 5.5.

Таблица 5.5

Ориентировочные значения коэффициента фильтрации грунтов

Грунт	Коэффициент фильтрации k_f , м/сут.
Галечниковый (чистый)	200
Гравийный (чистый)	От 100 до 200
Крупнообломочный с песчаным заполнителем	От 100 до 150
Песок:	
гравелистый	От 50 до 100
крупный	От 25 до 75
средней крупности	От 10 до 25
мелкий	От 2 до 10
пылеватый	От 0,1 до 2
Супесь	От 0,1 до 0,7
Суглинок	0,005 до 0,4
Глина	0,005
Торф:	
слаборазложившийся	От 1 до 4
среднеразложившийся	От 0,15 до 1,0
сильноразложившийся	От 0,01 до 0,15

Для хорошо фильтрующих грунтов (песков и супесей) коэффициент фильтрации определяют с помощью прибора (рис. 5.16), состоящего из трубы длиной l , заполненной грунтом, и двух трубок — подводящей и отводящей воду. При разности напоров $H_2 - H_1$ вода будет фильтроваться под действием градиента (J). Определив объем воды V , профильтровавшейся за время t , можно по формуле

$$k_f = \frac{V}{JA t}. \quad (5.31)$$

Зависимость скорости фильтрации (V_f) от гидравлического градиента, характеризующего водопроницаемость грунтов, носит название закона ла-

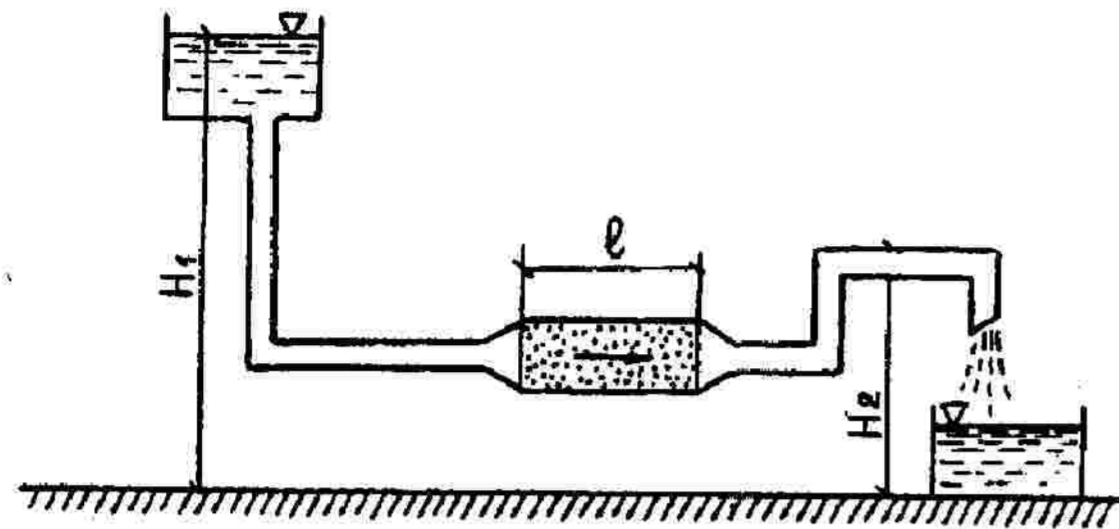


Рис. 5.16. Схема установки для определения коэффициента фильтрации

минеральной фильтрации. Математическое выражение этого закона, предложенное Дарси, имеет вид

$$V_f = k_f \cdot J. \quad (5.32)$$

Формулируется закон ламинарной фильтрации следующим образом: скорость движения (фильтрации) воды в грунте прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.

Фильтрация воды в вязких глинистых грунтах имеет свои особенности, связанные с малыми размерами пор и вязким сопротивлением водно-коллоидных пленок, обволакивающих минеральные частицы грунтов.

Движение (фильтрация) воды в глинистых грунтах, в отличие от песчаных (рис. 5.17, кривая *a*), начинается лишь при достижении некоторого гра-

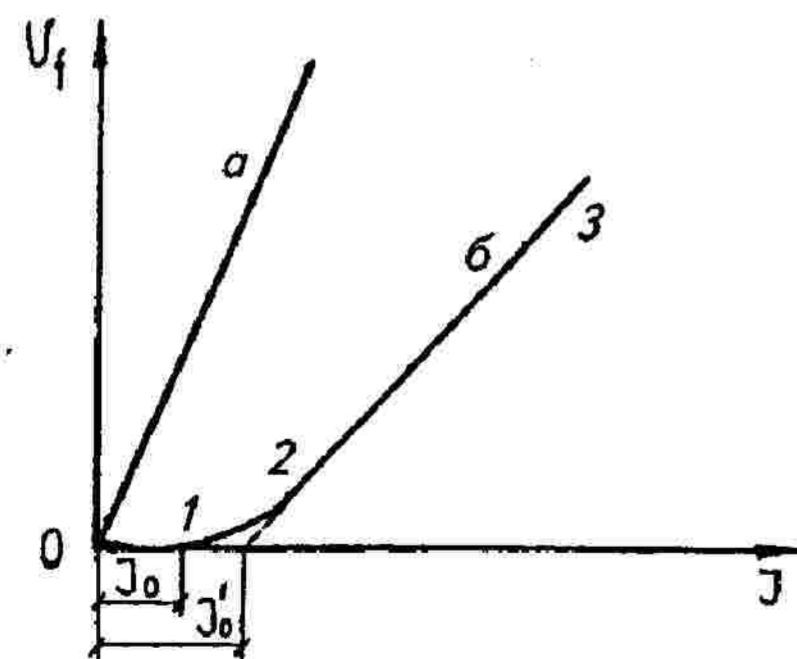


Рис. 5.17. Зависимость скорости фильтрации в грунте от гидравлического градиента

диента напора (см. рис. 5.17, кривая *б*), преодолевающего внутреннее сопротивление движения воды.

Для кривой (*б*) различают три участка:

I — начальный (*0—1*), когда скорость фильтрации практически равна нулю ($V_f = 0$);

II — переходный (*1—2*) криволинейный участок;

III — прямолинейный (*2—3*), характеризующий процесс установившейся фильтрации.

Таким образом, в глинистых грунтах, особенно в плотных, при относительно небольших значениях градиента напора фильтрация может не возникнуть (участок *0—1*, кривая *б*). Увеличение градиента напора приведет к постепенному, очень медленному развитию фильтрации (участок *1—2*). Наконец, при некоторых значениях гидравлического градиента устанавливается постоянный режим (участок *2—3*).

Напорный градиент, до достижения которого фильтрация в грунте не наблюдается, называется начальным градиентом (J'_0).

Во многих случаях исключают из рассмотрения участок *0—2* кривой «*б*» и закон ламинарной фильтрации для глинистых грунтов принимают в виде

$$V_f = k_f (J - J'_0), \quad (5.33)$$

где J'_0 — начальный градиент напора, т.е. участок на оси *J*, отсекающий продолжение отрезка прямой *2—3* до пересечения с этой осью.

Для песчаных грунтов фильтрация начинается сразу после передачи напора (рис. 5.17, кривая *a*).

5.6. Физико-механические свойства структурно-неустойчивых грунтов

Структурно-неустойчивыми называют такие грунты, которые обладают способностью изменять свои структурные свойства под влиянием внешних воздействий с развитием значительных осадок, протекающих, как правило, с большой скоростью. К основным воздействиям относятся увлажнение грунтов, промерзание и оттаивание, суффозия и выветривание, внешние нагрузки, перемятие грунтов и др.

Такое название они получили потому, что при определенных условиях их природная структура сравнительно резко нарушается. К структурно-неустойчивым относятся следующие грунты:

— лессовые, структура которых нарушается при замачивании их под нагрузкой (см. п. 4.10);

- набухающие, которые при увлажнении способны существенно увеличиваться в объеме даже под нагрузкой (см. п. 4.8);
- сильносжимаемые грунты, деформационные и прочностные свойства которых резко изменяются при нарушении их природной структуры;
- торфы и заторфованные грунты, обладающие очень большой сжимаемостью и малой прочностью;
- мерзлые и вечномерзлые, структура которых нарушается при оттаивании.

Лессовые просадочные грунты широко распространены в Среднем и Нижнем Поволжье, Западной Сибири, на Северном Кавказе и в других районах страны.

В зависимости от увлажнения лесса различным образом ведут себя под действием внешней нагрузки. Так, в «сухом» состоянии ($\omega \leq 0,09$) лессы отличаются значительной прочностью и относительно высокой несущей способностью. В таком состоянии они выдерживают давление на грунт $P \leq 0,4$ МПа при небольших осадках и способны сохранять достаточно большую высоту вертикального откоса.

Просадочные грунты характеризуются:

- относительной просадочностью ϵ_{sl} — относительным сжатием грунтов при заданном давлении после их замачивания (см. п. 4.10);
- начальным просадочным давлением P_{sl} — минимальным давлением, при котором проявляются просадочные свойства грунтов при их полном водонасыщении;
- начальной просадочной влажностью ω_{sl} — минимальной влажностью, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Относительная просадочность грунта определяется в компрессионных приборах по методу одной или двух кривых (ГОСТ 23161—78).

По методу одной кривой (рис. 5.18, а, б) испытывают пробу грунта естественной влажности при заданном давлении. После стабилизации осадки грунт насыщают водой, измеряя просадку, и испытание продолжают уже для водонасыщенного грунта.

По методу двух кривых (см. рис. 5.18, в) компрессионным испытаниям подвергают две пробы грунта: одну — при естественной влажности, вторую — при полном водонасыщении, после чего строят графики зависимости $e, \Delta h = f(P)$. На кривых (см. рис. 5.18, а) различают три области деформирования просадочных грунтов: область ab , соответствующую сжатию грунта в ненарушенном состоянии; область bc , характеризующую просадку грунтов, и область cd — уплотнение грунта с ненарушенными структурными связями. По кривым $e, \Delta h = f(P)$ просадочных грунтов непосредственно определя-

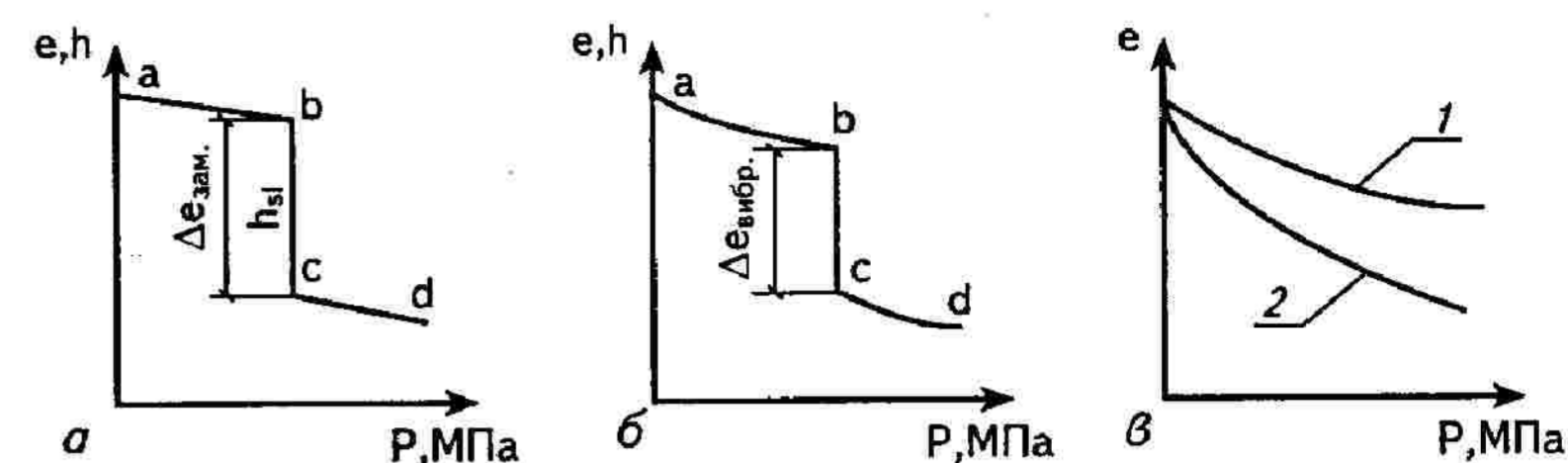


Рис. 5.18. Компрессионные кривые просадочного грунта:

а, б — по методу одной кривой, соответственно, пылевато-глинистых при замачивании и рыхлых песчаных при вибрации; в — по методу двух кривых; 1 — для грунта естественной влажности; 2 — для грунта, насыщенного водой

ют значение изменения коэффициента пористости грунта при просадке $\Delta \epsilon_{sl}$, а также относительную просадочность ϵ_{sl} по формуле (4.5).

Согласно СНиП 2.02.01—83* расчетным состоянием просадочных грунтов по влажности является полное водонасыщение $S_r \geq 0,8$.

Относительная просадочность грунта при его неполном водонасыщении ($\omega_{sl} \leq \omega \leq \omega_{sat}$) определяется по формуле

$$\epsilon'_{sl} = 0,01 \frac{\omega_{sat} - \omega}{\omega_{sat} - \omega_{sl}} + \epsilon_{sl} \frac{\omega - \omega_{sl}}{\omega_{sat} - \omega_{sl}}, \quad (5.34)$$

где ϵ_{sl} — относительная просадочность при полном водонасыщении определяется по формуле (4.5).

Начальное просадочное давление P_{sl} — это давление, при котором относительная просадочность $\epsilon_{sl} = 0,01$, т.е. при котором грунт считается просадочным. Если провести серию компрессионных испытаний лессового грунта с замачиванием образцов при различных нагрузках, то нетрудно получить график зависимости относительной просадочности от давления (рис. 5.19).

За начальную просадочную влажность ω_{sl} по аналогии принимается влажность, при которой в условиях заданных давлений $\epsilon_{sl} = 0,01$.

Ее значения зависят от напряженного состояния грунта, природной плотности и прочности структурных связей. С увеличением давления на грунт начальная просадочная влажность уменьшается. Некоторые показатели лессовых просадочных грунтов представлены ранее в табл. 4.1 и 4.2.

Значения модуля общей деформации лессового грунта изменяются в широком интервале. Это обусловлено тем, что они существенно зависят от исходной влажности и пористости грунта. В качестве примера в табл. 5.6 при-

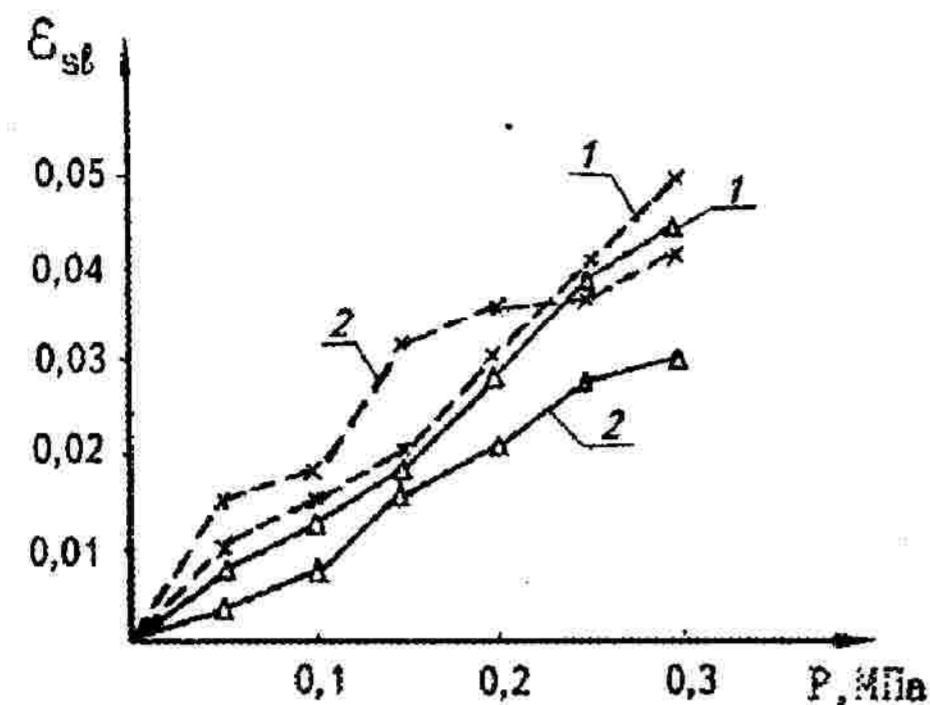


Рис. 5.19. Зависимость относительной просадочности от нормального давления лессового суглинка Георгиевска (1) и Ростова-на-Дону (2) (по Я.Д. Гильману, 1991):
 Δ — метод одной кривой; x — метод двух кривых

ведены систематизированные значения модуля деформации лессовых суглинков Ростовской области. Данными табл. 5.6 можно воспользоваться в том случае, когда отсутствуют результаты штамповых испытаний грунта с учетом прогнозируемой его влажности.

Таблица 5.6

Значения модуля деформации лессовидных суглинков в диапазоне нормативных давлений 0,1—0,3 МПа (по Я.Д. Гильману, 1991)

Степень влажности S_r	Модуль деформации E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном				
	0,56–0,65	0,66–0,75	0,76–0,85	0,86–0,95	0,96–1,05
0,3	50	44	38	30	22
0,4	35	30	25	20	14
0,5	25	21	17	13	8
0,6	18	15	12	9	6
0,7	14	12	9	7	5
0,8	12	10	7	6	4
0,9	10	8	6	5	3
1,0	8	7	5	4	2

Просадка как деформация зависит (рис. 5.20) от минералогического и гранулометрического составов грунта, его влажности, плотности и напряженного состояния, поэтому для каждого лессового грунта определяют про-

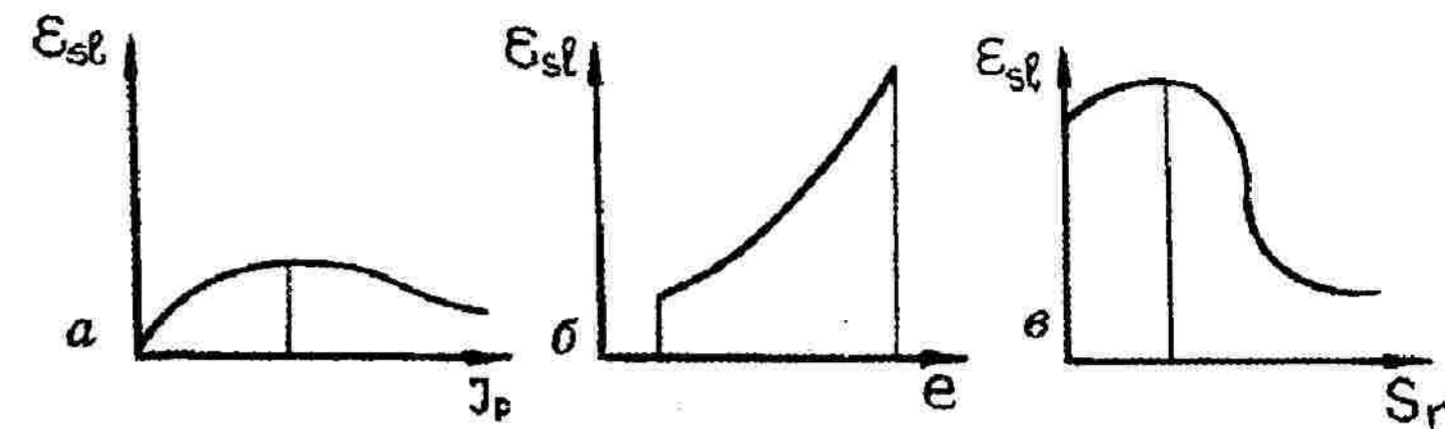


Рис. 5.20. График зависимости относительной просадочности от I_p , e и S_r :
 a — от числа пластичности; b — от коэффициента пористости; v — от степени влажности

садочность при давлениях, которые он будет испытывать в основании под сооружением.

Набухающие грунты имеют широкое распространение. Такие грунты распространены в Египте, Бирме, США, ЮАР, а в Индии более 30% территории занимают так называемые *хлопковые почвы*. В странах СНГ такие группы встречаются в Казахстане, Грузии, Азербайджане, Украине, России (Поволжье, Северный Кавказ и других районах).

Характерной особенностью набухающих грунтов является резкое снижение их несущей способности при замачивании.

Набухающие глинистые грунты характеризуются следующими параметрами:

- давлением набухания P_{sw} ;
- влажностью набухания ω_{sw} ;
- относительным набуханием при заданном давлении ϵ_{sw} ;
- относительной усадкой при высыхании ϵ_{sh} (см. п. 4.8).

Эти характеристики определяются в лабораторных условиях согласно ГОСТ 24143—80.

Давлением набухания P_{sw} грунта называют то минимальное давление, при котором грунт не набухает.

Давление набухания развивается в глинистом грунте как реакция внешней нагрузке, передаваемой на грунт от сооружения или выщелачивающей толщи грунта. Это давление может достичь 0,8 МПа и возникает в основании гидротехнических сооружений после пуска в них воды, что приводит к деформациям этих сооружений, вследствие неравномерного поднятия фундамента на разных участках.

За влажность набухания ω_{sw} принимается влажность, полученная после завершения набухания образца, обжатого без возможности бокового расши-

рения заданным давлением P . С увеличением плотности грунта влажность набухания уменьшается.

Набухаемость грунтов оценивают коэффициентом относительного набухания ε_{sw} , который находят испытанием грунта в одометре (см. рис. 5.2 и 5.3), и нагружают давлением, которое ожидается на данной глубине с учетом давления от возводимого сооружения. Затем в одометр подают воду. В результате чего происходит набухание образца грунта, т.е. поршень одометра будет перемещаться вверх. По данным испытания можно построить кривую (рис. 5.21, а).

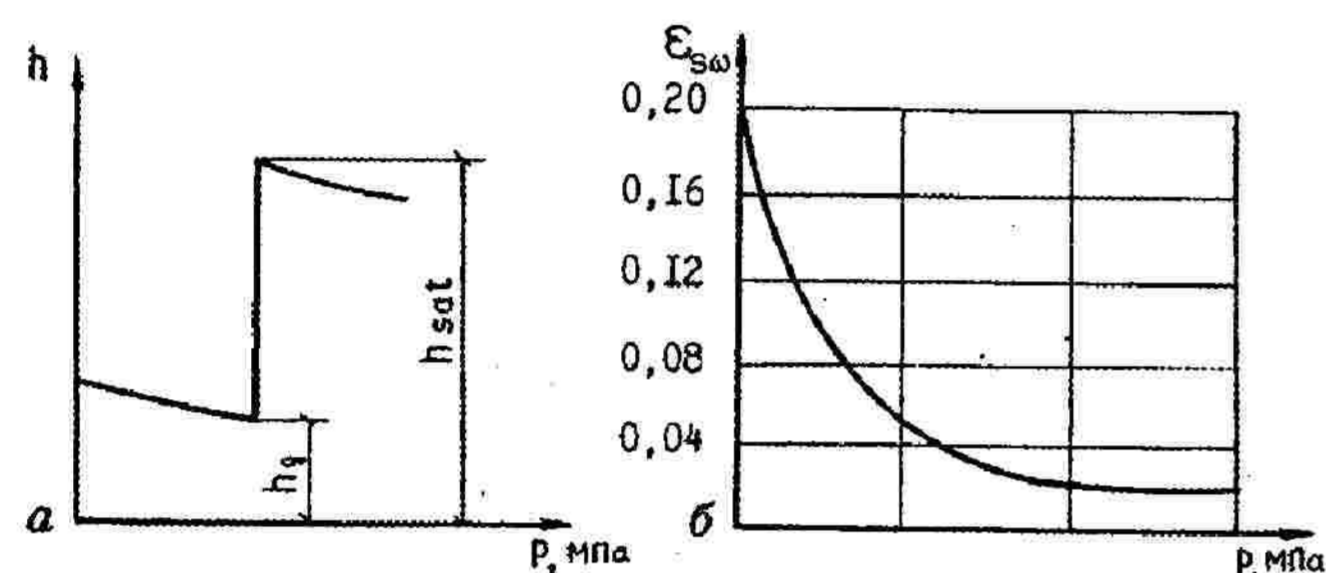


Рис. 5.21. Зависимости деформаций набухающего грунта (а) и относительного набухания (б) от нормального давления

Относительное набухание ε_{sw} при инфильтрации и подъеме уровня грунтовых вод определяется по формуле (4.2). Характерная зависимость относительного набухания хвалыньских глин от давления (по Е.А. Сорочану, 1989) приведена на рис. 5.21, б.

При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима относительное набухание находят по формуле

$$\varepsilon_{sw} = \frac{k(\omega_{eg} - \omega_o)}{1 + e_o}, \quad (5.35)$$

где k — коэффициент, определяемый опытным путем, а при отсутствии экспериментальных данных принимается равным 2;

ω_{eg} — конечная (установившаяся) влажность грунта;

ω_o — начальная влажность грунта;

e_o — начальное значение коэффициента пористости грунта.

Значения относительного набухания зависят от плотности и начальной влажности грунта. С увеличением начальной влажности образца грунта набухание снижается тем быстрее, чем больше ω_o .

Снижение прочностных характеристик при набухании происходит у всех набухающих грунтов.

После набухания грунта модуль деформации уменьшается в несколько раз, что наглядно видно из табл. 5.7. Также видно, что модуль деформации набухающих глин, определенный в лабораторных условиях, значительно ниже, чем определенный при полевых испытаниях.

Таблица 5.7

Значения модуля деформации набухающих глин до и после замачивания (по Е.А. Сорочану, 1989)

Глины	Значения модуля деформации, МПа		Отношение значений модуля деформации, определенного полевым методом, к лабораторным $E_{пол}/E_{лаб}$
	Лабораторные $E_{лаб}$	Полевые $E_{пол}$	
Сарматские (Керчь):			
до замачивания	11,0	25–30	2,3–2,7
после замачивания	3,0	9–10	3,0–3,3
Киммерийские (Керчь):			
до замачивания	8,0	21	2,6
после замачивания	2,7	7–11	2,6–4,1
Хвалыньские (Волгоград)			
до замачивания	8,0	16–20	2,0–2,5
после замачивания	2,0	3,6	1,8

Так, для глины природной влажности модуль деформации по полевым данным больше, чем по лабораторным, в 2,3–2,7 раза, а для увлажненной — в 3,0–3,3 раза.

Засоленные грунты широко распространены в Прикаспийской низменности, Центральном Поволжье, Западной и Восточной Сибири.

К засоленным грунтам относятся песчано-глинистые отложения, в которых накопление солей произошло в процессе их формирования. При оценке грунтов важно знать содержание в них водорастворимых солей.

В соответствии с классификацией В.П. Петрухина (1989) к засоленным относятся грунты, минимальное содержание в которых водорастворимых (легко- и среднерастворимых) солей от массы абсолютно сухого грунта, составляет:

Крупнообломочные с содержанием песчаного	
заполнителя < 40 % или глинистого < 30 %	2 %
То же, но при содержании песчаного заполнителя > 40 %	0,5 %
Песчаные	0,5 % и более
Супеси и суглинки	5 % и более
Глины	10 %

- При замачивании засоленных грунтов наблюдаются:
- появление суффозионной осадки при длительной фильтрации;
 - набухание или просадка грунта;
 - снижение прочностных характеристик грунта;
 - повышение агрессивности подземных вод.

К легкорастворимым солям относятся: хлориды — NaCl , CaCl_2 ; сульфаты — Na_2SO_4 и карбонаты натрия — NaHCO_3 и Na_2CO_3 ; к среднерастворимым — гипс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ и ангидрид CaSO_4 . Карбонаты растворяются трудно и медленно, поэтому особого влияния на свойства грунтов не оказывают, однако они могут способствовать созданию горизонтов агрессивных вод, которые разрушительно влияют на подземные конструкции зданий и сооружений.

Причинами, приводящими к засолению грунтов, являются:

- бессточный рельеф;
- недостаточное увлажнение в результате преобладания испарения над осадками;
- наличие в грунтах или грунтовых водах повышенного количества солей;
- малая проницаемость грунтов или наличие водоупорных прослоек;
- несовершенство систем орошения;
- техногенное воздействие на гидросферу застроенных или застраиваемых территорий;
- фильтрация через грунты растворов химических веществ производственных отходов из накопителей, шламонакопителей, отвалов.

Засоленные глинистые грунты характеризуются относительным суффозионным сжатием ε_{sf} и начальным давлением суффозионного сжатия P_{sf} .

Величина относительного суффозионного сжатия должна определяться, как правило, по данным испытаний засоленных грунтов с длительным замачиванием.

Значение ε_{sf} при компрессионно-фильтрационных испытаниях определяется по формуле

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sar,p} - h_{sf,p}}{h_g}, \quad (5.36)$$

где $h_{sar,p}$ — высота образца после замачивания его до полного водонасыщения при некотором давлении P ;

$h_{sf,p}$ — высота того же образца после длительной фильтрации воды и выщелачивания солей при давлении P ;

h_g — высота образца природной влажности при давлении от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине σ_{zg} .

При полевых испытаниях засоленных грунтов статической нагрузкой с длительным замачиванием значение ε_{sf} определяется по формуле

$$\varepsilon_{sf} = \frac{S_{sf,p}}{d_p}, \quad (5.37)$$

где $S_{sf,p}$ — суффозионная осадка штампа при давлении P ;

d_p — зона суффозионной осадки.

За начальное давление суффозионного сжатия P_{sf} принимается давление, при котором $\varepsilon_{sf} = 0,01$.

Маловлажные и сухие грунты при увлажнении резко изменяют свои деформационные, прочностные и фильтрационные свойства из-за выноса солей. В качестве примера на рис. 5.22 показано влияние изменения влажности засоленных грунтов и выщелачивания солей на модуль деформации.

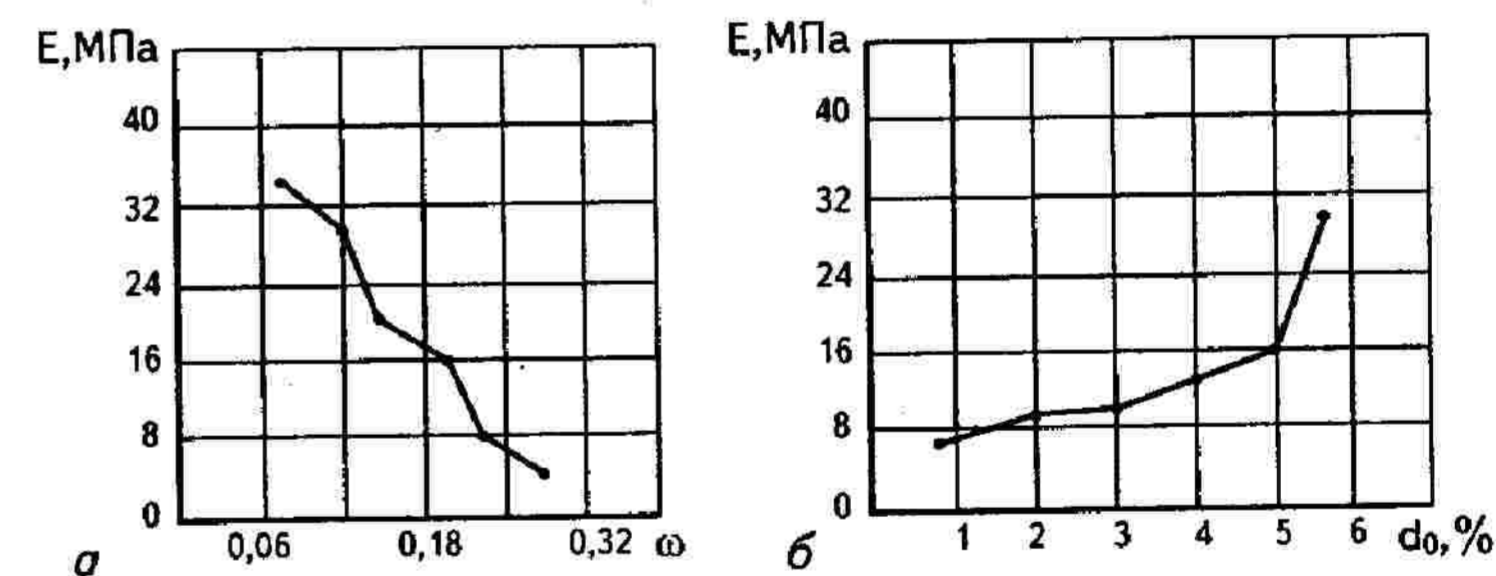


Рис. 5.22. Зависимость модуля общей деформации засоленных глинистых грунтов от влажности (а) и выщелачивания солей (б)

Как видно из рис. 5.22, рассматриваемые грунты при естественной влажности ($\omega = 0,08$) и природном содержании солей ($d_o = 5,7\%$) имеют высокий модуль деформации. При увеличении влажности (см. рис. 5.22,а) или выщелачивании солей (см. рис. 5.22,б) снижение модуля деформации составляет 4—10 раз и более (по С.Б. Ухову и др., 1994).

Выщелачивание водорастворимых соединений приводит к уменьшению плотности и устойчивости грунтов, а также к увеличению их водопроницаемости. Фильтрующая через грунт вода становится агрессивной по отношению к бетону, раствору и металлу.

Большой вклад по изучению влияния ионно-солевого комплекса на свойства грунтов внесли В.А. Приклонский, Е.М. Сергеев, Е.Д. Рождественский, Б.И. Далматов, Н.Я. Денисов, Л.Н. Ломизе, В.П. Петрухин, Л. Бьерум, Ф.Т. Мангейм и др.

Торфы и заторфованные грунты представляют собой грунты органогенного происхождения, образовавшиеся в болотах в результате накопления и разложения растительных остатков в условиях затрудненного доступа воздуха.

Специфическими особенностями заторфованных грунтов являются водонасыщенность, большая сжимаемость, медленное протекание осадок во времени, анизотропия и изменчивость характеристик под нагрузкой.

К заторфованным относятся песчаные и глинистые грунты, содержащие в своем составе 10–50% (по массе) органических веществ. При содержании органических веществ 50% и более грунт называется торфом.

Поскольку биогенные слабые грунты (сапропели, заторфованные и торфяные) содержат значительное количество органического вещества J , % (или $J_{от}$, долях единицы), то их разделяют по этой составляющей (рис. 5.23). Как видно из рис. 5.23, влияние содержания органических веществ в грунте на изменение влажности существенно для нормально-зольных торфов.

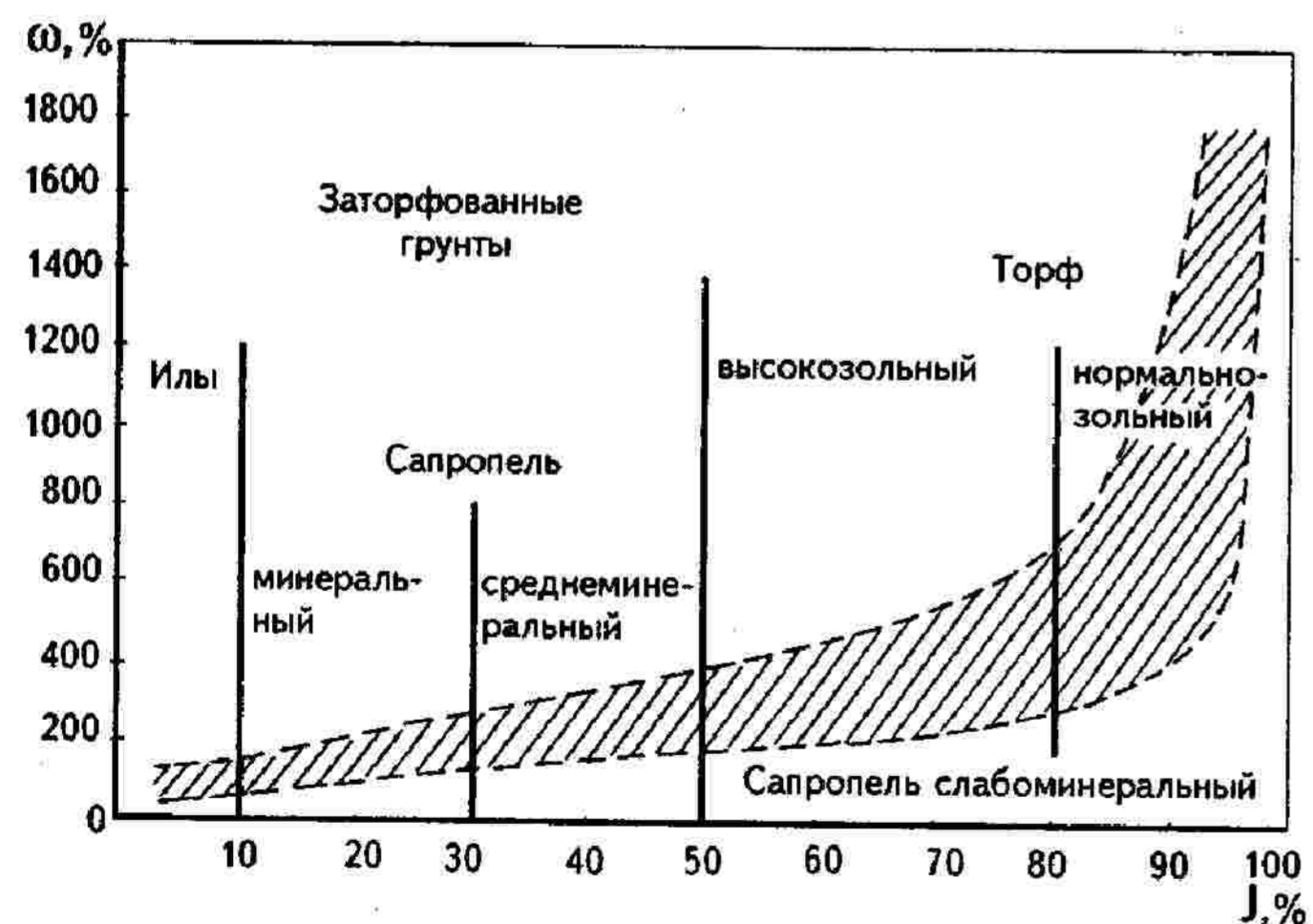


Рис. 5.23. Зависимость природной влажности от содержания органических веществ в слабых грунтах (по Л.С. Амаряну, 1990)

Так как сапропели (пресноводный ил) по содержанию органических веществ захватывают области как торфяных ($J \geq 50\%$), так и заторфованных грунтов ($J < 50\%$), то их подразделяют на минеральный — $10 < J \leq 30\%$, среднеминеральный — $30 < J \leq 50\%$ и слабоминеральный — $J > 50\%$. Сапропели, как правило, имеют коэффициент пористости более 3, а показатель текучести более 1 (по Справочнику проектировщика, 1985).

Различие в структуре и дисперсности твердой фазы слабых грунтов не позволяет по величине J оценить однозначно изменчивость их прочностных показателей.

На рис. 5.24 показаны изменения предельного сопротивления сдвигу τ , определенные крыльчаткой в полевых условиях, в зависимости от J (по Л.С. Амаряну, 1990). Как видно из рис. 5.24, при одинаковых значениях J прочность сапропелей и торфов по величине τ отличается в 4–5 раз. Данные рис. 5.24 позволяют установить классификационные отличия между торфяными, заторфованными грунтами и сапропелями.

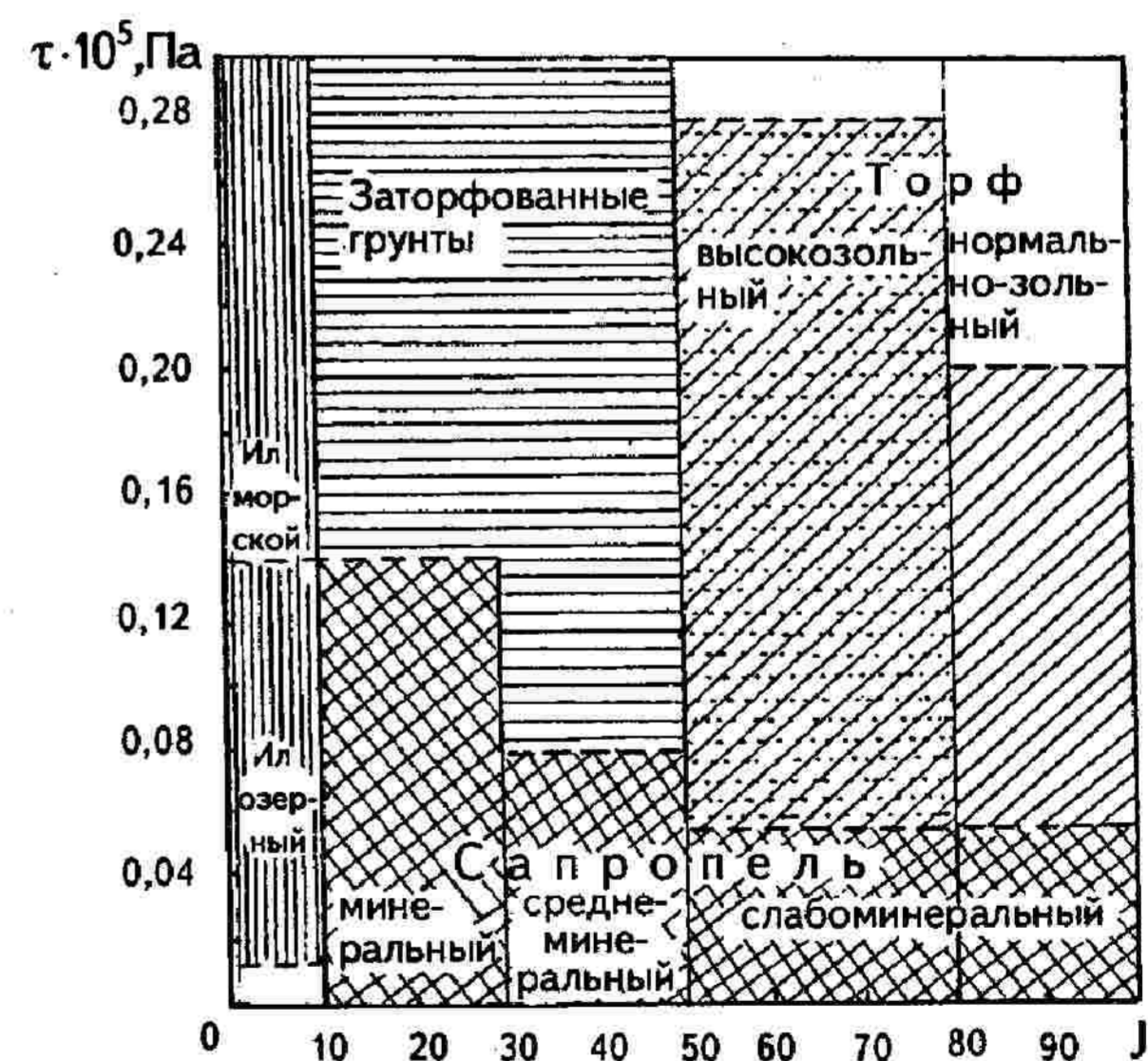


Рис. 5.24. Зависимость сопротивления сдвигу слабых органо-минеральных грунтов от содержания органических веществ

Эти грунты имеют низкую прочность. Так, у сапропелей угол внутреннего трения φ близок к нулю, а удельное сцепление C в зависимости от степени уплотненности и минерализации находится в пределах 0—20 кПа. У погребенных торфов в зависимости от степени разложения эти характеристики составляют: $\varphi = 10—22^\circ$; $C = 10—30$ кПа (по С.Б. Ухову и др., 1994).

Вопросам изучения и применения слабых грунтов в качестве оснований сооружений посвящены работы Н.Н. Морарескула, В.Д. Казарновского, А.М. Силкина, М.Ю. Абелева, Л.С. Амаряна, П.А. Коновалова, В.А. Миронова и др.

Мерзлые и вечномерзлые грунты в зависимости от их температуры и длительности ее действия делят на немерзлые (талые), мерзлые и вечномерзлые.

Мерзлыми называются грунты с отрицательной температурой, в которых часть поровой воды находится в замерзшем состоянии (в виде кристаллов льда). Мерзлые грунты являются четырехкомпонентными системами, в которых кроме твердой, жидкой и газообразной фаз существует лед.

Если неминерализованная вода замерзает при 0°C , то грунт при такой температуре замерзает только при наличии в них свободной неминерализованной воды, поскольку связанная вода в виде тонких пленок и минерализованная вода замерзает при более низкой температуре.

Вечномерзлыми называют грунты, находящиеся в мерзлом состоянии в течение трех лет и более. Вечномерзлые грунты представляют собой ярко выраженные структурно-неустойчивые грунты, так как при их оттаивании происходят просадки в результате нарушения природной структуры.

При промерзании оттаявшего грунта возможно его пучение.

Поверхностный слой грунта, промерзающий зимой и оттаивающий летом, называют деятельным слоем, или слоем сезонного промерзания и оттаивания, поскольку в нем происходят интенсивные процессы, связанные с промерзанием и оттаиванием грунта.

Если наблюдать за образцом глинистого грунта (по Б.И. Далматову, 1988), помещенного в морозильную камеру, то при изменении температуры полученная кривая будет иметь четыре участка (рис. 5.25).

Первый участок ab соответствует понижению температуры с переохлаждением поровой воды. Второй участок bc характеризует резкое повышение температуры грунта, что связано с кристаллизацией части воды в образце грунта до значения T_{bf} , соответствующего началу замерзания. Третий участок cd , параллельный оси времени t , характеризует резкий переход большей части воды в лед. На четвертом участке de происходит постепенное понижение температуры уже замерзшего грунта, т.е. в этот период замерзает вода, не замерзшая при значении T_{bf} .

В зависимости от вещественного состава и температурно-влажностных

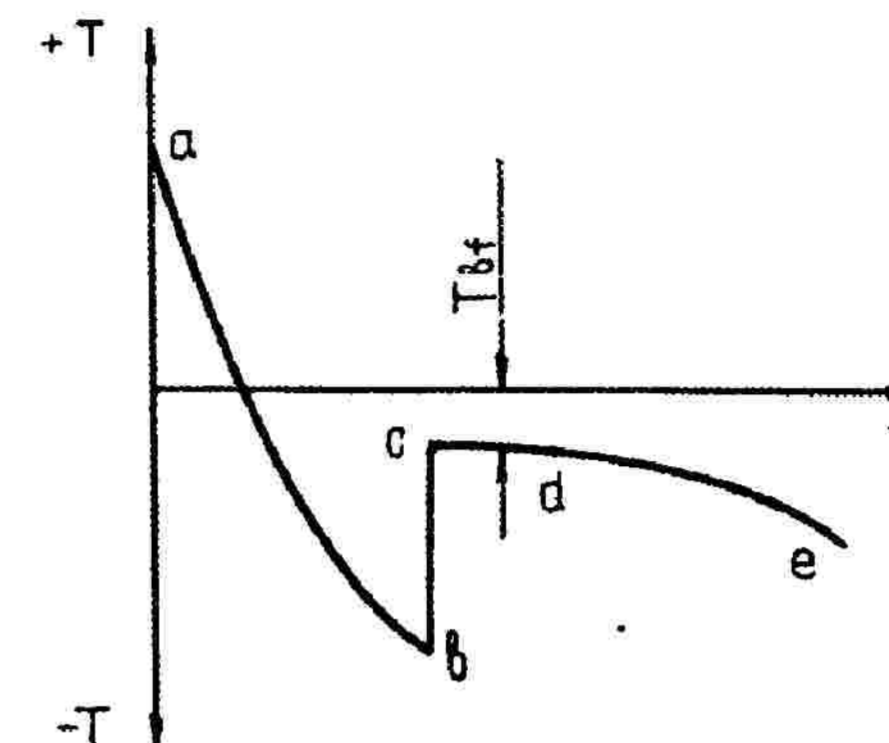


Рис. 5.25. График процесса замерзания грунта во времени (по Б.И. Далматову, 1988)

условий мерзлые грунты делятся на твердомерзлые, пластичномерзлые и сыпучемерзлые.

К твердомерзлым относят грунты, характеризующиеся относительно хрупким разрушением и практической несжимаемостью под нагрузкой. Под действием нагрузок от сооружений такие грунты практически не сжимаются (модуль деформации $E > 100$ МПа), так как сцементированы льдом.

К твердомерзлым относятся крупнообломочные грунты с суммарной влажностью $\omega_{tot} > 0,03$, а также песчаные и глинистые, если их температура ниже значений, приведенных в табл. 5.8, при которых грунт переходит из пластичного в твердомерзлое состояние.

Таблица 5.8

Температура перехода грунта из пластичного в твердомерзлое состояние

Наименование грунта	Температура, $T^\circ\text{C}$
Крупнообломочный	0
Песок:	
крупный и средней крупности	0,1
мелкий и пылеватый	0,3
Супесь	0,6
Суглинок	1,0
Глина	1,5

Пластичномерзлыми являются грунты, сцементированные льдом, но имеющие вязкие свойства и характеризующиеся сжимаемостью под нагрузкой. К ним относятся песчаные и пылевато-глинистые грунты с температурой, вышеуказанной в табл. 5.8. Они характеризуются достаточной сжимаемостью ($E < 100$ МПа) и вязкими свойствами.

Сыпучемерзлые — это крупнообломочные, гравелистые и песчаные грунты, имеющие отрицательную температуру, но не сцементированные льдом вследствие малой их влажности. Суммарная влажность таких грунтов $\omega_{tot} \leq 0,03$. Их свойства практически не изменяются под влиянием температуры и близки к свойствам тех же грунтов в немерзлом состоянии.

В связи с тем, что мерзлые грунты состоят (см. главу 2) из твердой минеральной части, пор, льда и незамерзающей воды, то дополнительно к характеристикам талых грунтов для мерзлых определяются:

— суммарная влажность мерзлого грунта ω_{tot} , которая складывается из влажности, обусловленной включениями льда ω_i и влажности между включениями льда ω_m . Суммарную влажность выражают в долях единицы и определяют отношением массы всех видов содержащихся в нем воды и льда (в прослойках и порах) к массе скелета грунта.

Суммарная влажность определяется по формуле:

$$\omega_{tot} = \omega_i + \omega_m; \quad (5.38)$$

— льдистость мерзлого грунта I_i — это отношение содержащихся в нем объема льда к объему мерзлого грунта (с включением льда) и определяется по формуле:

$$I_i = \frac{\rho_s(\omega_{tot} - \omega_m)}{\rho_i + \rho_s(\omega_{tot} - 0,1\omega_m)}, \quad (5.39)$$

где ρ_i — плотность льда, принимается равной $0,9$ г/см³.

Н.А. Цытович (1973) мерзлые грунты по льдистости подразделяет на три категории: сильнольдистые, слабольдистые и льдистые.

К сильнольдистым (льдистость более 50%) относятся суглинки и глины, переходящие при оттаивании в текучее, текучепластичное или мягкопластичное состояние. Сильнольдистые грунты обладают малой несущей способностью в оттаявшем состоянии и большой сжимаемостью

Слабольдистые (льдистостью менее 25%) суглинки и глины приобретают обычно тугопластичную или полутвердую консистенцию и обладают малой сжимаемостью.

Льдистые (льдистость 25—50%) грунты имеют свойства промежуточные между двумя выше приведенными категориями.

Количество незамерзшей воды в мерзлых грунтах ω_w , если отсутствуют опытные данные, допускается ориентировочно определять по формуле СНиПа:

$$\omega_w = k_\omega \omega_p, \quad (5.40)$$

где k_ω — коэффициент, зависящий от числа пластичности J_p и температуры грунта (табл. 5.9);

ω_p — влажность грунта на границе раскатывания.

Таблица 5.9

Значения коэффициента k_ω

Грунты	Число пластичности J_p	Температура грунта, °С					
		-0,3	-0,5	-1	-3	-5	-10
Пески и супеси	$J_p \leq 0,02$	0	0	0	0	0	0
Супеси	$0,02 < J_p \leq 0,07$	0,6	0,50	0,40	0,33	0,28	0,25
Суглинки	$0,07 < J_p \leq 0,13$	0,7	0,65	0,60	0,48	0,43	0,40
Суглинки	$0,13 < J_p \leq 0,17$	*	0,75	0,65	0,53	0,48	0,45
Глины	$J_p > 0,17$	*	0,95	0,90	0,63	0,58	0,55

* Примечание. Вся вода в порах грунта не замерзает.

Мерзлые грунты, как и глины, характеризуются не только вещественным составом, но и определенным строением, т.е. размером, формой, характером пространственного взаиморасположения составных частей. Для мерзлых грунтов различают следующие основные текстуры: слитную, слоистую и ячеистую.

Слитная (массивная) текстура (рис. 5.26,а) характеризуется отсутствием видимых невооруженным глазом ледяных тел (линз, прослоек и т.д.) в грунте. Грунты слитной текстуры в мерзлом состоянии обладают, как правило, высокой прочностью, а при оттаивании их прочностные свойства снижаются в меньшей степени, чем у грунтов со слоистой или ячеистой текстурами.

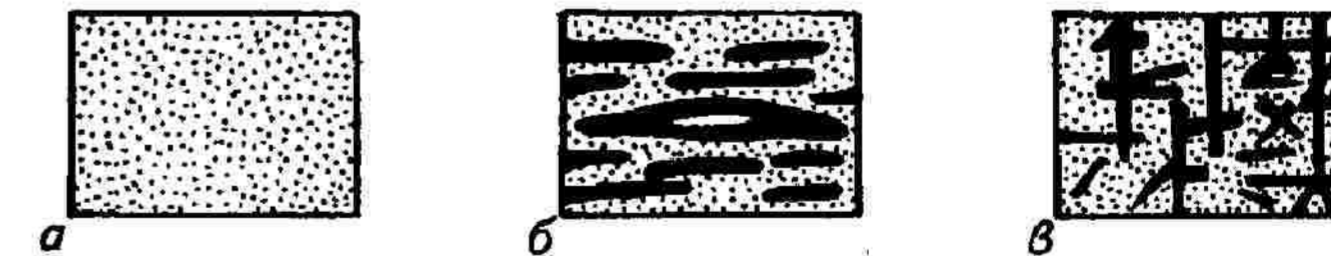


Рис. 5.26. Основные виды текстуры мерзлых грунтов: а — слитная (массивная); б — слоистая; в — ячеистая (сетчатая)

Слоистая текстура (см. рис. 5.26,б) возникает при одностороннем, медленном промерзании преимущественно глинистых грунтов, обладающих высокой влажностью. Грунты со слоистой текстурой обладают достаточно высокой прочностью, но при оттаивании их прочностные показатели резко падают.

Ячеистая (сетчатая) текстура (рис. 5.26,в) возникает в тех случаях, когда ледяные тела различного размера, формы и ориентировки образуют более или менее непрерывную сетку или решетку.

Из механических свойств мерзлых грунтов наибольшее значение имеют величина относительного сжатия ϵ_{th} при переходе мерзлого грунта в талое состояние и сопротивление сжатию ($\sigma_{сж}$).

Относительное сжатие определяют путем испытания грунта в компрессионном приборе и рассматривают по формуле

$$\epsilon_{th} = \frac{h_f - h_{th}}{h_f}, \quad (5.41)$$

где h_f и h_{th} — высота образца, находящегося в мерзлом и талом состояниях при неизменном давлении.

При оценке механических свойств расчетное сопротивление сжатию ($\sigma_{сж}$) засоленных мерзлых грунтов принимают по табл. 5.10, а сцепление (c) мерзлых грунтов ненарушенной структуры дано в табл. 5.11.

Таблица 5.10

Расчетные сопротивления сжатию засоленных мерзлых грунтов $\sigma_{сж}$, МПа (по Справочнику строителя, 1984)

Грунт	Засоленность грунта J	Температура грунта, °С			
		-1	-2	-3	-4
Песок: пылеватый	0,05	0,60	1,30	1,60	1,80
	0,10	0,30	0,50	0,90	1,30
	0,30	—	0,25	0,55	0,65
	0,50	—	0,15	0,20	0,30
мелкий и средний	0,10	0,80	1,20	1,40	1,70
	0,20	0,40	0,80	1,10	1,40
	0,50	—	0,40	0,60	0,80
	0,75	—	—	0,35	0,45
Супесь	0,20	0,50	0,75	1,30	1,5
	0,50	—	0,40	0,70	0,9
	0,75	—	—	0,20	0,3
Суглинок	0,50	0,45	0,65	1,20	1,20
	0,20	0,25	0,35	0,65	0,95
	1,00	0,15	0,22	0,30	0,50
Глина	0,25	0,45	0,65	1,10	1,20
	0,50	0,25	0,35	0,65	0,95
	1,00	0,15	0,22	0,30	0,50

Таблица 5.11

Сцепление мерзлых грунтов ненарушенной структуры при мгновенном c_M и длительном c_D действии нагрузки, МПа (по Справочнику строителя, 1984)

Грунт	Влажность, ω	Температура грунта, °С					
		0,3–0,4		1,1–1,2		4,0–4,2	
		Величина сцепления при					
		c_M	c_D	c_M	c_D	c_M	c_D
Песок	0,24	1,40	0,22	1,60	0,25	1,9	0,40
Песок пылеватый	0,23	1,10	0,21	1,40	0,27	2,0	0,40
Супесь	0,28–0,34	0,40–0,45	0,09–0,10	0,73	0,16	0,8–1,15	0,28–0,32
Суглинок	0,36	0,43	0,06	0,70	0,10	1,2	—
Глина ленточная плотная	0,30–0,40	0,57	0,18	—	0,26	0,16	0,42

Контрольные вопросы

1. Перечислите основные механические свойства грунтов.
2. От чего зависят деформационные свойства (сжимаемость) грунта?
3. Что называется компрессией? Назовите виды компрессионных кривых.
4. Каким способом можно определить сжимаемость грунта? Нарисуйте наиболее характерные компрессионные кривые различных по свойствам грунтов.
5. Перечислите основные деформационные характеристики грунтов.
6. Чем обусловлена водопроницаемость грунтов? Объясните принцип закона фильтрации.
7. Что такое коэффициент фильтрации грунтов и от каких факторов он зависит?
8. От каких факторов зависит сопротивление грунтов сдвигу у песчаных и глинистых грунтов?
9. Какие существуют схемы испытаний грунтов на сдвиг?
10. Как выражается закон Кулона для сыпучих и несвязных грунтов?

Глава 6

Напряжения в грунтовом массиве

6.1. Основы напряженного состояния грунтов оснований

При определении напряжений в основаниях сооружений массива грунта обычно рассматривают как полупространство $0 \leq z < \infty$, ограниченное горизонтальной плоскостью $z = 0$. Грунт считают находящимся в сложном напряженно-деформированном состоянии и линейно-деформированном, поэтому для него справедливо основное положение закона Гука — линейность связи между напряжениями и деформациями.

Однако при действии внешних сил с давлениями, превышающими структурную прочность грунта, возникают не только упругие, но и значительно большей величины остаточные (пластические) деформации.

Напряжения в массивах грунтов возникают как под действием внешних нагрузок, так и от собственного веса грунта. Знание напряжений необходимо для расчетов деформаций грунтов, обуславливающих осадки и перемещения зданий и сооружений для оценки прочности, устойчивости грунтов и давления на ограждения.

Без учета распределения напряжений в грунте невозможно, например, рассчитать осадки насыпей, устоев мостов, акведуков, лотков, фундаментов искусственных и других сооружений.

Распределение напряжений в грунтовой толще зависит от следующих факторов: характера и режима нагружения массива, инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей площадки строительства, состава и физико-механических свойств грунтов.

Давление от нагрузки, приложенной к поверхности грунтового массива, передается в грунте частицами или структурными агрегатами через точки контакта, распределяясь по мере углубления в грунт на все большую площадь.

Чтобы уяснить характер распределения напряжений, сделав допущение, представим себе грунт состоящим из одинаковых по форме и размерам твер-

дых частиц (упрощающая модель), уложенных рядами друг на друге, как показано на рис. 6.1.

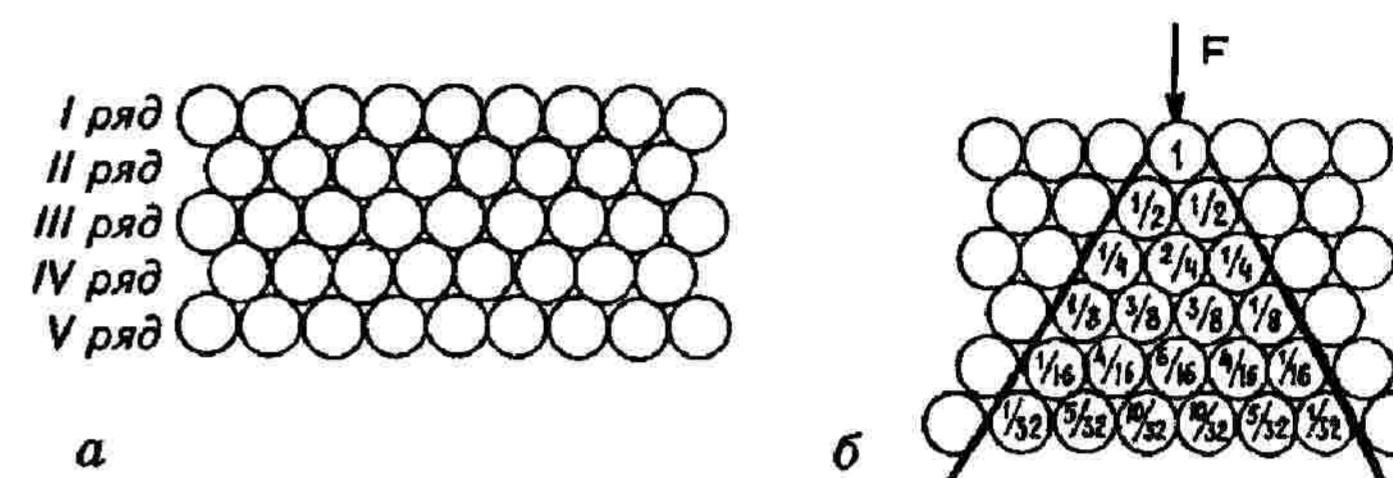


Рис. 6.1. Пример модели дискретной среды из одинаковых шаров: а — схема укладки; б — схема передачи (распределения) внешней сосредоточенной силы на частицы грунта

Как видно из рис. 6.1, на II ряд действует вес частиц I ряда, а на III ряд — частицы I и II ряда и т.д.

Согласно рис. 6.1, б, внешняя сосредоточенная сила действует на одну частицу I ряда, которая в свою очередь воздействует на две частицы II.

Таким образом, с увеличением глубины количество твердых частиц, на которые передается давление, увеличивается и в свою очередь происходит рассеивание напряжений (см. рис. 6.1), т.е. напряжение от приложенной внешней силы распределяется в массиве под некоторым углом.

При оценке напряжений, действующих в грунтах, реальные силы, приложенные к отдельным грунтовым частицам, заменяют воображаемыми силами, распределенными по всему объему или сечению грунтового массива.

Величину этих сил, отнесенных к единице площади сечения массива, и принимают условно за величину напряжений в грунте.

Формирование напряжений в грунтовой толще происходит не мгновенно при приложении нагрузки, а может развиваться весьма длительное время. Это связано со скоростью проектирования деформаций и особенно сильно проявляется в глинистых грунтах, где процессы фильтрационной консолидации (консолидация — процесс уплотнения грунта по мере удаления воды из его пор) и ползучести развиваются очень медленно.

Изучение напряженного состояния грунта можно проводить по двум направлениям:

- 1) экспериментальным путем, измеряя непосредственно давления в грунте при помощи специального оборудования;
- 2) теоретическим путем, используя методы теории упругости, так как

здесь мы имеем дело с объемным напряженным состоянием грунтов.

Работа грунта основания существенно отличается от работы материала строительной конструкции, сооружений и т.д.

Отличия состоят в следующем:

- 1) грунты имеют малую прочность и большую деформируемость по сравнению с материалами конструкций; прочность их в десятки и сотни раз больше по сравнению с грунтом основания, а деформируемость, наоборот, меньше;
- 2) деформация грунта во времени при постоянной нагрузке возрастает (например, для глинистых грунтов процессы консолидации и ползучести) (рис. 6.2).

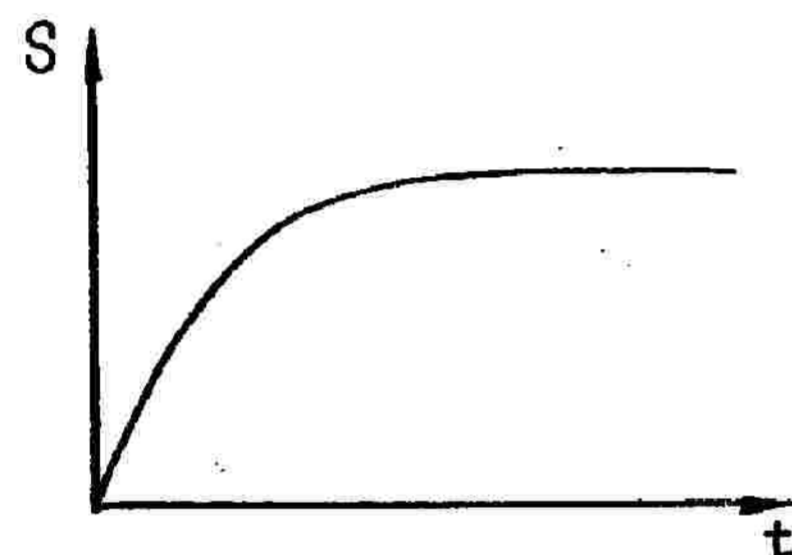


Рис. 6.2. Деформация грунта во времени

Как было сказано выше, деформация глинистых грунтов может длиться годами и даже десятилетиями;

- 3) неоднородность грунтов и их свойств в основании фундаментов, а следовательно, прочности и деформируемости (понятие анизотропности), т.е. неодинаковые свойства грунтов в различных направлениях;
- 4) неоднородность напряжений в грунтовой толще в естественных условиях и сложность их изменений под действием внешней нагрузки;
- 5) различие закономерностей изменения напряженного состояния грунтов, однородных по составу, но при различной величине внешней нагрузки (график Герсеванова).

Работа оснований сооружений рассматривается применительно к плоской, пространственной, осесимметричной или контактной задаче в зависимости от принятой расчетной схемы.

По схеме плоской задачи рассчитываются ленточные фундаменты, ос-

нования подпорных стен, насыпей, дамб, а также фундаменты плит водосливных плотин, шлюзов, сухих доков и т.д.

Таким образом, по этой схеме напряжения распределяются в одной плоскости, а в перпендикулярном направлении они будут равны нулю или постоянны (рис. 6.3).

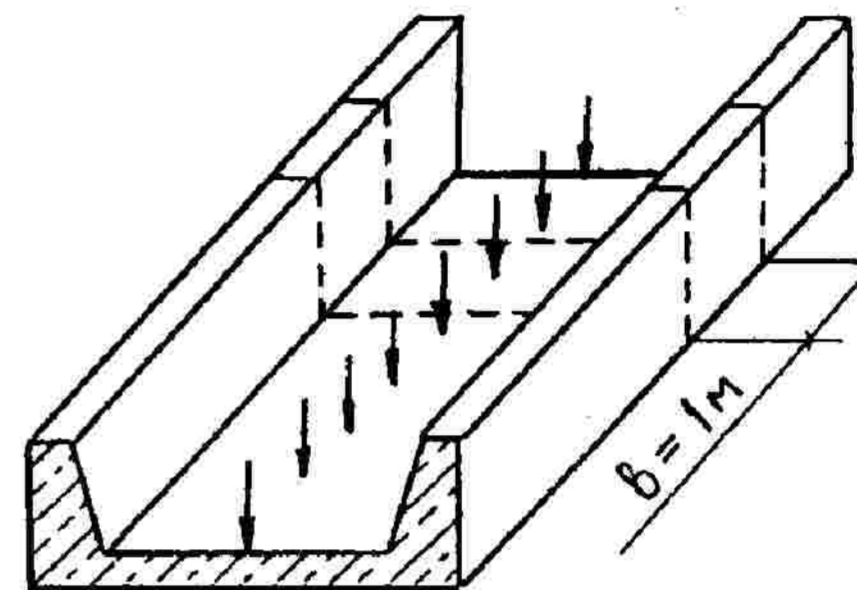


Рис. 6.3. Схема к плоской задаче

По схеме осевой симметрии (рис. 6.4) рассчитываются фундаменты водонапорных башен, доменных печей, фабричных труб, днища резервуаров, газгольдеров и т.д.

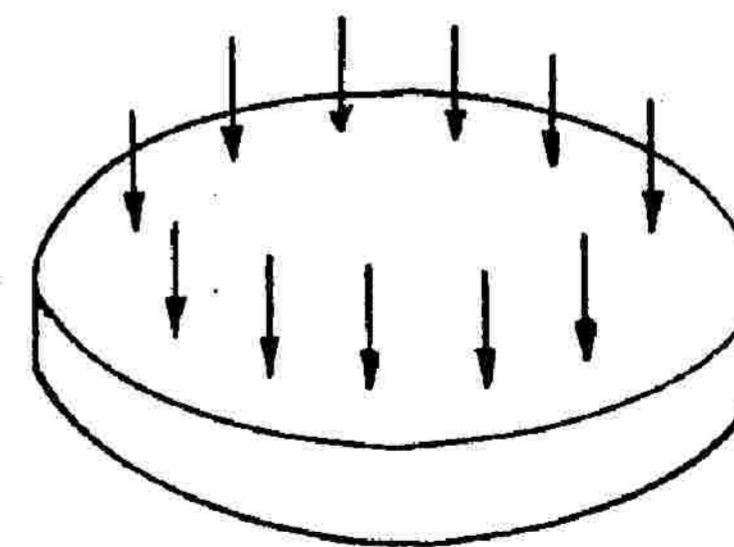


Рис. 6.4. Схема к осесимметричной задаче

По схеме пространственной задачи рассчитываются фундаменты под отдельные колонны и сплошные фундаментные плиты под сетку колонн.

6.2. Фазы напряженного состояния грунта

При возведении здания или сооружения наблюдается постоянное возрастание давления по подошве фундаментов. При таком характере воздействия в грунтовом основании, как и во всяком твердом теле, возникает напряженно-деформирующее состояние (НДС), которое адекватно интенсивности приложенной внешней нагрузки, причем возникает оно не только в точках контакта подошвы фундамента сооружения и грунта основания, но и на значительной глубине.

Распределение напряжений как под подошвой фундамента, так и на значительной глубине необходимо знать, так как прочность и устойчивость сооружений зависит от сопротивления (R) грунта, не только примыкающей к подошве, но и глуболежащего.

При деформации грунтов под нагрузкой Н.М. Герсеванов выделил три фазы НДС:

I — фаза нормального уплотнения;

II — фаза сдвигов;

III — фаза выпирания грунта.

Зависимость вертикальных перемещений фундамента от действующего давления по его подошве изображена на рис. 6.5.

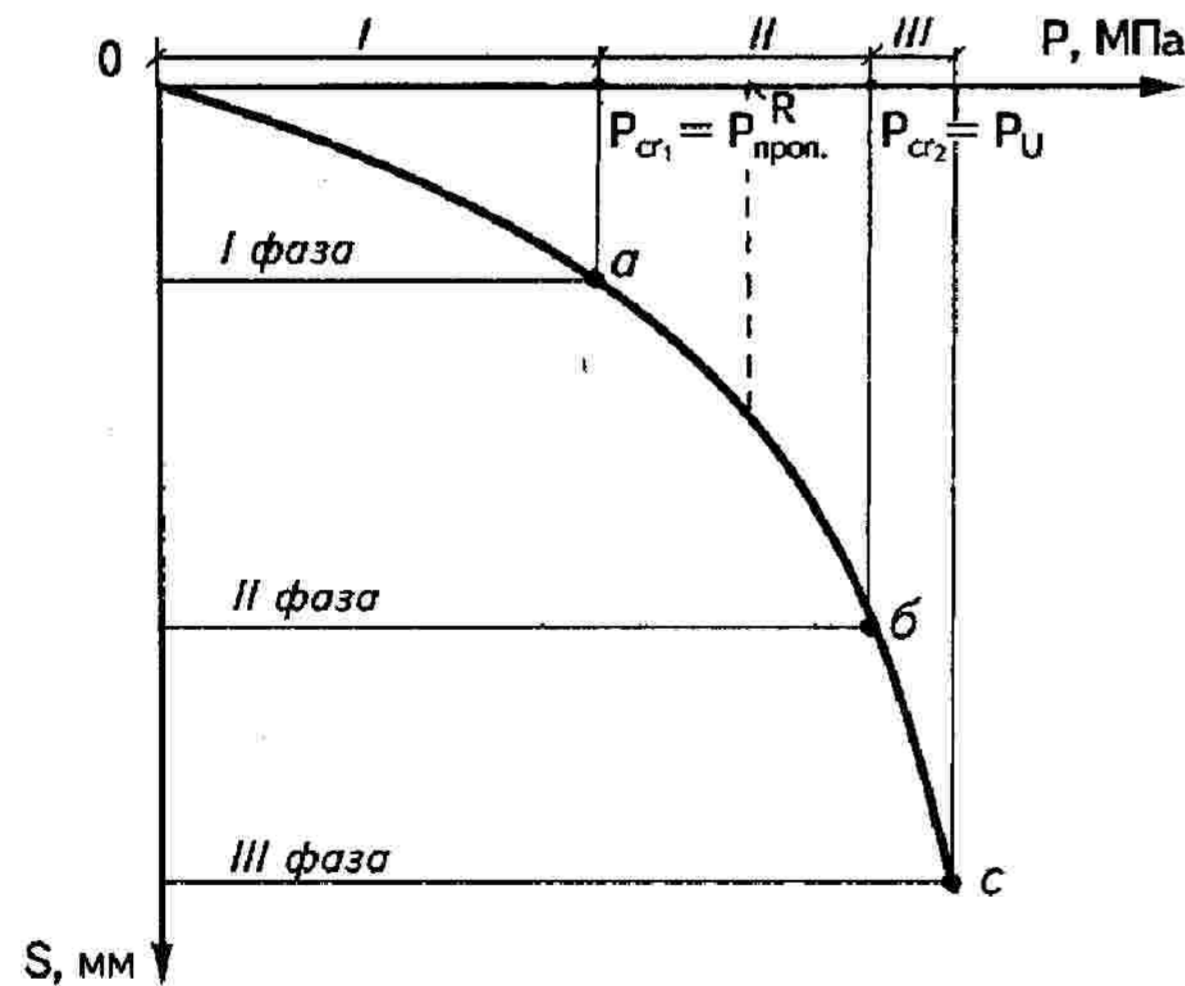


Рис. 6.5. Зависимость осадки S от давления P (график Н.М. Герсеванова)

На графике (см. рис. 6.5) участок oa соответствует фазе уплотнения (I), при которой осадка пропорциональна приложенной нагрузке. Эта фаза обусловлена вертикальным перемещением частиц грунта вниз (рис. 6.6, а) $P \leq P_{cr,1}$ ($P_{cr,1} = P_{проп}$).

Из-за концентрации напряжений под краями фундамента в начале фазы сдвигов (II) происходит разрушение грунта в локальных областях, т.е. происходят местные потери устойчивости. По мере роста внешней нагрузки нарушается линейная зависимость между осадкой и давлением. График $S = f(P)$ (см. рис. 6.5) на участке ab характеризуется значительной кривизной. При дальнейшем возрастании давления под подошвой фундамента формируется уплотненное ядро и при малейшем увеличении внешней нагрузки приведет к исчерпанию несущей способности. На рис. 6.5, б такое давление соответствует точке b , являющейся переходной от второй к третьей фазе НДС.

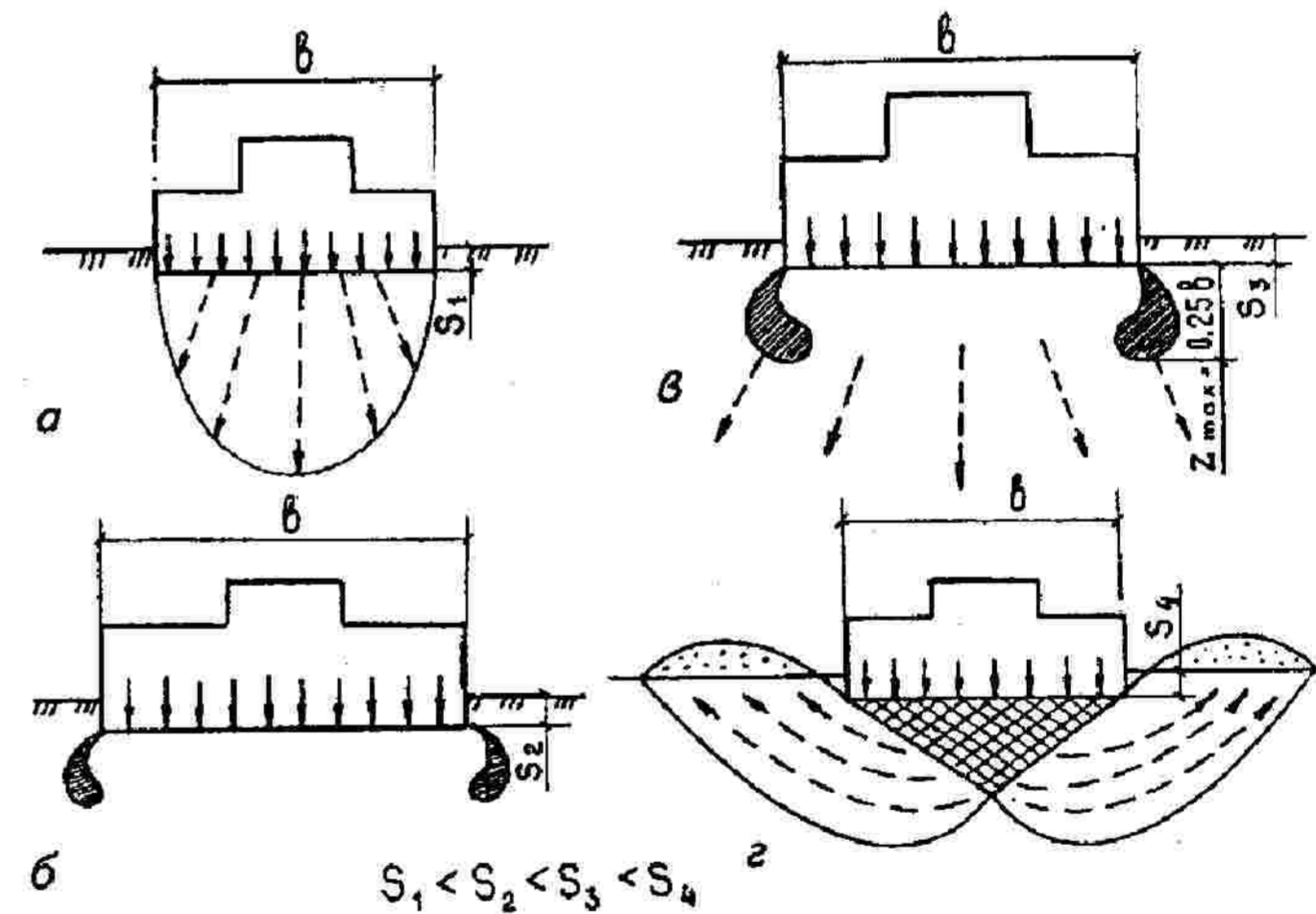


Рис. 6.6. Фазы НДС в основании фундамента при возрастании давления по подошве:

а — уплотнение; б, в — сдвиг; г — выпор грунта

Давление, соответствующее началу появления областей пластических деформаций (сдвигов и разрушения грунта) под краями фундамента, называется *начальным*, или *первым критическим*, давлением ($P_{cr,1}$).

Начальное критическое давление определяется по формуле Н.П. Пузыревского:

$$P_{cr,1} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot ctq\varphi)}{ctq\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot d, \quad (6.1)$$

где γ — удельный вес грунта основания;
 φ — угол внутреннего трения;
 d — глубина заложения подошвы фундамента;
 c — удельное сцепление.

Во второй фазе под краями фундамента формируются области пластических деформаций (разрушения грунта), которые развиваются в сторону и в глубину (см. рис. 6.6,б), $P_{cr,1} < P < R$.

Согласно СНиП 2.02.01—83* наибольшая глубина развития области пластических деформаций под краями фундамента не должна превышать $z_{max} = 0,25b$. Среднее давление под подошвой фундамента, при котором под его краями в основании формируются области пластических деформаций на глубину $z_{max} = 0,25b$, приравнивается к расчетному сопротивлению (см. рис. 6.6,а) $P = R$.

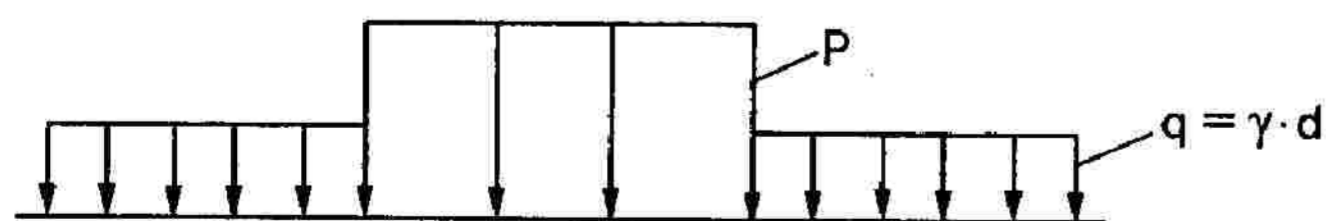
При дальнейшем увеличении давления по подошве фундамента $P > R$ области (зоны) локального разрушения грунта развиваются в ширину и в глубину основания, при этом под подошвой фундамента формируется уплотненное ядро в виде клина (см. рис. 6.6,з). В определенный момент времени краевые области разрушения грунта основания смыкаются на глубине и в результате расклинивающего действия уплотненного ядра устанавливается такое состояние, при котором малейшее увеличение нагрузки приводит к потере несущей способности.

Таким образом, давление, соответствующее исчерпанию несущей способности грунта основания, называется *предельным*, или вторым критическим давлением ($P_{cr,2}$).

Второе критическое давление определяется по формуле

$$P_{cr,2} = (q + c \cdot ctq\varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi ctq\varphi} - c \cdot ctq\varphi, \quad (6.2)$$

где q — интенсивность боковой пригрузки.



Рассмотрим два примера, как влияет прочность нижележащего слоя на прочность и устойчивость сооружения.

Если в основании находятся слабые грунты, под покровом более устойчивых, то опасность нарушения устойчивости повышается с увеличением ширины фундамента (рис. 6.7).

Пример 6.1.

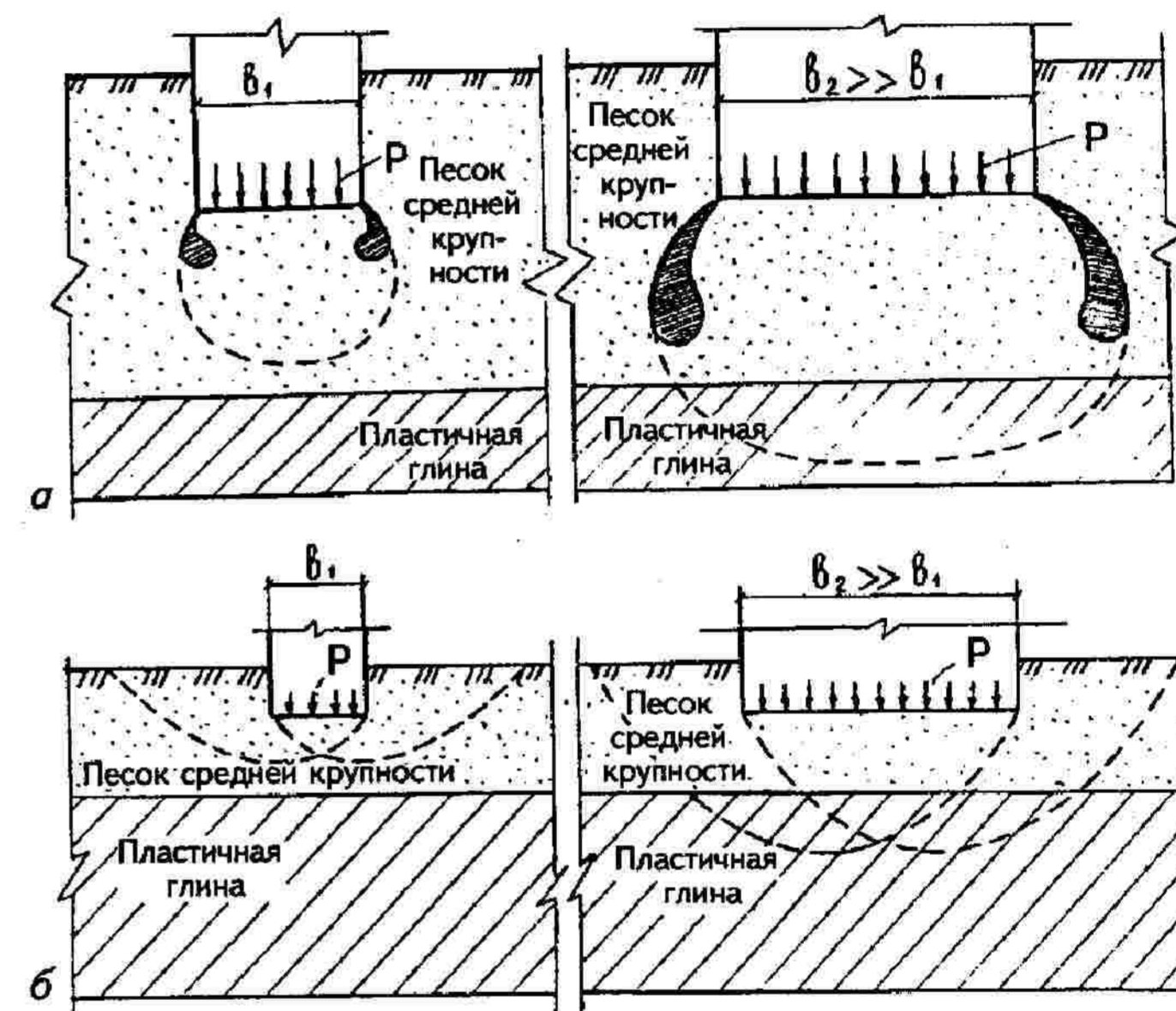


Рис. 6.7. Влияние ширины фундамента на прочность и устойчивость сооружения (по Н.Н. Маслову, 1949):

а — при пластических деформациях; б — при выпоре грунта

Таким образом, если в основании находятся плотные грунты под покровом слабых, то опасность нарушения устойчивости понижается с увеличением ширины фундамента (рис. 6.8).

Если из массива грунта, находящегося под действием какой-либо нагрузки, выделить кубик (рис. 6.9), то на него будут действовать вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения σ_x , σ_y , σ_z и три пары касательных напряжений — τ_{xy} и τ_{yx} , τ_{xz} и τ_{zx} , τ_{yz} и τ_{zy} .

Пример 6.2.

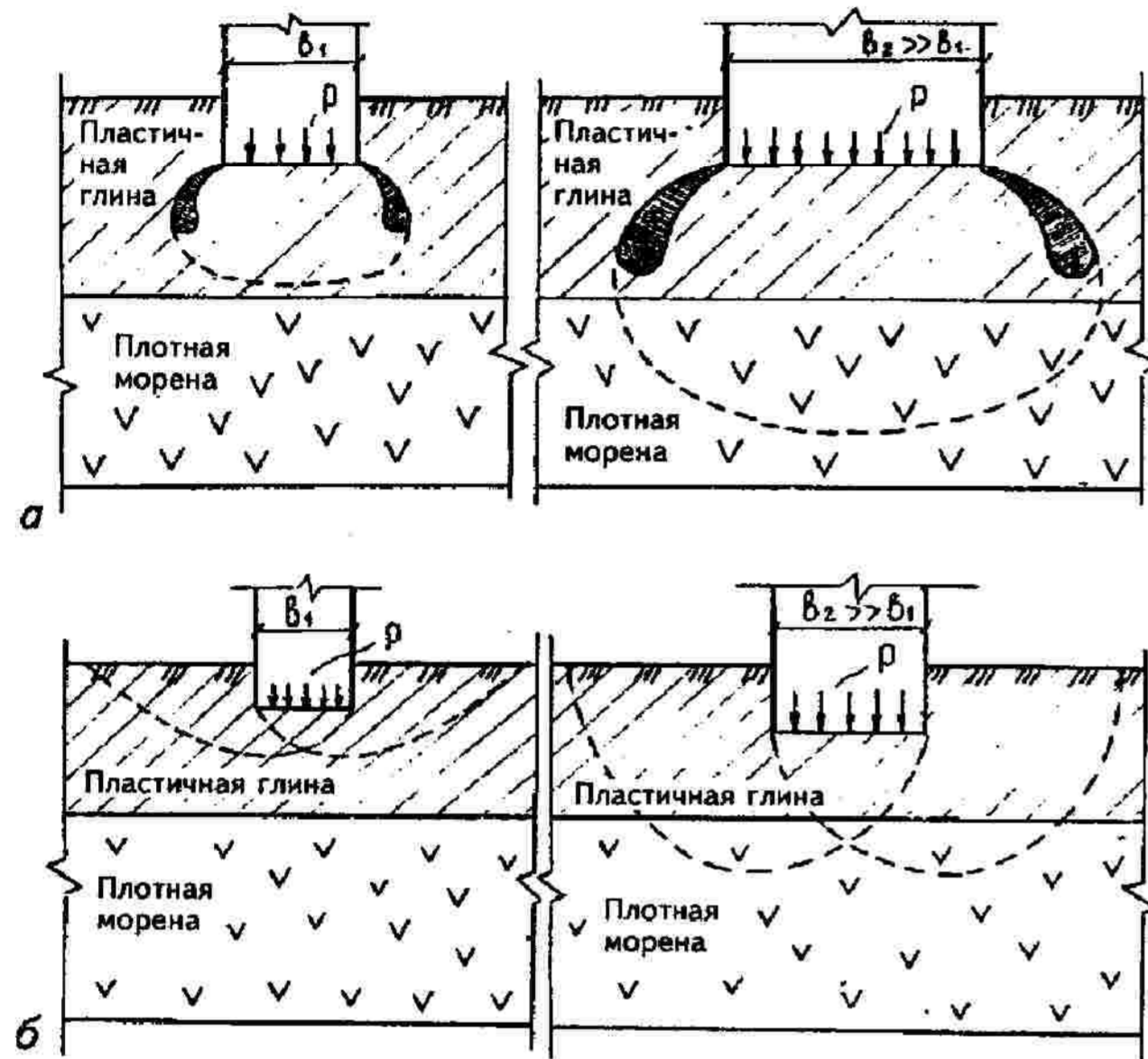


Рис. 6.8. См. пояснения к рис. 6.7

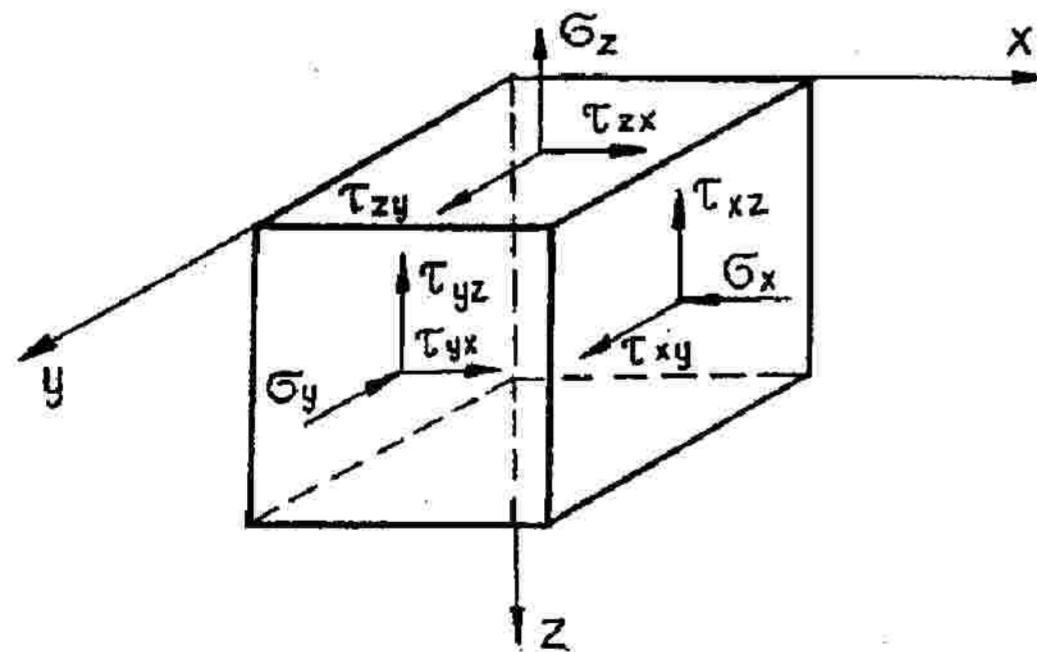


Рис. 6.9. Компоненты напряжений в грунте

6.3. Расчетные модели грунтовых оснований

Для учета изменения сопротивления грунтовых оснований по мере деформирования пользуются расчетными моделями, схематизирующими зависимость между нагрузкой на грунтовый массив и его осадкой.

Существующие модели можно разделить на две группы: линейные модели, в которых зависимость между напряжениями и деформациями является линейной, и нелинейные, в которых эта зависимость является нелинейной.

Наибольшее распространение имеют следующие модели и соответствующие им гипотезы:

- гипотеза Фусса — Винклера (или гипотеза коэффициента постели). Грунт рассматривается как система опирающихся на жесткое горизонтальное основание и не связанных между собой пружин, сжатие которых возрастает прямо пропорционально приложенной нагрузке. Коэффициент пропорциональности между нагрузкой и деформацией называется коэффициентом постели.

Схематически гипотеза Винклера представляется следующей моделью (рис. 6.10). В механике грунтов она носит название модель Фусса — Винклера.

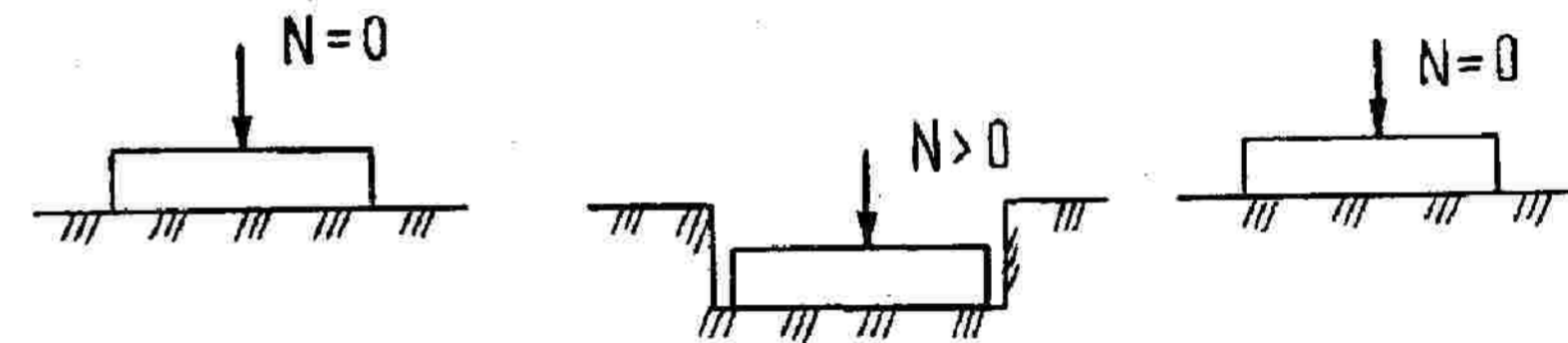


Рис. 6.10. Схема расчетной модели Фусса — Винклера

Таким образом, сопротивление грунта развивается только непосредственно под нагрузкой и в этом сопротивлении не участвует грунт, расположенный сбоку, который не испытывает осадки.

Основным недостатком данной модели является то, что поверхность грунта, как показывают эксперименты, оседает не только непосредственно под штампом (фундаментом), но и вокруг него;

- модель линейно-деформируемого полупространства. Грунт рассматривается как сплошное однородное линейно-деформируемое тело, бесконечно простирающееся вглубь и в стороны и ограниченное сверху плоскостью.

В этом случае в сопротивление внешней нагрузке вовлекается все полупространство, и поэтому осадка поверхности полупространства происходит также и сбоку от места приложения нагрузки, распространяясь на большие расстояния (рис. 6.11).

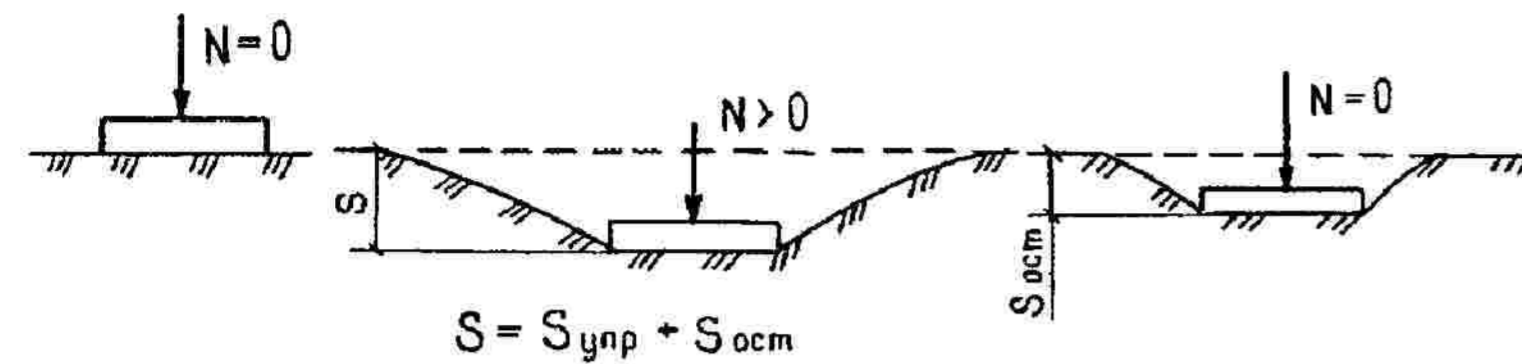


Рис. 6.11. Схема расчетной модели линейно-деформируемого полупространства

В расчет вводится не полупространство, а лишь его верхний слой, ниже которого грунт считается несжимаемым (рис. 6.12). Такая модель основания принимается в тех случаях, когда на некоторой глубине залегают скальные породы или слабосжимаемые грунты. Практически за такое основание можно принимать грунты с модулем деформации $E \geq 100$ МПа;

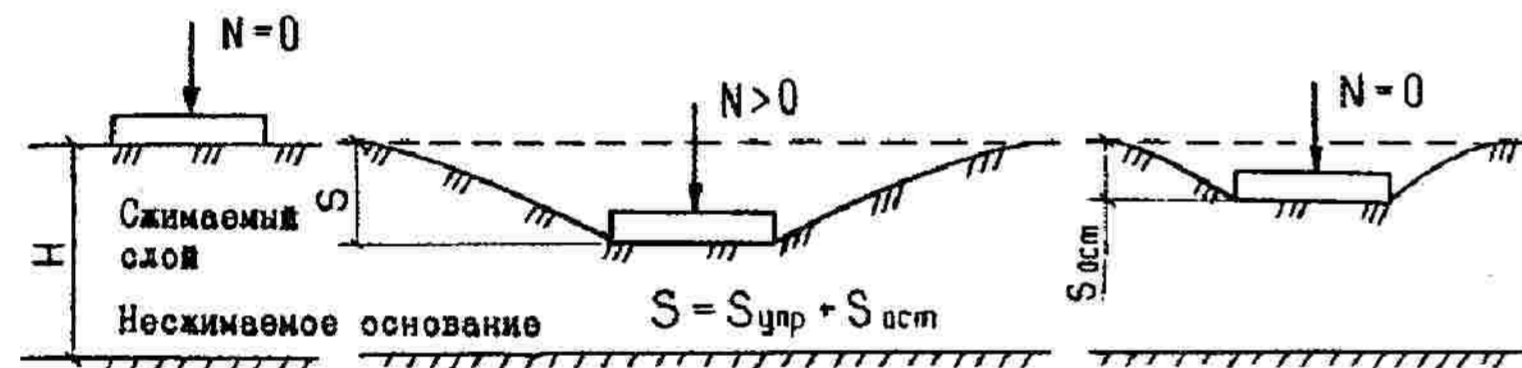


Рис. 6.12. Схема модели линейно-деформируемого слоя конечной толщины

- модель среды теории предельного равновесия (модель среды теории пластичности). Эта модель основана на предположении, что во всех точках грунтовой среды имеются площадки, по которым выполняется условие предельного равновесия. В этой модели принимается положение, что во всех точках грунтовой среды возникает начало состояния предельного равновесия, начало развития пластических деформаций. На рис. 6.13,а приведена модель основания, работающего в условиях предельного равновесия;

- модель упруго-пластической среды (смешанная модель теории линейно-деформируемой среды и среды теории предельного равновесия). Эта модель является синтезом двух выше рассматриваемых моделей. Данная модель предполагает наличие в грунтовой среде как области среды теории линейно-деформируемого тела, так и области состояния предельного равновесия (см. рис. 6.13,б).



Рис. 6.13. Схемы расчетных моделей, схематизирующих зависимость между осадкой и нагрузкой на грунт:

а — основание, работающее в условиях предельного равновесия; б — упругого слоя, работающего в условиях смешанной задачи теории упругости и теории пластичности

Описанные выше модели грунтовой среды являются основными в механике грунтов и наиболее применяемыми при решении прикладных инженерных задач.

При решении задач возникают проблемы не в части математического решения, не в разработке моделей, которых предложено довольно много и которые учитывают многочисленные факторы, а в выборе модели и достоверном определении всех входящих в нее расчетных характеристик грунта. Это достижимо только при полном понимании современных возможностей расчетной модели, полевых исследований и лабораторного эксперимента.

6.4. Напряжения от действия сосредоточенной силы (основная задача)

Рассмотрим действие вертикальной сосредоточенной силы N (рис. 6.14), приложенной в точке O к горизонтальной плоскости, являющейся поверх-

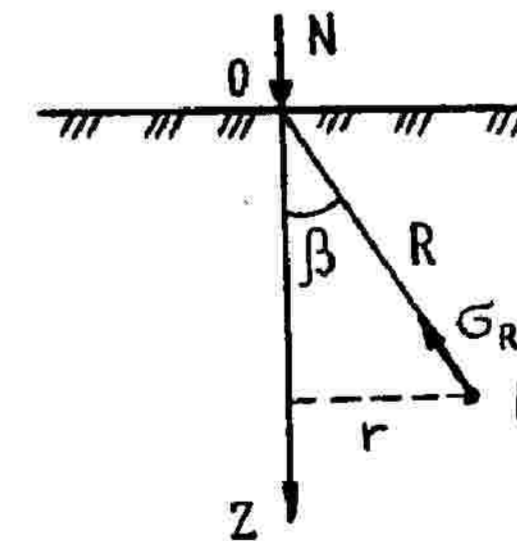


Рис. 6.14. Схема к определению напряжений при действии сосредоточенной силы

ностью линейно-деформируемого полупространства однородного в глубину и в сторону. От действия силы N во всех точках полупространства возникает сложное напряженное состояние. Задача заключается в определении всех шести составляющих напряжений — $\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}$ — в декартовой системе координат.

Эта задача впервые была решена профессором Ж. Буссинеском (1885).

Берем точку M , определенную полярными ординатами R и β . Под действием силы N точка M перемещается в направлении радиуса R на величину dR .

Чем дальше от точки приложения силы N будет расположена точка M , тем меньше будет ее перемещение. При $R = \infty$ перемещение точки M будет равно нулю $dR = 0$. При одном и том же значении R для различных величин угла β перемещения точек будут неодинаковы.

Наибольшее перемещение получит точка, расположенная на оси Z , т.е. при $\beta = 0$ (рис. 6.15). С увеличением угла β перемещения по направлению радиуса R уменьшаются, при $\beta = 90^\circ$ будут равны нулю.

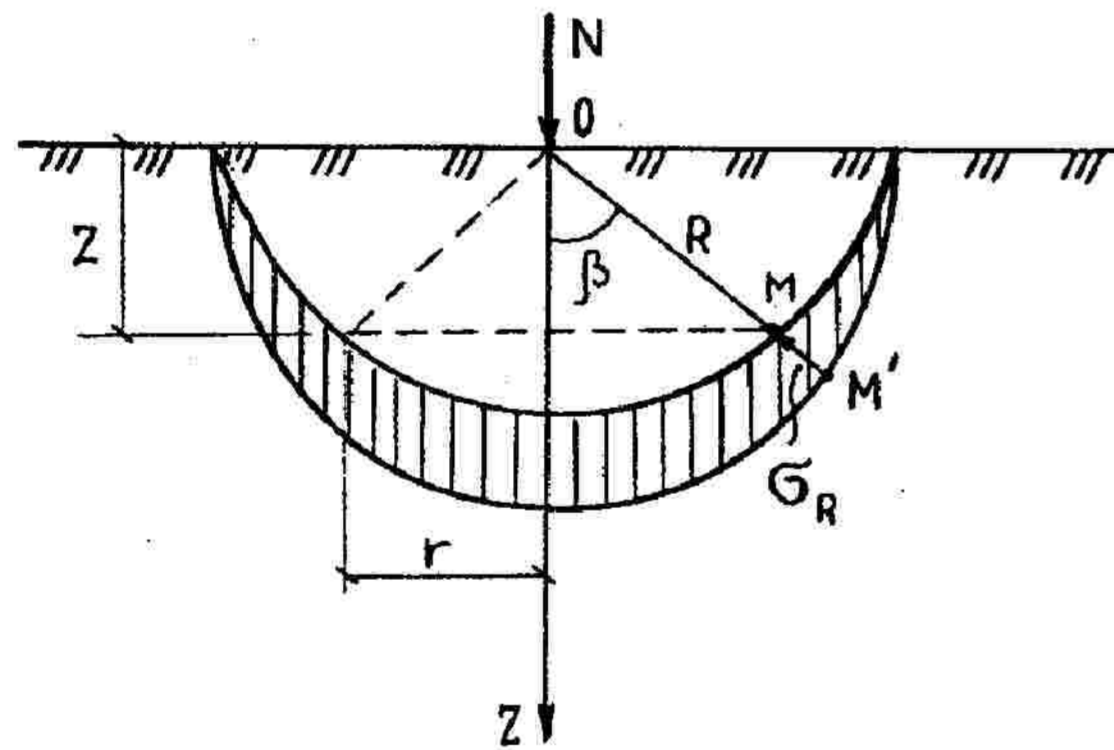


Рис. 6.15. Схема распределения напряжений по полушаровой поверхности с радиусом R

Приняв как постулат, что σ_R прямо пропорционально $\cos\beta$ и обратно R^2 , можно записать зависимость:

$$\sigma_R = A \frac{\cos \beta}{R^2}, \quad (6.3)$$

где A — коэффициент, определенный из условия равновесия.

Условие равновесия составляется согласно рис. 6.15, исходя из равенства внутренних и внешних сил.

Тогда можно записать:

$$A = \frac{3N}{2\pi}$$

Подставив в (6.3), получим формулу Буссинеска:

$$\sigma_R = \frac{3N}{2\pi R^2} \cos \beta. \quad (6.4)$$

Эта общая формула векторного напряжения в любой точке пространства от действия сосредоточенной нагрузки в однородных грунтах.

Решение задачи о распределении напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы, приложенной нормально к ограничивающей поверхности полупространства, получено в виде (рис. 6.16):

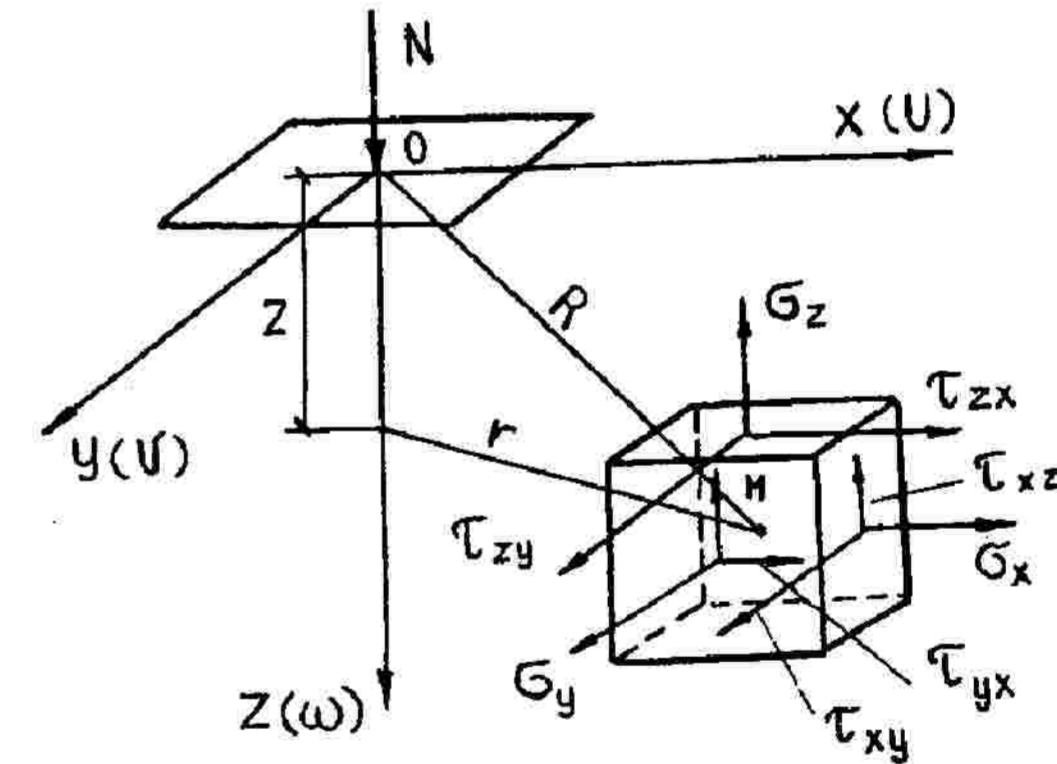


Рис. 6.16. Схема приложения сосредоточенной силы при пространственной задаче

$$\sigma_x = \frac{3N}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{R^2 - R_z - z^2}{R(R+z)} - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \quad (6.5)$$

$$\sigma_y = \frac{3N}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{R^2 - R_z - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \quad (6.6)$$

$$\sigma_z = 3Nz^3 / 2\pi R^5; \quad (6.7)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3N}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right]; \quad (6.8)$$

$$\tau_{yz} = -3Nyz^2 / 2\pi R^5; \quad (6.9)$$

$$\tau_{zx} = -3N_x z^2 / 2\pi R^5, \quad (6.10)$$

где $R^2 = z^2 + x^2 + y^2$.

Перемещения, параллельные осям координат:
оси X

$$u = \frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{x}{R(R+z)} \right]; \quad (6.11)$$

оси Y

$$v = \frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} + 2(1-\nu) \frac{y}{R(R+z)} \right]; \quad (6.12)$$

оси Z

$$w = \frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\nu) \frac{1}{R} \right]. \quad (6.13)$$

Вблизи точки приложения силы (полушар радиусом 0,3—0,5 м) напряжения достигают чрезвычайно большого значения и массив грунта претерпевает пластические деформации. Эта область полупространства обычно исключается из рассмотрения.

В практике для расчета вертикальных сжимающих напряжений σ_z используется не формула (6.7), а следующая:

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}, \quad (6.14)$$

где K — значения, которые зависят от отношения r/z (см. рис. 6.15).

K — изменяется от 0,477 до 0, K — определяется по формуле

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}, \quad (6.15)$$

либо используются графики (рис. 6.17) или таблицы, которые приводятся в справочниках.

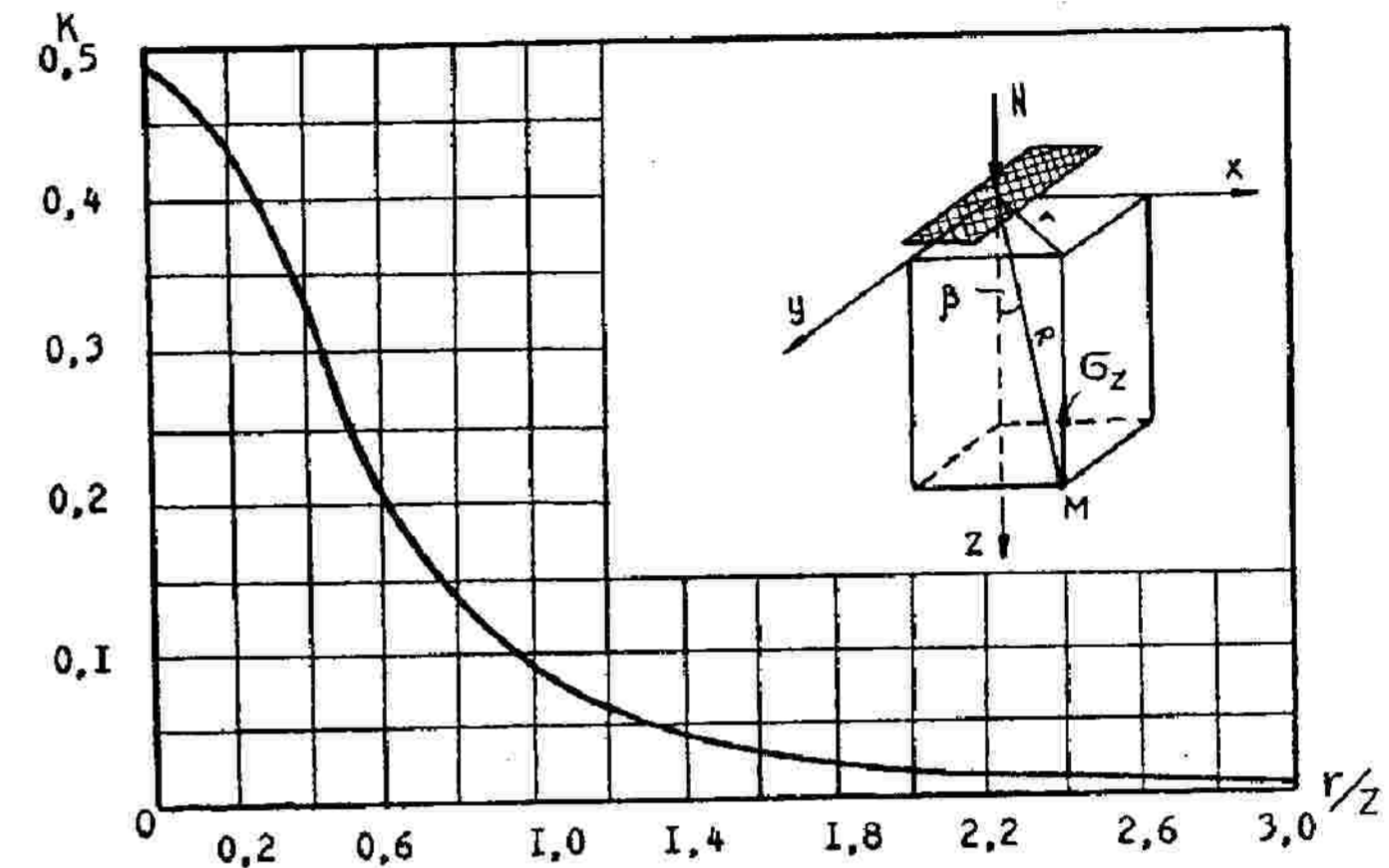


Рис. 6.17. График для определения коэффициента K в формуле (6.14)

Пример 6.3. Определить вертикальное сжимающее напряжение в точке M от действия сосредоточенной силы N , приложенной к поверхности грунтового основания, если известно: $N = 25,0$ кН, точка M находится на глубине 3 м от поверхности и на расстоянии 2 м в сторону от действия силы (рис. 6.18).

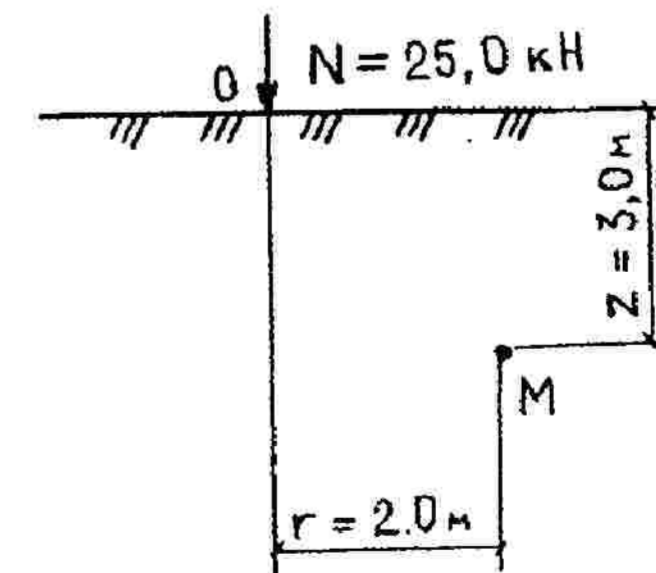


Рис. 6.18. К примеру 6.3

Решение. 1. Определяем отношение $r/z = 2/3 = 0,67$. По таблице справочника или по графику (см. рис. 6.17) находим, что соответствует $K = 0,1889$.
2. По упрощенной формуле Ж. Буссинеска (6.14) определяем вертикальное сжимающее напряжение:

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2} = 0,1889 \frac{25,0}{3^2} = 0,524 \text{ кПа.}$$

Пример 6.4. Условие (см. пример 6.3) по $z = 5$ м; $r = 2$ м (рис. 6.19):

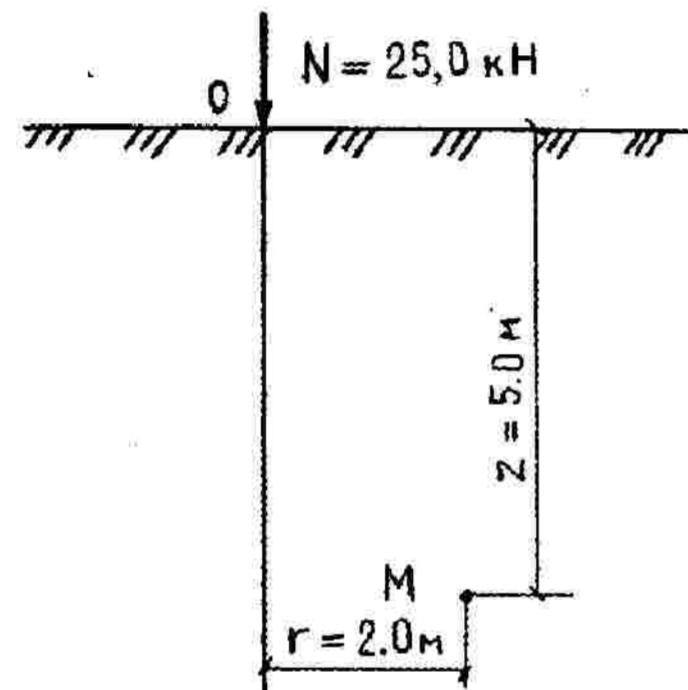


Рис. 6.19. К примеру 6.4

Решение. 1. $r/z = 2/5 = 0,4$, следовательно, по рис. 6.17 $K = 0,3294$.

$$2. \sigma_z = K \frac{N}{z^2} = 0,3294 \frac{25,0}{5^2} = 0,329 \text{ кПа.}$$

По этим двум примерам можно сделать вывод, что вертикальное сжимающее напряжение зависит от места положения точки, например, с увеличением глубины (место положения точки M) и с удалением от оси напряжения уменьшаются.

6.5. Напряжения от действия группы (нескольких) сил

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 6.20) напряжения определяют на основе принципа (суперпозиции) независимости действия сил простым суммированием напряжений от каждой силы:

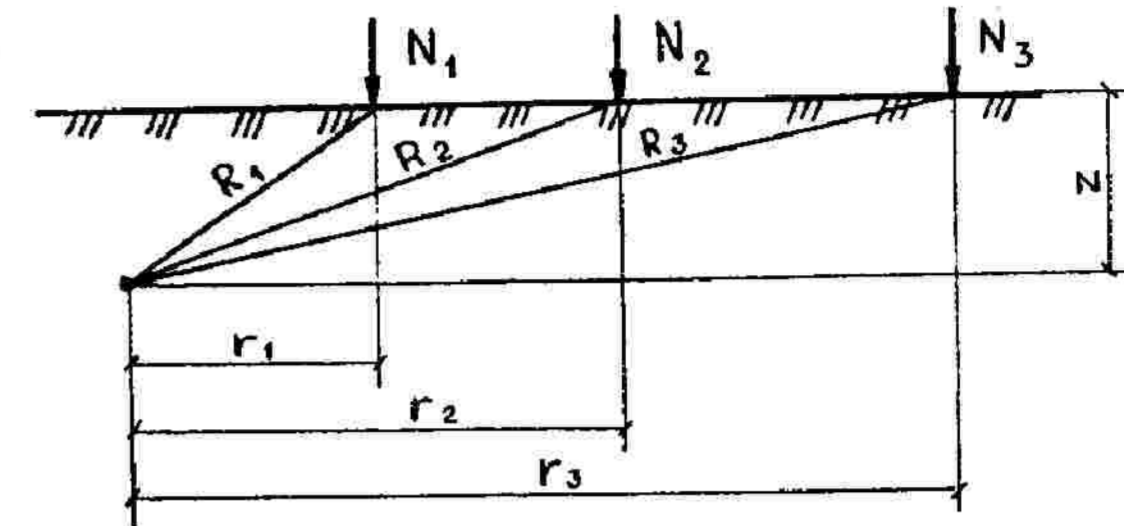


Рис. 6.20. Схема к определению напряжений от действия нескольких сил

$$\begin{aligned} N_1 &= N_2 = N_3; \\ R_1 &< R_2 < R_3; \\ r_1 &< r_2 < r_3; \\ z_1 &= z_2 = z_3; \\ \sigma_{R1} &\leq \sigma_{R2} - ?; \sigma_{R1} \leq \sigma_{R3} - ?; \sigma_{R2} \leq \sigma_{R3} - ? \end{aligned}$$

Ответ: $\sigma_{R1} > \sigma_{R2} > \sigma_{R3}$.

Значение по σ_z определяется по следующей формуле

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + K_3 \frac{N_3}{z^2} = \sum_{i=1}^n K_i \frac{N_i}{z^2}.$$

Окончательно можно записать

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i. \quad (6.16)$$

Значение K_i определяется в зависимости от отношения r_1/z , r_2/z , r_3/z по графику (рис. 6.17).

Пример 6.5. Определить вертикальное сжимающее напряжение в точке M от трех сосредоточенных сил: $N_1 = 25$ кН; $N_2 = 30$ кН; $N_3 = 35$ кН, приложенных к поверхности земли (грунтового основания). Расстояние от осевых линий приложения сил и глубина заложения точки M , координаты приведены на рис. 6.21.

Решение.

- Находим соотношения из трех сил: $r_1/z = 3,0/2,0 = 1,5$, $r_2/z = 4,0/2,0 = 2,0$, $r_3/z = 8,0/2,0 = 4,0$.
- По рис. 6.14 находим зависимость коэффициентов $K_1 = 0,0251$ силы N_1 , $K_2 = 0,0085$ силы N_2 и $K_3 = 0,0004$ силы N_3 .

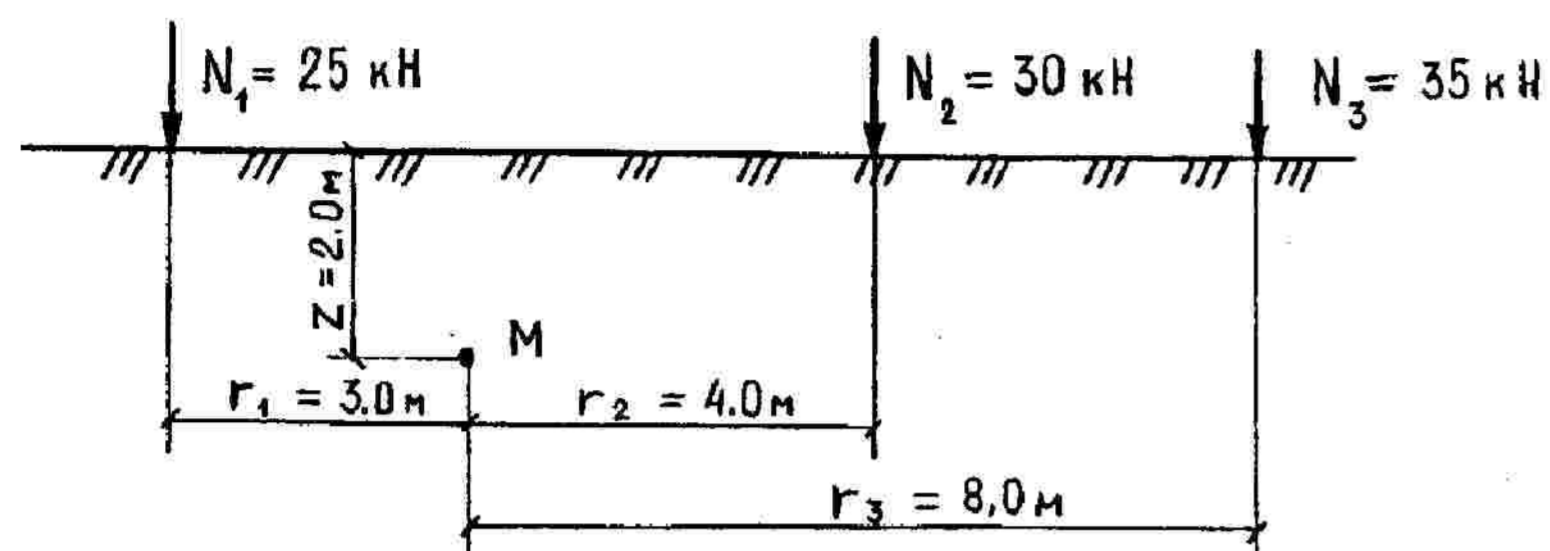


Рис. 6.21. К примеру 6.5

3. Имея значения коэффициентов K_1, K_2, K_3 , по формуле (6.11) находим:

$$\sigma_z = 1/2^2 (0,0251 \cdot 25 + 0,0085 \cdot 30 + 0,0004 \cdot 35) = 0,224 \text{ кПа.}$$

6.6. Напряжения от равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке

При нагрузке, равномерно распределенной по прямоугольной площадке (рис. 6.22), вертикальные, нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр площадки и его угловую точку, определяются по формулам русского инженера А. Лява (1935).

Наибольший практический интерес представляет задача об упругом полупространстве, нагруженном вертикальной равномерно распределенной нагрузкой P на прямоугольной площадке $l \cdot b$ (см. рис. 6.22). Эта задача используется для определения напряжений и деформаций в основаниях прямоугольных в плане фундаментов.

Формулы для определения тензора напряжений в произвольной точке $M(x, y, z)$ весьма громоздки, поэтому на практике часто ограничиваются определением вертикальных напряжений σ_z .

Для точек, расположенных на вертикали, проходящей через центр загруженной площади, формула имеет вид

$$\sigma_z^o = \frac{2P}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{l_1 b_1}{z \sqrt{l_1^2 + b_1^2 + z^2}} + \frac{l_1 b_1 z (l_1^2 + b_1^2 + 2z^2)}{(l_1^2 + z^2)(b_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right] \quad (6.17)$$

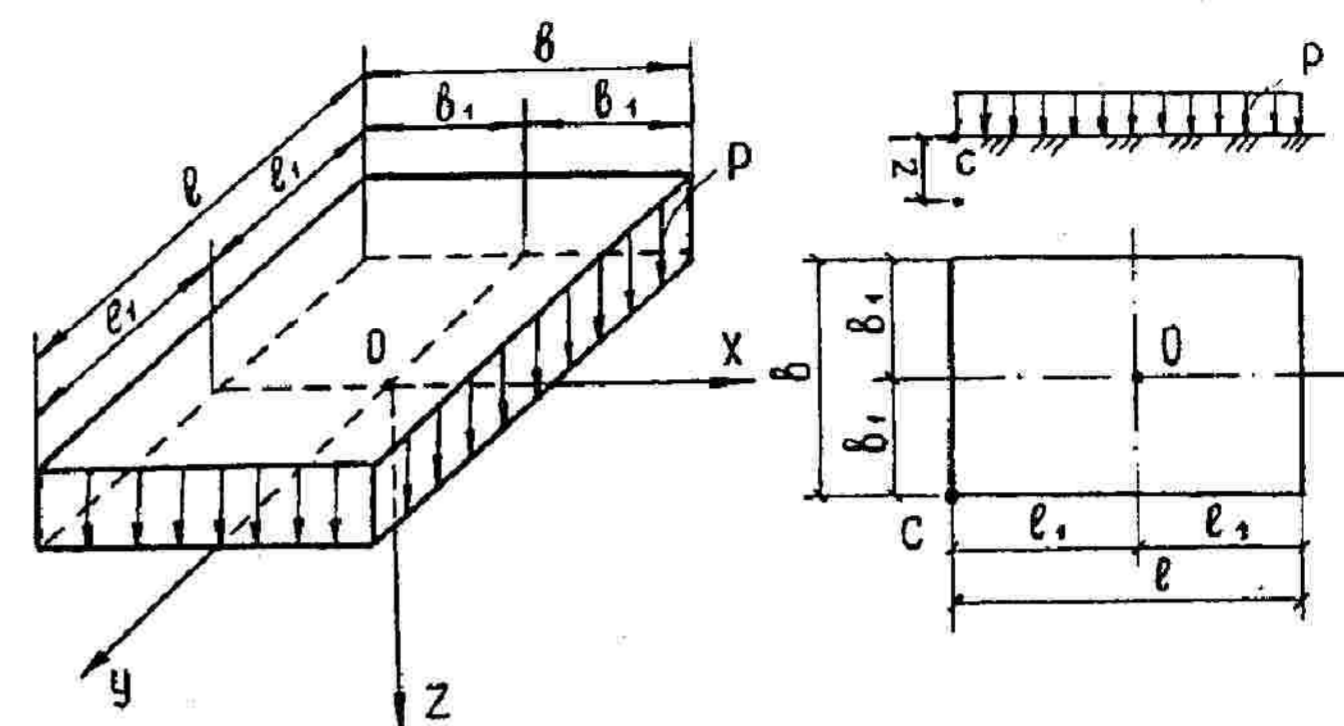


Рис. 6.22. Схема равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке по поверхности полупространства

Для точек, расположенных на глубине z на прямых, проходящих через углы загруженной площади, угловое напряжение (рис. 6.22) определяется по формуле:

$$\sigma_z^c = \frac{P}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{4l_1 b_1}{z \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} + \frac{4l_1 b_1 z (4l_1^2 + 4b_1^2 + 2z^2)}{(4l_1^2 + z^2)(4b_1^2 + z^2) \sqrt{4b_1^2 + 4l_1^2 + z^2}} \right] \quad (6.18)$$

Эти формулы упрощены введением коэффициента рассеивания α , где буквой α обозначена квадратная скобка вместе с множителем 2π . Тогда сжимающие напряжения, возникающие под центром O прямоугольной площади, нагруженной равномерной распределенной нагрузкой, находят по формуле

$$\sigma_z^o = \alpha P, \quad (6.19)$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по СНиП 2.02.01—83* или по табл. 6.1 в зависимости от формы фундамента (круглая, квадратная или прямоугольная), соотношения сторон прямоугольного фундамента

$$\eta = l/b, \quad (6.20)$$

и

$$\xi = 2z/b, \quad (6.21)$$

где P — равномерное распределенное давление.

Вертикальные напряжения в угловых точках прямоугольной площади нагружения определяются по формуле

$$\sigma_z^c = 0,25\alpha P = \frac{1}{4}\alpha P, \quad (6.22)$$

где α определяется, как и в формуле (6.19), с той лишь разницей, что соотношение

$$\xi = z/b. \quad (6.23)$$

Пример 6.6. Определить вертикальное напряжение в точке M , расположенной на глубине 2,4 м под центром прямоугольного штампа, загруженного равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $P = 35,0 \text{ кН/м}^2$ (рис. 6.23).

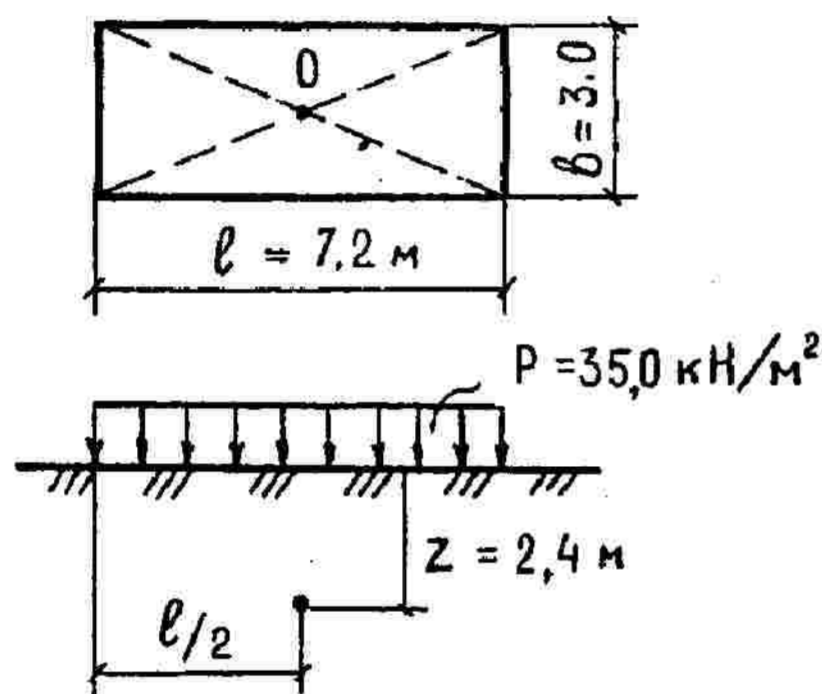


Рис. 6.23. К примеру 6.6

Решение. 1. Находим относительную глубину и соотношение сторон фундамента по формулам (6.20) и (6.21):

$$\zeta = \frac{2 \cdot 2,4}{3,0} = 1,6 \quad \text{и} \quad \eta = \frac{7,2}{3} = 2,4.$$

2. По табл. 6.1 для значений $\zeta = 1,6$ и $\eta = 2,4$ находим коэффициент $\alpha = 0,612$.

3. Вычисляем напряжения по формуле (6.19):

$$\sigma_z = 0,612 \cdot 35,0 = 21,42 \text{ кПа.}$$

Пример 6.7. Определить напряжение в точке M , расположенной на глубине 2,0 м под угловой точкой прямоугольного штампа, загруженного равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $P = 35,0 \text{ кН/м}^2$ (рис. 6.24).

Таблица 6.1

Значение коэффициента α по СНиП 2.02.01—83*

$\xi = z/b$	Коэффициент α для фундамента							ленточных $\eta \geq 10$
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равном						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,876	0,879	0,881	0,881	0,881
1,2	0,547	0,6060	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,4	0,214	0,257	0,325	0,347	0,429	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,347
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,132	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,339
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,6	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,099	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,019	0,023	0,031	0,040	0,056	0,106

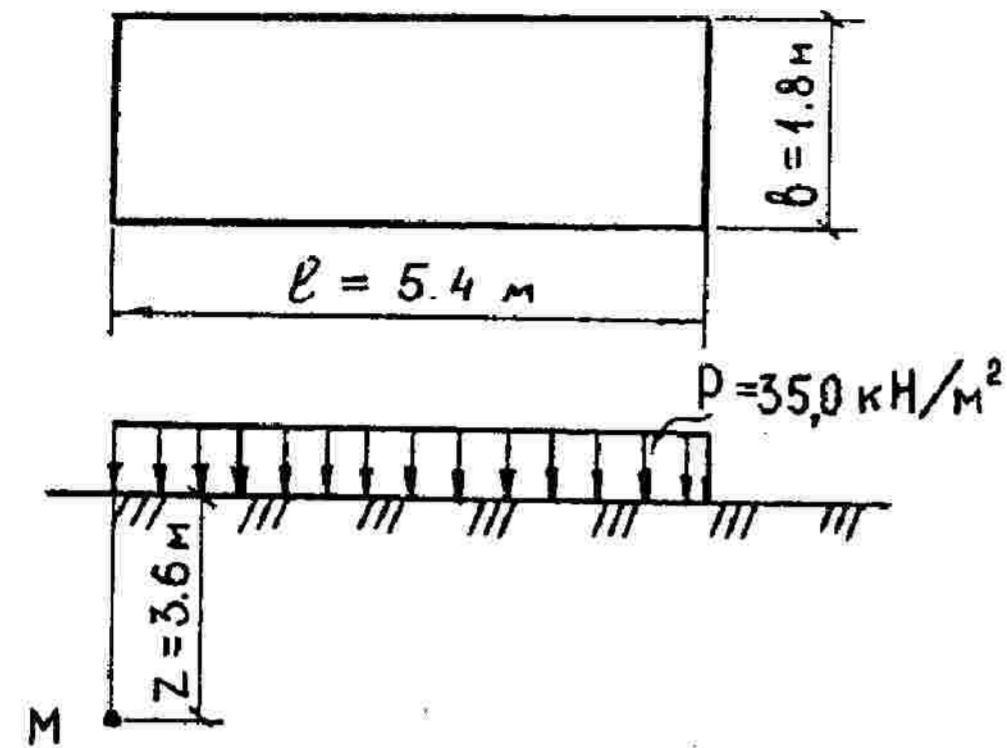


Рис. 6.24. К примеру 6.7

Решение.

1. Для вычисления напряжений под угловой точкой находим соотношения по формулам (6.21) и (6.23):

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{5,4}{1,8} = 3,0 \quad \text{и} \quad \zeta = \frac{z}{b} = \frac{3,6}{1,8} = 2,0.$$

2. В табл. 6.1 отсутствует значение коэффициента α соответствующее $\eta = 3,0$, поэтому это значение определяется линейной интерполяцией. Тогда получим $\alpha = 0,625$.

3. Определим вертикальное напряжение в M по формуле (6.22):

$$\sigma_z = 0,25 \cdot 0,625 \cdot 35,0 = 5,5 \text{ кПа.}$$

6.7. Определение напряжений методом угловых точек (метод Польшина)

Для определения напряжений в любой точке грунтового основания внутри загруженной области или вне ее используют метод угловых точек.

Сущность этого метода заключается в том, что грузовая площадь разбивается на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой. Напряжение в этой точке определяется как сумма напря-

жений от прямоугольных площадок, для которых эта точка является угловой. Рассмотрим возможные варианты (рис. 6.25).

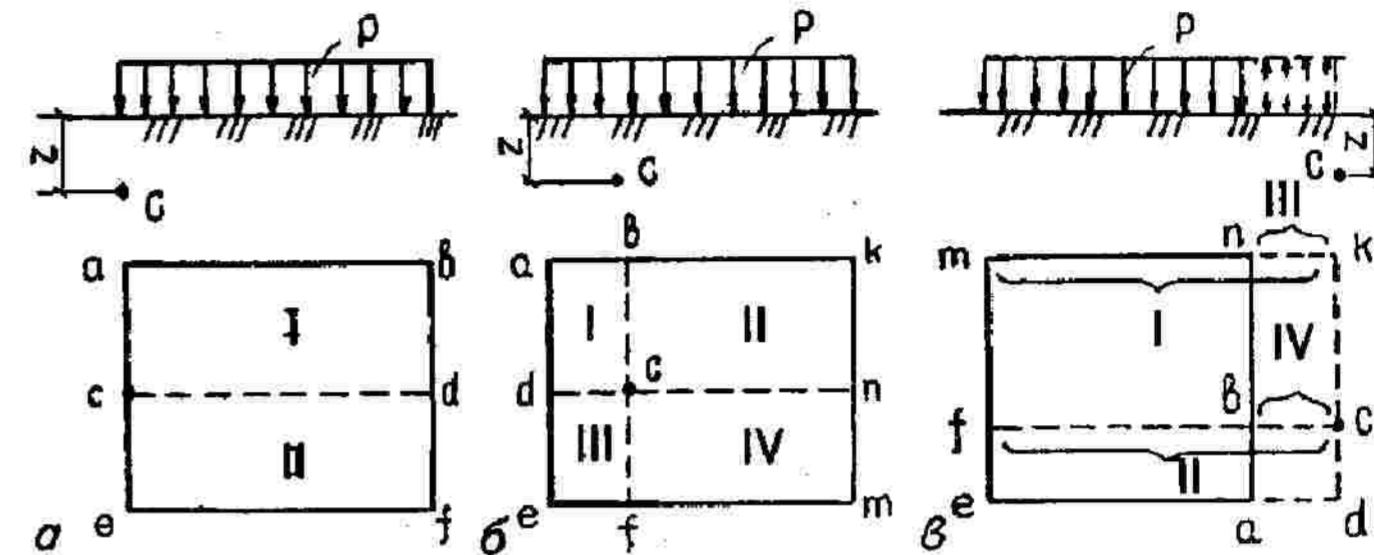


Рис. 6.25. Схема разбивки прямоугольника загрузки при определении напряжений методом угловых точек

1-й вариант. Загруженная площадь разбивается на два прямоугольника $avdc$ (I), $cdfe$ (II), для каждого из которых точка C является угловой. Тогда напряжение в точке C определяется как сумма двух угловых напряжений в прямоугольниках I и II (см. рис. 6.25,а):

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II})P. \quad (6.24)$$

2-й вариант. Точка C внутри прямоугольника давлений (см. рис. 6.25,б), тогда загруженная площадь разбивается на четыре прямоугольника: $сваd$ (I), $свkn$ (II), $сdef$ (III), $сnmf$ (IV):

$$\sigma_z = \sigma_z + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25(d_I + d_{II} + d_{III} + d_{IV})P. \quad (6.25)$$

3-й вариант. Точка C вне прямоугольника загрузки (см. рис. 6.25,в). В этом случае ее считают угловой для четырех фиктивных площадей загрузки: $сfmk$ (I), $сdef$ (II), $свnk$ (III) и $сдав$ (IV). Тогда

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} - \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV})P. \quad (6.26)$$

Таким образом, пользуясь методом угловых точек, можно определить напряжение σ_z в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка в пределах прямоугольной площади.

Пример 6.8. Определить вертикальное сжимающее напряжение в точке M , лежащей на расстоянии $x = 2,0$ м и $y = 2,0$ м от угловой точки на глубине $z = 4,0$ м, от действия прямоугольной, равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $P = 4,2$ кПа (рис. 6.26).

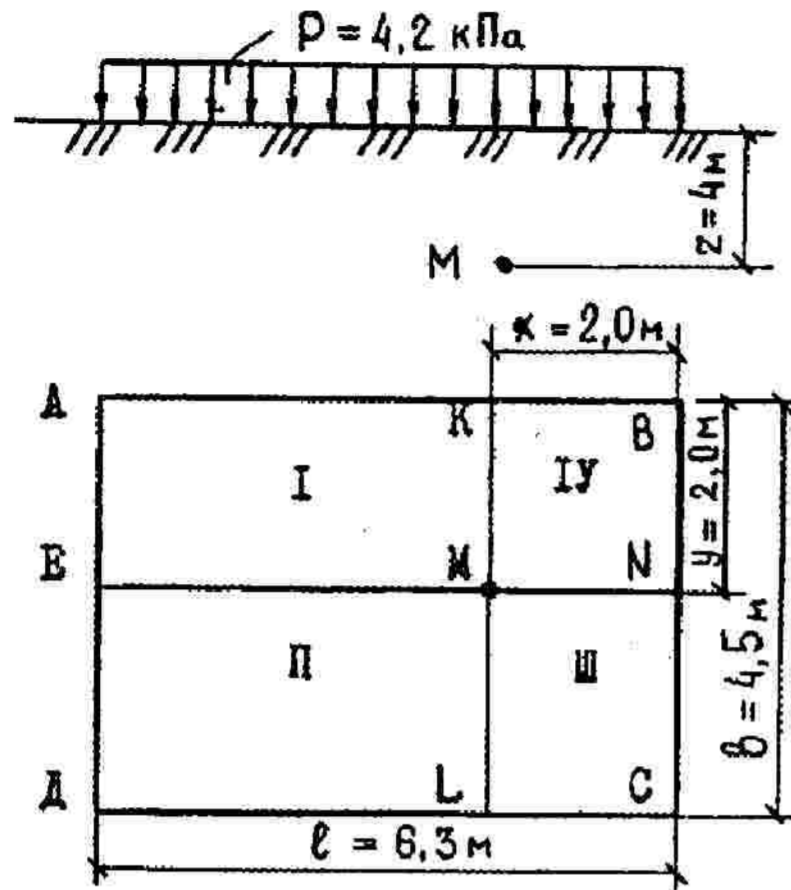


Рис. 6.26. К примеру 6.8

Решение. 1. Разбиваем прямоугольник $ABCD$ на четыре прямоугольника $AKME$, $DEML$, $KMNB$ и $LMNC$, для которых точка M является угловой, и для каждого из них найдем соотношение l/b , учитывая:

$$\begin{aligned} l_I &= AB - KB = 6,3 - 2,0 = 4,3 \text{ м}; & b_I &= KM = y = 2,0 \text{ м}; \\ l_{II} &= EM = l_I = 4,3 \text{ м}; & b_{II} &= RL - RM = 4,5 - 2,0 = 2,5 \text{ м}; \\ l_{III} &= LC = x = 2,0 \text{ м}; & b_{III} &= ML = b_{II} = 2,5 \text{ м}; \\ l_{IV} &= MK = x = 2,0 \text{ м}; & b_{IV} &= KM = y = 2,0 \text{ м}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_I/b_I &= 4,3/2,0 = 2,15; \\ l_{II}/b_{II} &= 4,3/2,5 = 1,72; \\ l_{III}/b_{III} &= 2,5/2,0 = 1,25; \\ l_{IV}/b_{IV} &= 2,0/2,0 = 1,0; \end{aligned}$$

2. Вычисляем соотношения для угловых точек:

$$\begin{aligned} z/b_I &= 4,0/2,0 = 2,0; & z/b_{II} &= 4,0/2,5 = 1,6; \\ z/b_{III} &= 4,0/2,5 = 1,6; & z/b_{IV} &= 4,0/2,0 = 2,0. \end{aligned}$$

3. По табл. 6.1 находим значение коэффициентов α : $\alpha_I = 0,590$ — для прямоугольника $AKME$; $\alpha_{II} = 0,569$ — для прямоугольника $DEML$; $\alpha_{III} = 0,501$ — для прямоугольника $LMNC$ и $\alpha_{IV} = 0,338$ — для прямоугольника $KMNB$.

4. Определяем напряжение в точке M по формуле (6.25):

$$\sigma_z = 0,25 (0,590 + 0,569 + 0,501 + 0,338) 4,2 = 2,10 \text{ кПа}.$$

Пример 6.9. Определить напряжение в точке O , находящейся на глубине 3,0 м от поверхности по оси, проходящей через центр загруженной квадратной площади с учетом влияния загрузки двух соседних площадей (рис. 6.27). Интенсивность равномерно распределенной нагрузки $P = 350$ кПа.

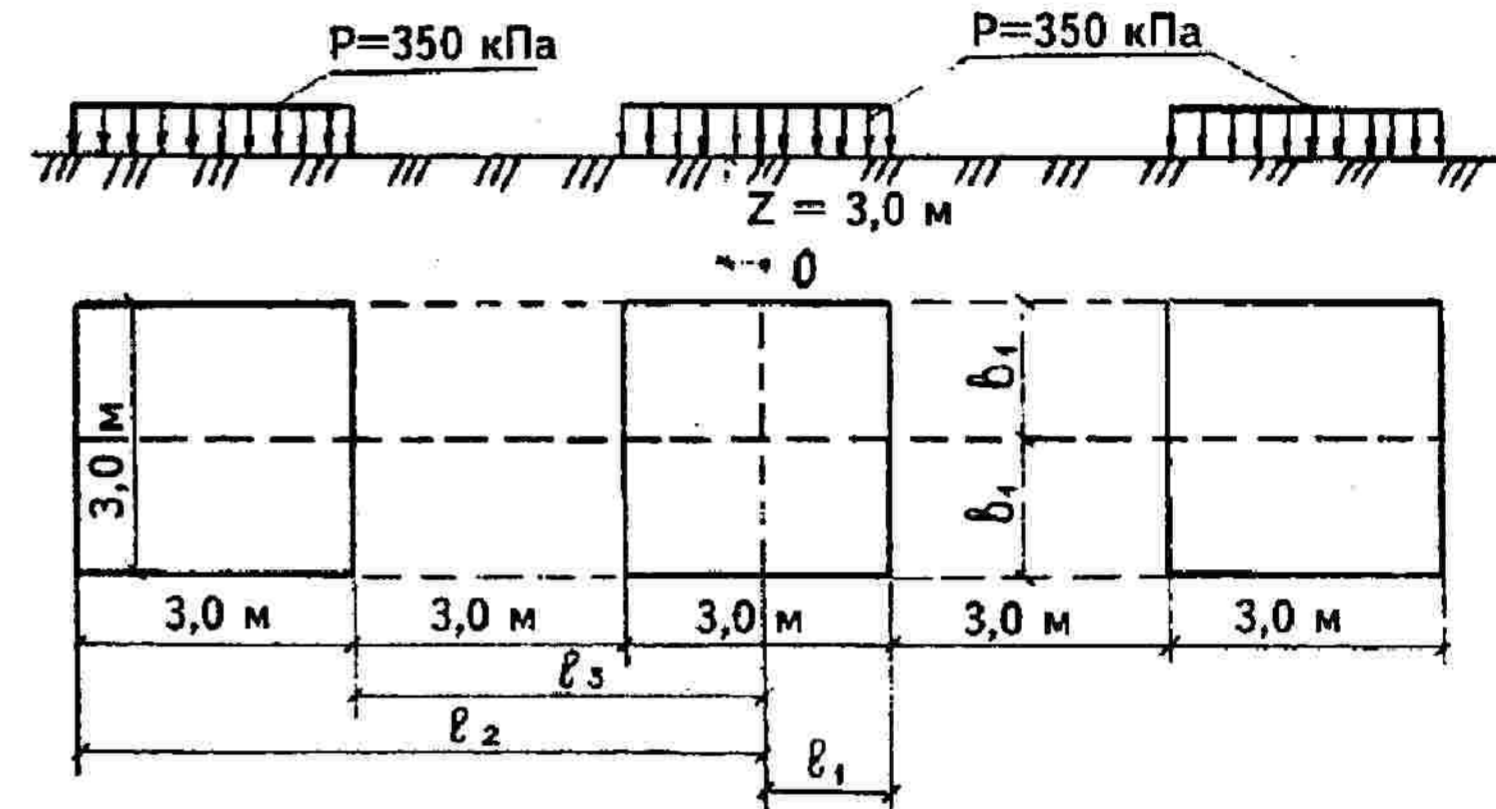


Рис. 6.27. К примеру 6.9

Решение. 1. Разбиваем площади на прямоугольники так, чтобы их углы находились над точкой O .

Для каждого прямоугольника определяем по табл. 6.1 значения коэффициентов $\alpha' = \alpha/4$ в соответствии с параметрами η и ζ .

2. Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами b и l находим

$$\eta = \frac{l_1}{b_1} = \frac{1,5}{1,5} = 1;$$

$$\zeta = \frac{z}{b_1} = \frac{3}{1,5} = 2,0.$$

Коэффициент α' равен $\alpha'_1 = \alpha/4 = 0,336/4 = 0,084$.

Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами l_2 и b_1

$$\eta = \frac{l_2}{b_1} = \frac{7,5}{1,5} = 5; \quad \zeta = \frac{z}{b_1} = \frac{3}{1,5} = 2,0; \quad \alpha_2 = \frac{0,545}{4} = 0,136.$$

Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами l_3 и b_1 :

$$\eta = \frac{l_3}{b_1} = \frac{4,5}{1,5} = 3,0; \quad \zeta = \frac{z}{b_1} = \frac{3,0}{1,5} = 2,0; \quad \alpha_3 = \frac{0,519}{4} = 0,130.$$

3. Определяем суммарное напряжение в точке O :

$$\begin{aligned} \sigma_z &= (4\alpha_1 + 4\alpha_2 - 4\alpha_3)P = (\alpha_1 + \alpha_2 - \alpha_3)4P = \\ &= (0,084 + 0,136 - 0,130)4 \times 350,0 = 126,0 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

6.8. Распределение напряжений от полосовой нагрузки (плоская задача)

При плоской задаче рассматривается такое НДС, при котором напряжения и деформации распределяются в одной плоскости, а в направлении, ей перпендикулярном, они будут или равны нулю или постоянны.

Напряженное состояние основания для плоской задачи характеризуется двумя нормальными (σ_z , σ_x) и касательным (τ_{zy}) напряжениями.

Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи приведена на рис. 6.28.

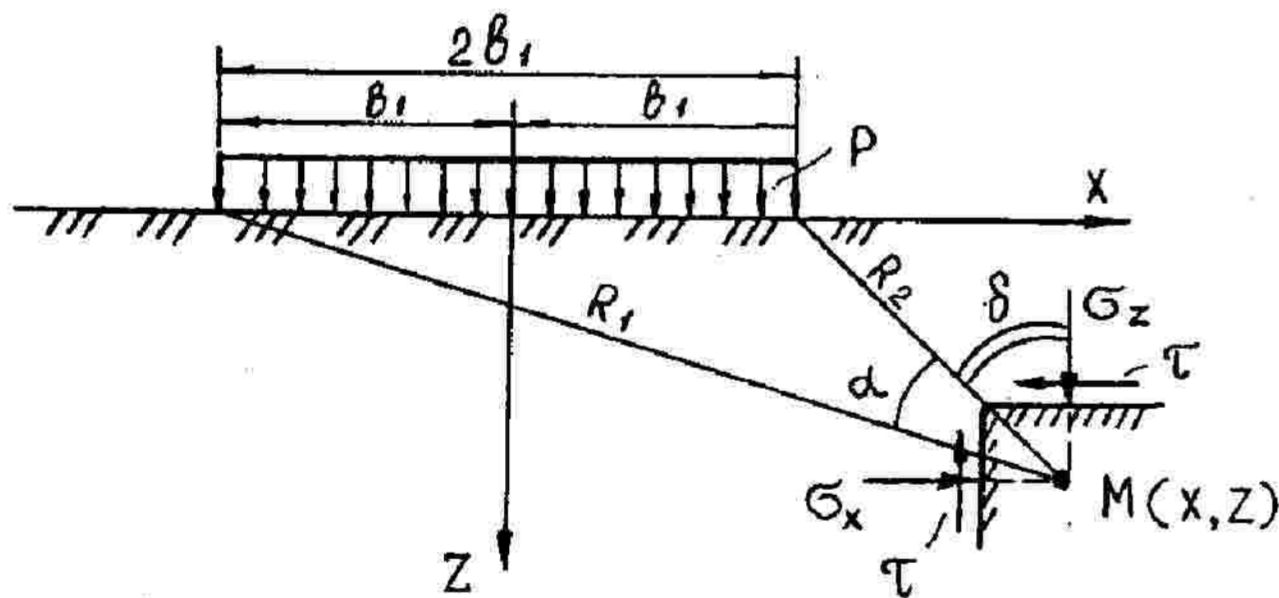


Рис. 6.28. Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Для определения компонент напряжений в любой точке полупространства в условиях плоской задачи используют следующие выражения:

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)], \quad (6.27)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)], \quad (6.28)$$

$$\sigma_{xz} = \frac{P}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\delta), \quad (6.29)$$

где α — угол видимости, образованный лучами R_1 и R_2 , выходящими из точки M к краям нагруженной полосы (см. рис. 6.28);

δ — угол, составляемый крайним лучом с вертикалью.

Если выражения, заключенные в скобки и деленные на π , обозначить соответственно K_x , K_z , K_{xz} , то можно записать:

$$\sigma_z = K_z P; \quad (6.30)$$

$$\sigma_x = K_x P; \quad (6.31)$$

$$\tau_{xz} = K_{xz} P, \quad (6.32)$$

где K_z , K_x , K_{xz} — коэффициенты влияния.

Значения коэффициентов влияния K_z , K_x , K_{xz} приведены в табл. 6.2 в зависимости от относительных параметров z/b и x/b .

При проектировании оснований зданий и сооружений возникает необходимость определения главных напряжений (рис. 6.29). Значения главных напряжений по решению Ж. Митчела (1902) определяются из выражений (6.27)–(6.28), полагая в них $\delta = 0$.

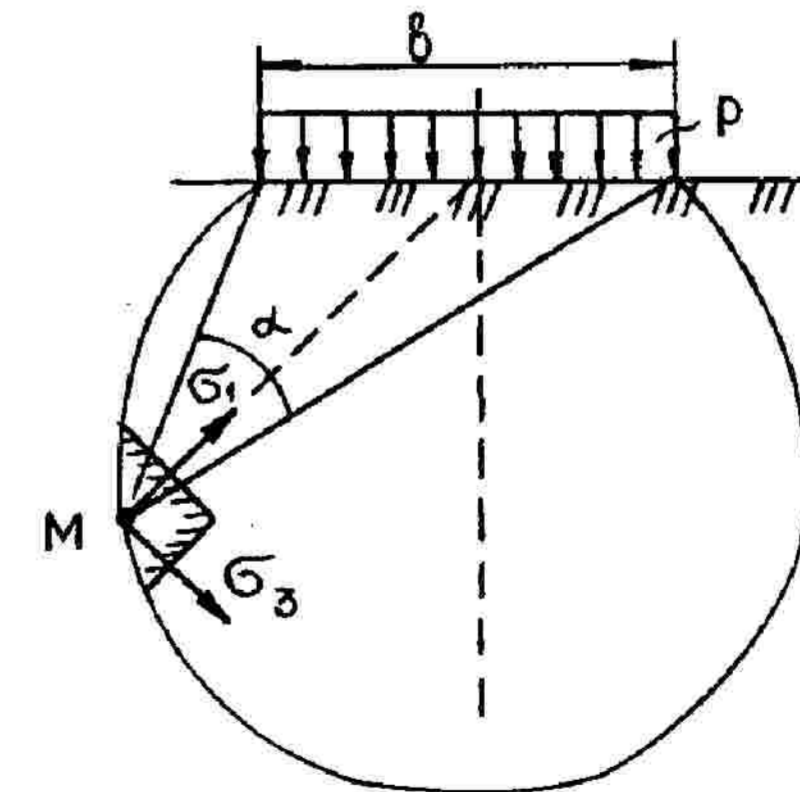


Рис. 6.29. Схема для расчета главных напряжений

Таблица 6.2
Значения коэффициентов влияния K_z , K_x и K_{xz}

Z/b	Значения x/b												
	0		0,25		0,5		1,0		1,5		2,0		
	K_z	K_x	K_z	K_x	K_z	K_x	K_z	K_x	K_z	K_x	K_z	K_x	
0,00	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,50	0,35	0,02	0,17	0,05	0,01	0,00	0,00
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,48	0,23	0,08	0,21	0,13	0,04	0,00	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,45	0,14	0,20	0,22	0,16	0,04	0,02	0,10
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,41	0,09	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,13
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,37	0,06	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,11
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,33	0,04	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,09
1,75	0,35	—	0	0,34	0,01	0,30	0,03	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,08
2,00	0,31	—	0	0,31	—	0,28	0,02	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07
3,00	0,21	—	0	0,21	—	0,20	0,01	0,03	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05
4,00	0,16	—	0	0,16	—	0,15	—	0,02	0,12	—	0,11	—	0,09
5,00	0,13	—	0	0,13	—	0,12	—	0,10	—	—	0,10	—	—
6,00	0,11	—	0	0,10	—	0,10	—	—	—	—	—	—	—

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi}(\alpha + \sin \alpha); \tag{6.33}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi}(\alpha - \sin \alpha). \tag{6.34}$$

Формулы (6.33) и (6.34) позволяют построить эллипсы главных напряжений для различных точек линейно-деформируемого полупространства (рис. 6.30).

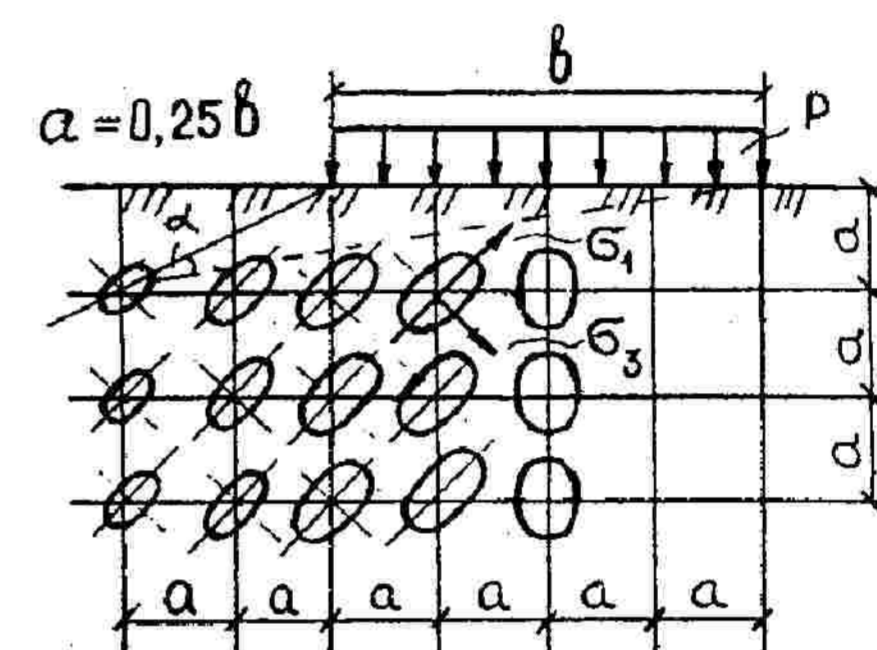


Рис. 6.30. Схема расположения эллипсов напряжений в основании

Наибольшее напряжение σ_1 — направляется по биссектрисе угла видности.

Зная ширину фундамента b и задавшись координатами точки, в которой требуется определить напряжения, можно вычислить безразмерные параметры для этой точки, предварительно по данным табл. 6.2 приняв соответствующие коэффициенты влияния. Затем, пользуясь формулами (6.30)–(6.32), можно определить значения всех компонентов напряжений и построить эпюры распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям массива грунта в случае плоской задачи. Эпюры сжимающих напряжений выглядят следующим образом (рис. 6.31).

Напряжения в толще основания изображаются в виде эпюр по вертикальным и горизонтальным осям (рис. 6.32).

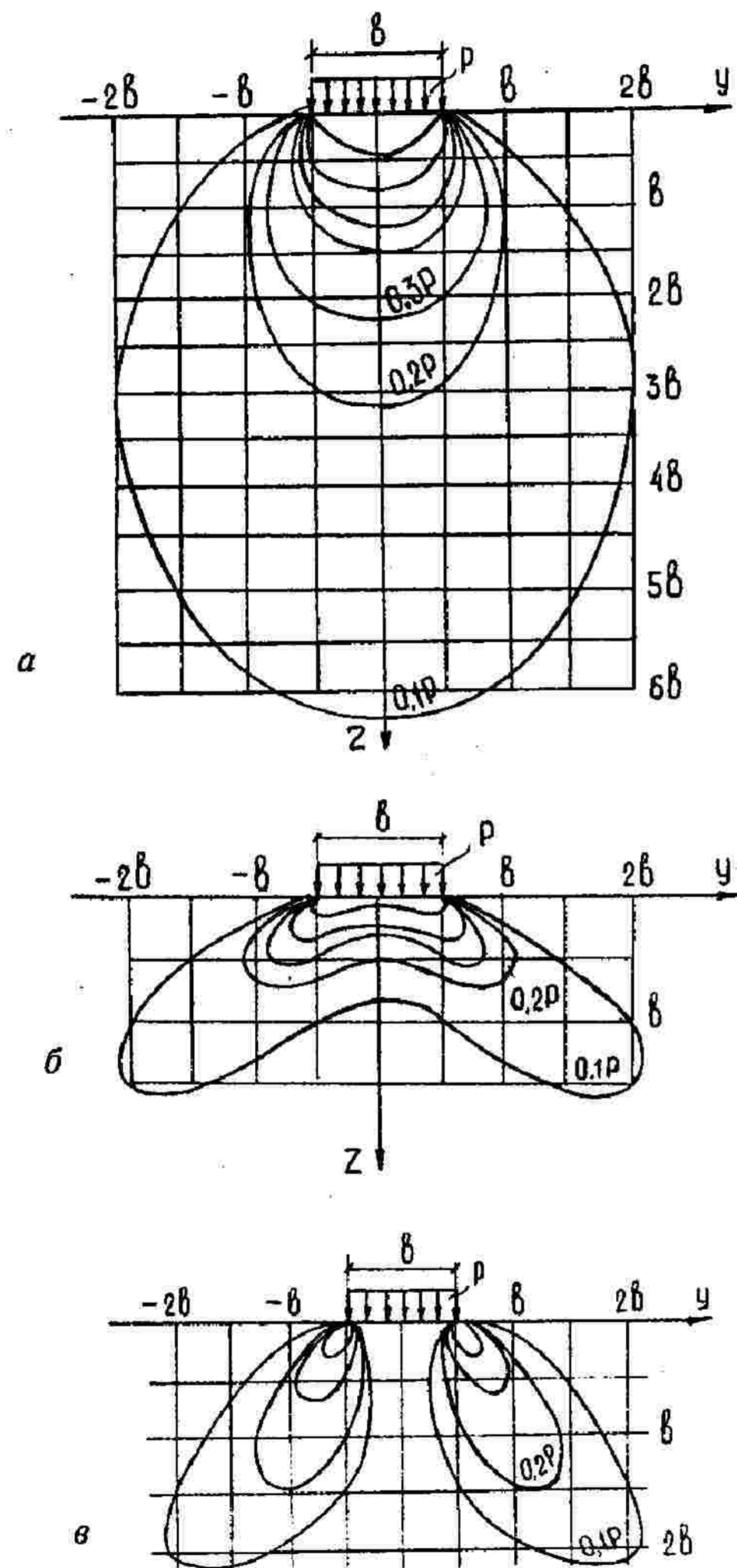


Рис. 6.31. Изолинии напряжений для случая плоской задачи: а — линии равных сжимающих напряжений (изобары); б — линии одинаковых горизонтальных напряжений (распоры); в — касательных напряжений (сдвиги)

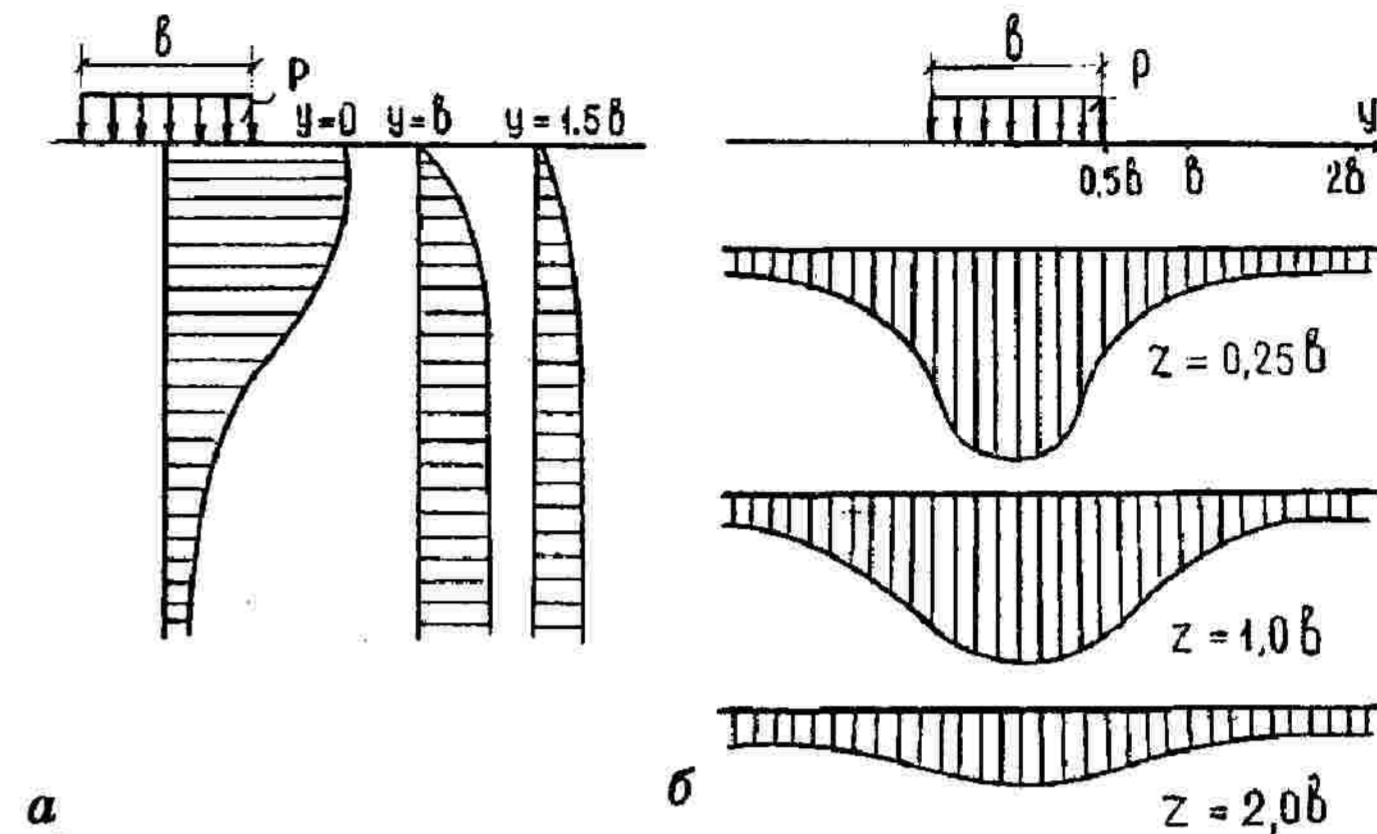


Рис. 6.32. Эпюры распределения напряжений под полосовой нагрузкой по вертикальным (а) и горизонтальным (б) осям

6.8.1. Треугольная полосовая нагрузка

Если нагружаемая поверхность ограничена незначительной площадью, то нагрузка считается сосредоточенной и вертикальное напряжение в любой точке грунта основания вычисляется рассмотренным выше методом Буссинеска.

Однако в большинстве случаев приходится сталкиваться с нагрузкой, распределенной на значительной площади. Например, при проектировании плотин, дорожных и других объектов, характеризующихся трапецидальной нагрузкой, необходимо определять осадки поверхности грунта, возникающие в результате его уплотнения.

Для определения составляющих напряжений при нагрузке, распределенной по полосе, по закону треугольника (рис. 6.33) выражение имеет вид (по Справочнику проектировщика, 1985):

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\frac{x}{b} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) - \frac{z(x-b)}{(x-b)^2 + z^2} \right]; \quad (6.35)$$

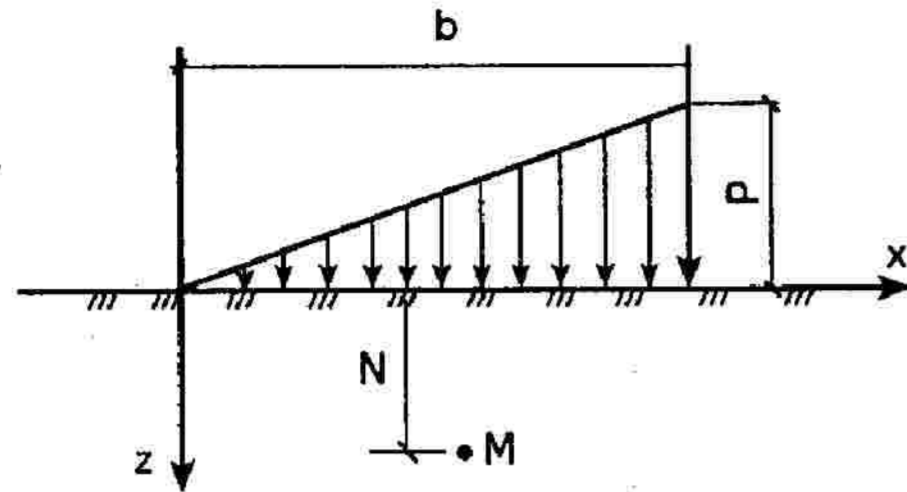


Рис. 6.33. Расчетная схема к определению напряжения от треугольной полосовой нагрузки

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left[\frac{z}{b} \ln \frac{(x-b)^2}{x^2+z^2} + \frac{x}{b} \left(\operatorname{arctg} \frac{x}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x-b}{z} \right) + \frac{z(x-b)}{(x-b)^2+z^2} \right]; \quad (6.36)$$

$$\tau_{zx} = \frac{P}{\pi} \left[\frac{z^2}{(x-b)^2+z^2} - \frac{z}{b} \left(\operatorname{actg} \frac{x}{z} - \operatorname{actg} \frac{x-b}{z} \right) \right]. \quad (6.37)$$

Для случая, показанного на рис. 6.34, вертикальное напряжение определяется формулой

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} (\alpha_1 + \alpha_2) \right) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] = K \cdot P, \quad (6.38)$$

где K — функция влияния и может быть определена по номограмме Остерберга (рис. 6.35) по заданным значениям a/z и b/z .

Чтобы найти распределение напряжений в горизонтальном направлении на некоторой глубине z , рассмотрим три случая, которые приведены на рис. 6.36. Если применить для этих трех случаев формулу (6.38), то получим следующее:

Случай 1. Точка O находится под участком BC (см. рис. 6.36,а). Напряжение от нагрузки слева:

$$\sigma_{zL} = \frac{P}{\pi} \left[\frac{a+b-x}{a} (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b-x}{a} \alpha_2 \right] = K_L P.$$

Напряжения от нагрузки справа:

$$\sigma_{zR} = \frac{P}{\pi} \left[\frac{a+b-x}{a} (\alpha_4 + \alpha_3) - \frac{b+x}{a} \alpha_3 \right] = K_R P. \quad (6.39)$$

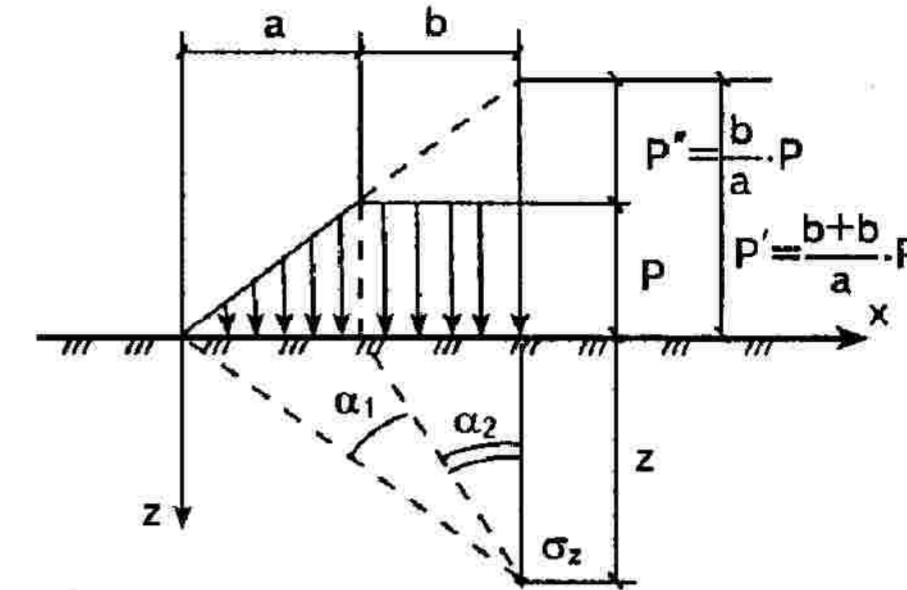


Рис. 6.34. Расчетная схема к определению вертикального напряжения от трапецидальной нагрузки

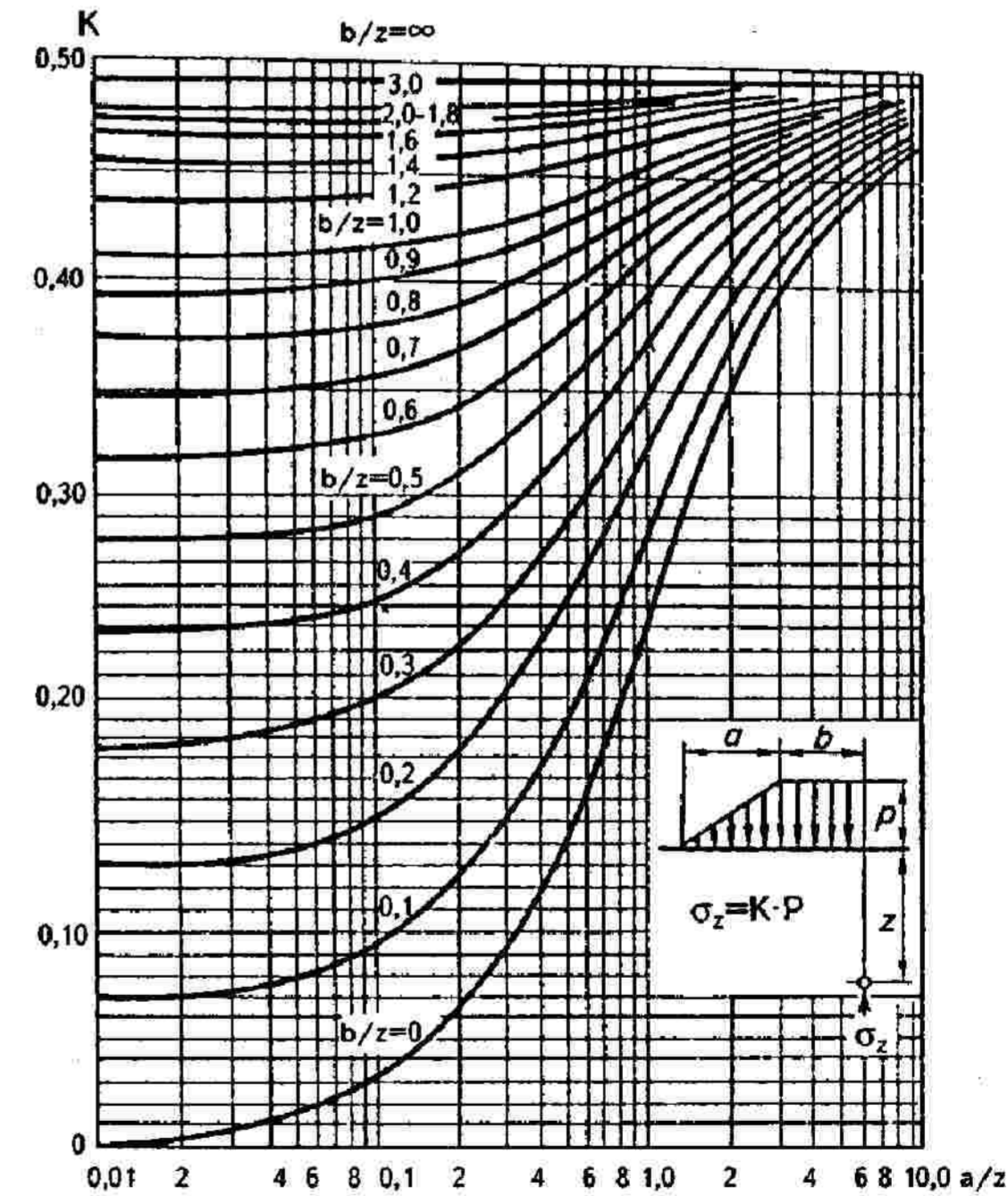


Рис. 6.35. Номограмма Остерберга для определения вертикального напряжения от действия трапецидальной нагрузки

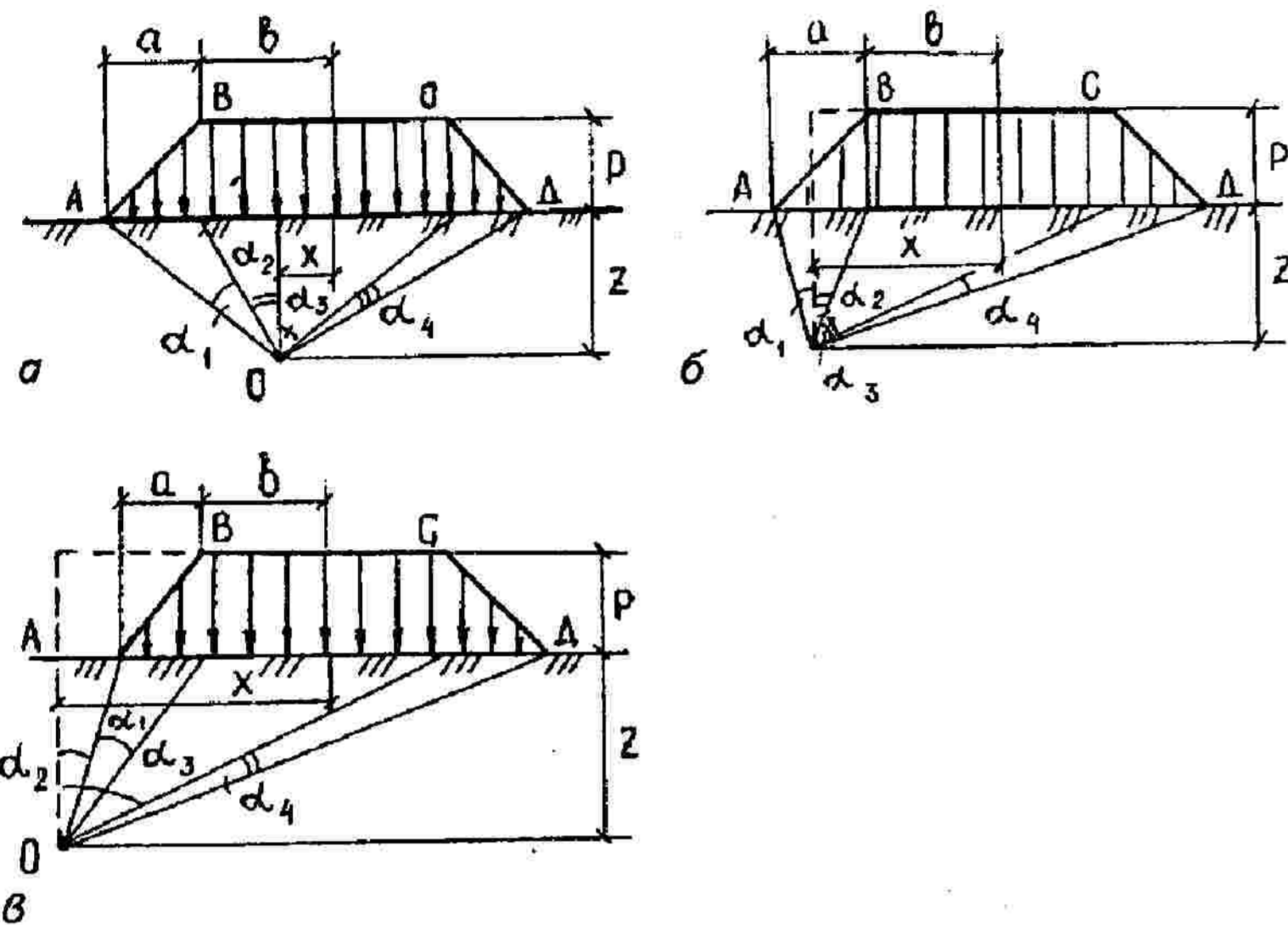


Рис. 6.36. Расчетные схемы к определению вертикального напряжения от трапецидальной нагрузки при расположении точки O под разными участками

Тогда полное напряжение в точке O , согласно рис. 6.36,

$$\sigma_Z = \sigma_{ZL} + \sigma_{ZR} = K_L P + K_R P = (K_L + K_R) P. \quad (6.40)$$

Случай 2. Точка O находится под наклонной плоскостью (под участком AB или CD на рис. 6.36, б).

Напряжение от нагрузки слева:

$$\sigma_{ZL} = \frac{P}{\pi} \left(\frac{a+b-x}{a} \right) \alpha_1 = K_L P. \quad (6.41)$$

Напряжение от нагрузки справа:

$$\sigma_{ZR} = \frac{P}{\pi} \left(\frac{a+b+x}{a} \right) (\alpha_3 + \alpha_4) - \left(\frac{b+x}{a} \alpha_3 + \frac{x-b}{a} \alpha_2 \right) = K_R P. \quad (6.42)$$

Тогда $\sigma_Z = (K_L + K_R) P.$ (6.43)

Случай 3. Точка находится за пределами насыпи (см. рис. 6.36, в).

Напряжение от нагрузки слева:

$$\sigma_{ZL} = 0.$$

Напряжение от нагрузки справа:

$$\sigma_{ZR} = \frac{P}{\pi} \left\{ \left(\frac{a+b+x}{a} \right) (\alpha_3 + \alpha_4) - \frac{b+x}{a} \alpha_3 - \left[\frac{x-b}{a} (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{x-(a+b)}{a} \right] \right\} = K_R P. \quad (6.44)$$

Тогда

$$\sigma_Z = K_R P. \quad (6.45)$$

Пример 6.10. Определить вертикальное напряжение для точки O , расположенной под прямоугольной частью дамбы канала (рис. 6.37).

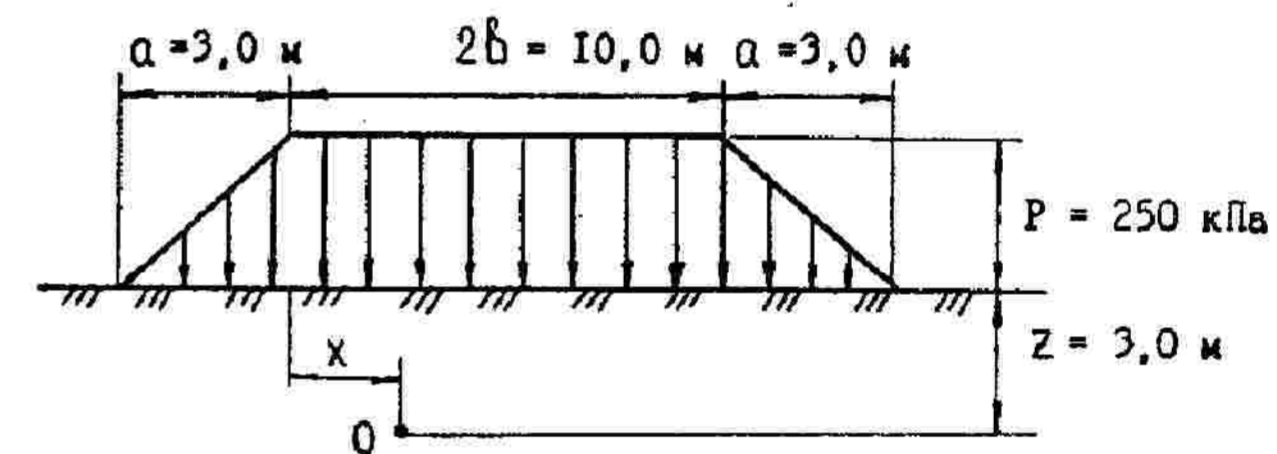


Рис. 6.37. К примеру 6.10

Решение. Определяем напряжение от нагрузки, действующей слева:

$$\frac{a}{z} = \frac{3,0}{3,0} = 1,0; \quad \frac{x}{z} = \frac{1,5}{3,0} = 0,5.$$

По номограмме (см. рис. 6.35) определяем $K_L = 0,389$.

Также определяем от нагрузки, действующей справа:

$$\frac{a}{z} = \frac{3,0}{3,0} = 1,0; \quad \frac{x_1}{z} = \frac{b-x}{z} = \frac{5,0-1,5}{3} = 1,16.$$

По рис. 6.35 $K_R = 0,461$.

Определяем вертикальное напряжение по формуле (6.40):

$$\sigma_Z = (0,389 + 0,461) 250 = 212,5 \text{ кПа.}$$

Пример 6.11. Определить вертикальное напряжение в точке O , расположенной за пределами насыпи (рис. 6.38).

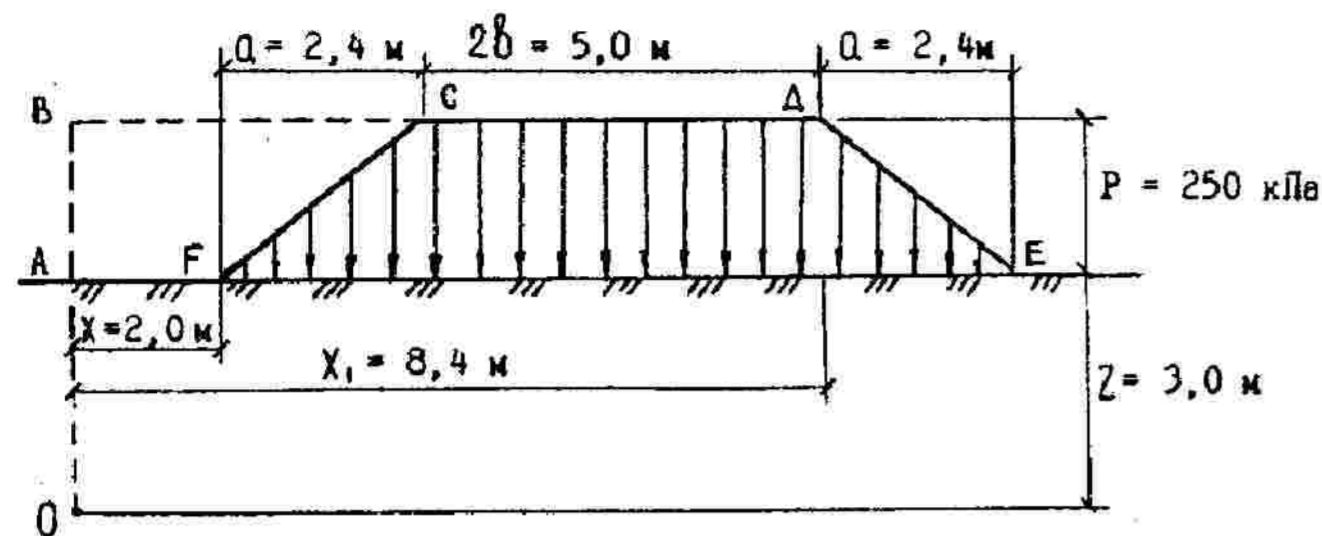


Рис. 6.38. К примеру 6.11

Решение. Для определения вертикального сжимающего напряжения в точке *O* прикладываем фиктивную нагрузку *ABCF*. При полной нагрузке, включая и фиктивную, определяем коэффициент влияния при

$$\frac{a}{z} = \frac{2,4}{3,0} = 0,8; \quad \frac{x_1}{z} = \frac{8,4}{3,0} = 2,8; \quad K_R = 0,488.$$

При фильтрационной нагрузке

$$\frac{a}{z} = \frac{2,4}{3,0} = 0,8; \quad \frac{x}{z} = \frac{2,0}{3,0} = 0,67; \quad K_{IR}^1 = 0,415.$$

Подставляя числовые значения в формулу (6.45) и учитывая фиктивность нагрузки *ABCF*, получим

$$\sigma_z = (K_R - K_{IR}^1)P = (0,488 - 0,415)250 = 18,3 \text{ кПа.}$$

6.9. Природное напряжение (от собственного веса грунта)

В основаниях, кроме напряжений от внешней нагрузки, создаваемой фундаментами зданий и сооружений, в каждой точке действуют вертикальные напряжения и от собственного веса вышележащих слоев грунта.

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

Природным (бытовым) давлением называют напряжения от веса лежащих выше грунтов в естественных условиях. Эюра напряжений от соб-

ственного веса грунта по глубине для однородных грунтов имеет вид треугольника. Эюрой этих напряжений для неоднородных грунтов является ломаная линия.

При горизонтальной поверхности и отсутствии бокового расширения грунта напряжение от собственного веса грунта обозначается индексом σ_{zg} и определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (6.46)$$

где n — число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение;

γ_i — удельный вес грунта i -го слоя;

h_i — толщина i -го слоя.

Рассмотрим эюры природных давлений для различных оснований (рис. 6.39):

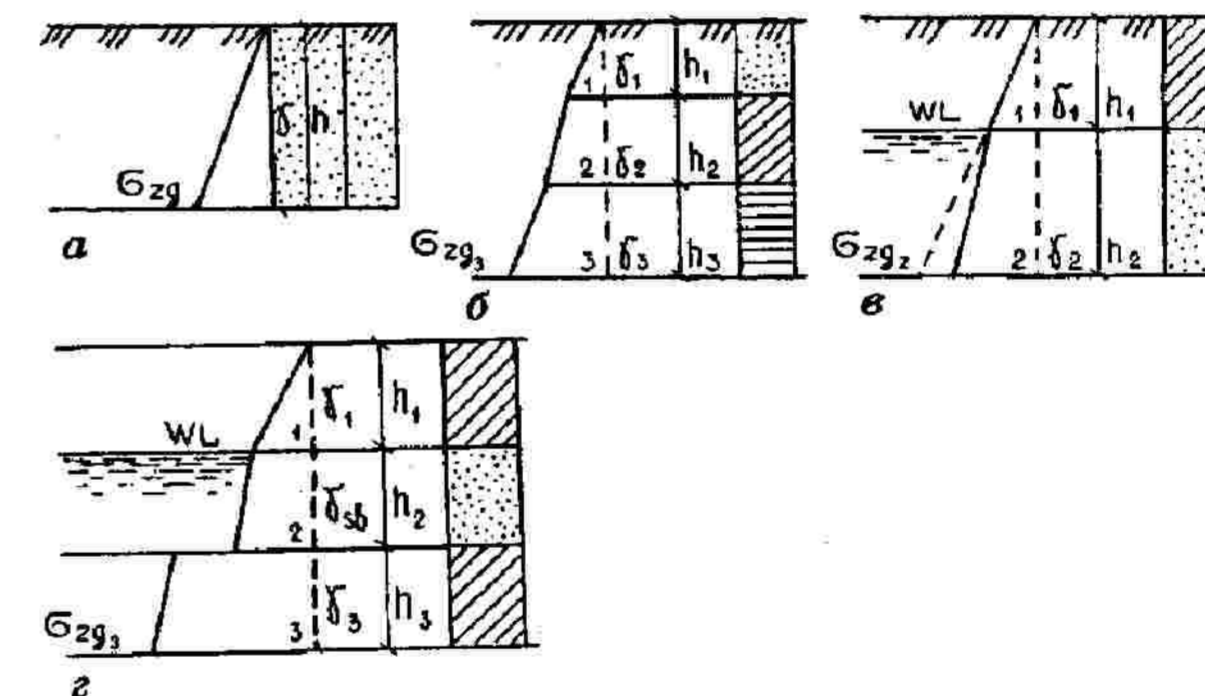


Рис. 6.39. Эюры природных напряжений:

a — при однородном основании; *b* — при слоистом основании; *в* — при наличии подземных вод на глубине h ; *г* — при наличии водонепроницаемого слоя

случай а: $\sigma_{zg} = \gamma \cdot h;$

случай б: $\sigma_{zg3} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3;$

случай в: $\sigma_{zg2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb2} \cdot h_2;$

случай г: $\sigma_{zg3} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb2} \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3.$

На грунтовые частицы, находящиеся в воде, действуют собственный вес этих частиц и архимедова сила — сила взвешивания. Архимедова сила равна равнодействующей гидростатического давления воды на частицу и на-

правлена вверх, т.е. противоположно направлению действия собственного веса частиц. С учетом вышесказанного удельный вес взвешенного в воде грунта γ_{sb} определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \gamma_s (1 - n) - \gamma_w (1 - n), \quad (6.47)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта;
 γ_w — удельный вес воды;
 e — коэффициент пористости;
 n — пористость грунта.

Взвешивание грунта водой уменьшает напряжение от собственного веса грунта примерно 1,5—2 раза. Поэтому при подтоплении территорий пригрузка основания слоем грунта уменьшается и устойчивость сооружений снижается.

Если в толще основания имеется водонепроницаемый грунт (суглинок или глина с $J_L < 0,5$), то необходимо учитывать давление от столба воды на его кровлю.

Пример 6.12. Построить эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта, если известно, грунт однородный — песок мелкий, мощность пласта $h = 5,0$ м, удельный вес грунта $\gamma = 19,3$ кН/м³; уровень подземных вод (УПВ) находится на глубине 12,0 м.

Решение.

1. Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (6.35):

$$\sigma_{zg \text{ н.з.}} = 0; \quad \sigma_{zg 1} = \gamma \cdot h = 19,3 \cdot 5,0 = 96,5 \text{ кПа.}$$

2. Строим эпюру напряжений от собственного веса однородного грунта (рис. 6.40).

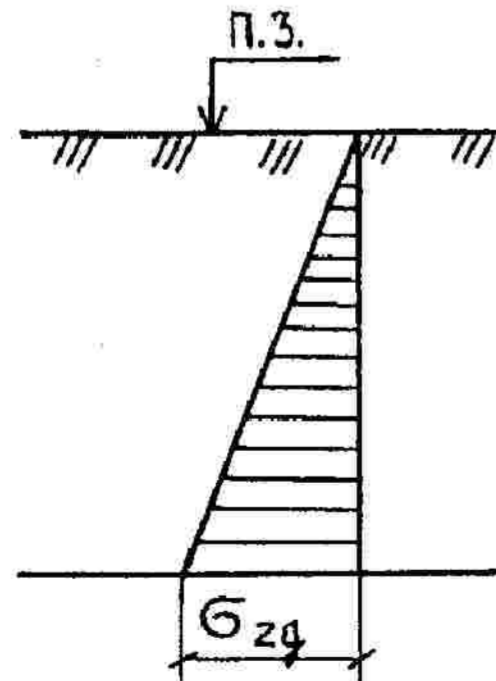


Рис. 6.40. К примеру 6.12

Пример 6.13. Построить эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта для геологического разреза, показанного на рис. 6.41, имеющего два слоя:

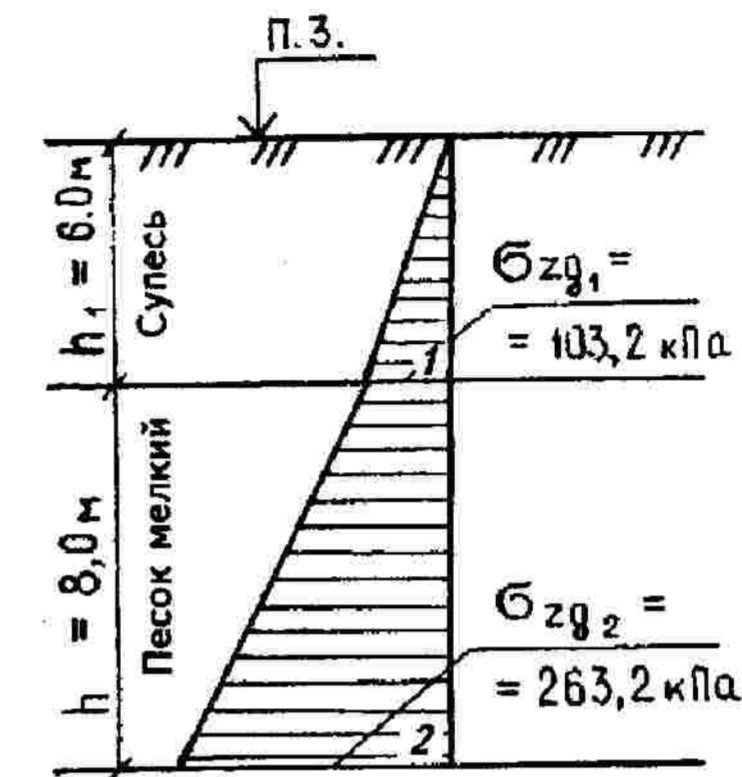


Рис. 6.41. К примеру 6.13

1-й слой — супесь мощностью $h_1 = 6,0$ м, удельный вес $\gamma_1 = 17,2$ кН/м³;
 2-й слой — песок мелкий мощностью $h_2 = 8,0$ м, удельный вес $\gamma_2 = 20,0$ кН/м³; уровень подземных вод на глубине 20,0 м.

Решение. 1. Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (6.35) в характерных точках, т.е. на уровне поверхности земли, по подошве 1-го и 2-го слоев:

$$\begin{aligned} \sigma_{zg \text{ н.з.}} &= 0; \\ \sigma_{zg 1} &= \gamma_1 \cdot h_1 = 17,2 \cdot 6,0 = 103,2 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg 2} &= \sigma_{zg 1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 103,2 + 20,0 \cdot 8,0 = 263,2 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

2. Для построения эпюры напряжений от собственного веса откладываем ординаты, соответствующие вычисленным значениям, и соединяем их концы прямыми линиями (см. рис. 6.41).

Эпюра показывает изменение напряжений от собственного веса грунта по глубине. Как видно из рис. 6.41, чем больше удельный вес грунта, тем больше отклонение эпюры от оси.

Пример 6.14. Определить напряжение от собственного веса грунта и построить эпюру (исходные данные — см. пример 6.13). Кроме того, для второго слоя известны: удельный вес частиц грунта $\gamma_{s2} = 26,6$ кН/м³, коэф-

коэффициент пористости $e = 0,65$. Уровень подземных вод на глубине 6,0 м, т.е. второй слой, насыщенный водой.

Решение. 1. Определяем напряжения от собственного веса в характерных точках по формуле (6.35):

$$\begin{aligned}\sigma_{zg\ n.з} &= 0; \\ \sigma_{zg\ 1} &= \gamma_1 \cdot h_1 = 17,2 \cdot 6,0 = 103,2 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg\ 2} &= \sigma_{zg\ 1} + \gamma_{sb2} \cdot h_2 = 103,2 + 10,1 \cdot 8,0 = 184,0 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяем по формуле (6.36):

$$\gamma_{sb2} = \frac{26,6 - 10,0}{1 + 0,65} = 10,1 \text{ кН/м}^3.$$

2. Строим эпюру напряжений от собственного веса грунта (рис. 6.42).

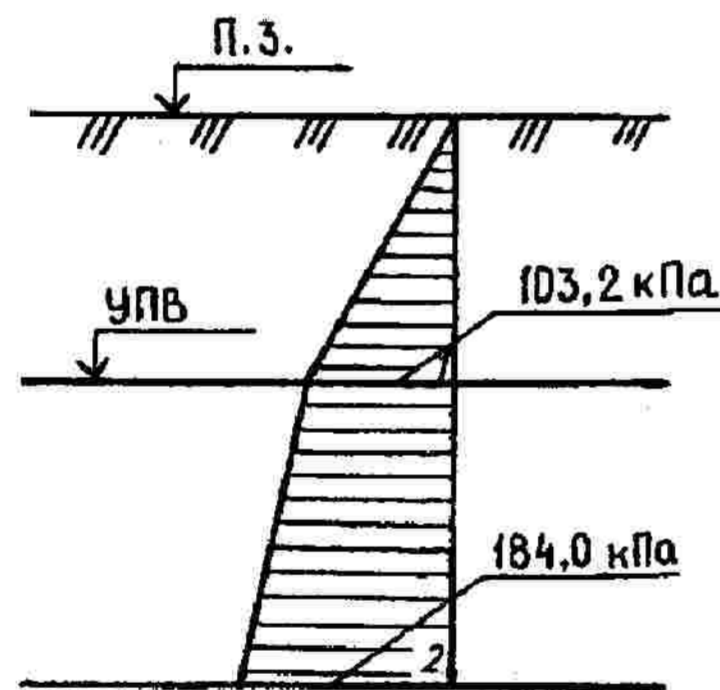


Рис. 6.42. К примеру 6.14

Пример 6.15. Построить эпюру напряжений от собственного веса грунта для геологического разреза, приведенного на рис. 6.43, имеющего три слоя: 1-й слой — песок пылеватый мощностью 5,0 м, удельный вес 17,6 кН/м³; 2-й слой — песок мелкий, насыщенный водой мощностью 7,5 м, удельный вес 18,5 кН/м³, удельный вес частиц грунта 26,8 кН/м³, коэффициент пористости $e = 0,69$;

3-й слой — глина твердая (водоупор) мощностью 6,2 м; удельный вес 19,4 кН/м³; уровень подземных вод находится на глубине 8,0 м.

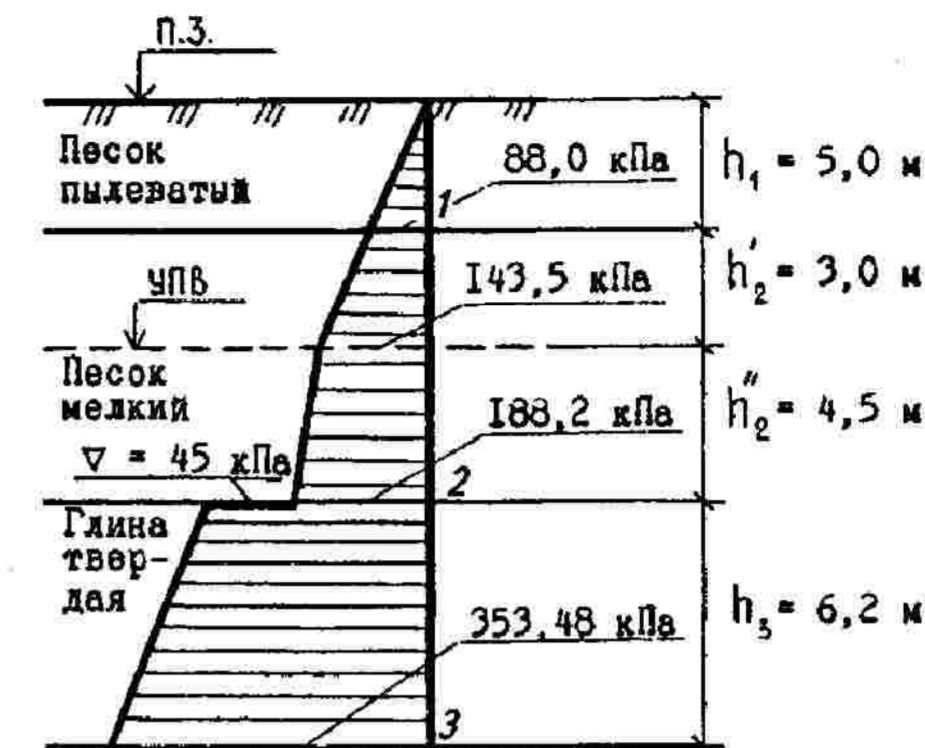


Рис. 6.43. К примеру 6.15

Решение. 1. Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (6.35):

$$\begin{aligned}\sigma_{zg\ n.з} &= 0; \\ \sigma_{zg\ 1} &= \gamma_1 \cdot h_1 = 17,6 \cdot 5,0 = 88,0 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg\ 1} &= \sigma_{zg\ 1} + \gamma_2 \cdot h_2' = 88,0 + 18,5 \cdot 3,0 = 143,5 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg\ 2} &= \sigma_{zg\ 1} + \gamma_{sb2} \cdot h_2'' = 143,5 + 9,94 \cdot 4,5 = 188,2 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

2. Определяем удельный вес грунта во взвешенном состоянии по формуле (6.36):

$$\gamma_{sb2} = \frac{26,8 - 10,0}{1 + 0,69} = 9,94 \text{ кН/м}^3.$$

3. Определяем давление столба воды на 3-й слой, так как данный грунт является водоупором.

Следовательно, взвешивающее действие воды в глине проявляться не будет, но на кровлю глины, помимо давления от вышележащих слоев грунта, добавится гидростатическое напряжение от столба воды, находящегося над слоем глины:

$$\nabla = \gamma_w \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_2'' = 10,0 \cdot 4,5 = 45 \text{ кПа}.$$

4. Определим природное давление по подошве 3-го слоя:

$$\sigma_{zg\ 3} = \sigma_{zg\ 2} + \nabla + \gamma_3 \cdot h_3 = 188,2 + 45 + 19,4 \cdot 6,2 = 353,48 \text{ кПа}.$$

5. Строим эпюру напряжений от собственного веса грунта, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (см. рис. 6.43).

6.10. Напряжения по подошве нагруженной площадки (контактная задача)

Задача о распределении напряжений по подошве фундамента (или иначе контактная задача) связана с расчетами прочности и деформации тела фундаментов. Знание контактных напряжений необходимо как для расчета напряжений создаваемых сооружений, так и для самих конструкций.

Различают расчетную и действительную схемы распределения напряжений по подошве фундамента.

Очертание эпюры контактных напряжений зависит от жесткости фундаментов и надфундаментных конструкций, а также от условий нагружения и напряженного состояния грунтов.

При небольших нагрузках на фундамент, когда грунт условно считается линейно деформируемым телом, эпюра напряжений в середине жесткого штампа имеет минимальное значение, а по краям — бесконечно большое (рис. 6.44, кривая 1). Однако в реальных условиях грунты основания не могут воспринимать бесконечно большие напряжения, поэтому ординаты эпюры под краями штампа всегда имеют конечное значение (см. рис. 6.44, кривая 2). При увеличении внешней нагрузки под краями штампа начинают развиваться зоны пластических деформаций, что приводит к перераспределению напряжений под подошвой жесткого штампа и эпюра давлений становится седлообразной (см. рис. 6.44, кривая 3).

При дальнейшем росте нагрузки, приближающейся к предельной, эпюра напряжений становится колоколообразной (см. рис. 6.44, кривая 4).

Для практических расчетов контактные напряжения по подошве жестких фундаментов определяют по формулам сопротивления материалов для центрального (рис. 6.45) и внецентренного сжатия (рис. 6.46).

Реакция грунта по подошве фундамента при центрально приложенной нагрузке (см. рис. 6.45) определяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad (6.48)$$

где N — равнодействующая всех сил в плоскости подошвы фундамента;

A — площадь подошвы фундамента.

При внецентренном приложении нагрузки с эксцентриситетом e наибольшее и наименьшее напряжения у краев фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (6.49)$$

где $M = N \cdot e$ — момент силы « N » относительно центра тяжести подошвы фундамента, кН·м;

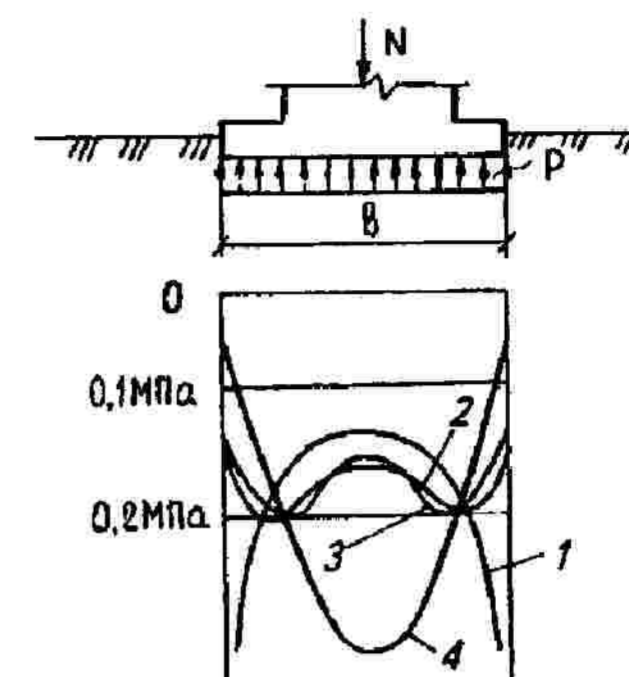


Рис. 6.44. Схема распределения контактных давлений по подошве фундамента:

1 — по теории упругости; 2 — по опытным данным при умеренном давлении, меньшем $P_{cr,1}$; 3 — то же при значительном давлении $P_{cr,1} < P < P_{cr,2}$; 4 — при давлениях, близких к предельным, $P_{cr,2}$

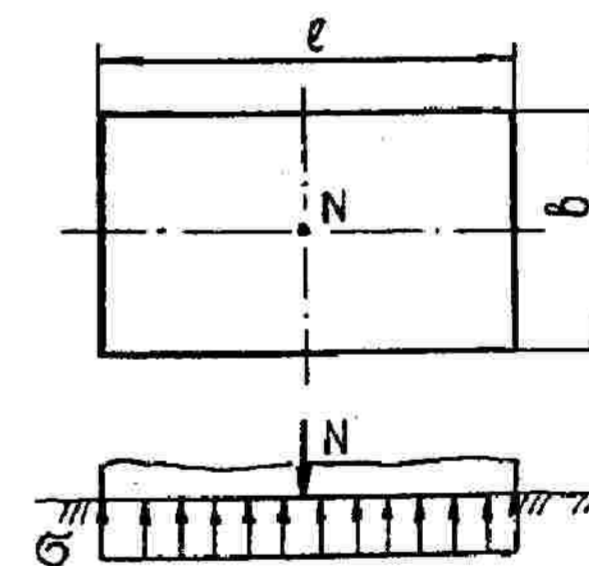


Рис. 6.45. Распределение напряжений по подошве фундамента при центральной нагрузке

W — момент сопротивления сечения фундамента:

$$W = \frac{bl^2}{6}.$$

В том случае, если $e < 1/6l$, эпюра имеет вид трапеции (см. рис. 6.46, а),

$\sigma_{\max} < 2\sigma_0$:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{N}{A};$$

при $e = 1/6l$, эпюра имеет вид треугольника (см. рис. 6.46, б), $\sigma_{\max} = 2\sigma_0$, $\sigma_{\min} = 0$;

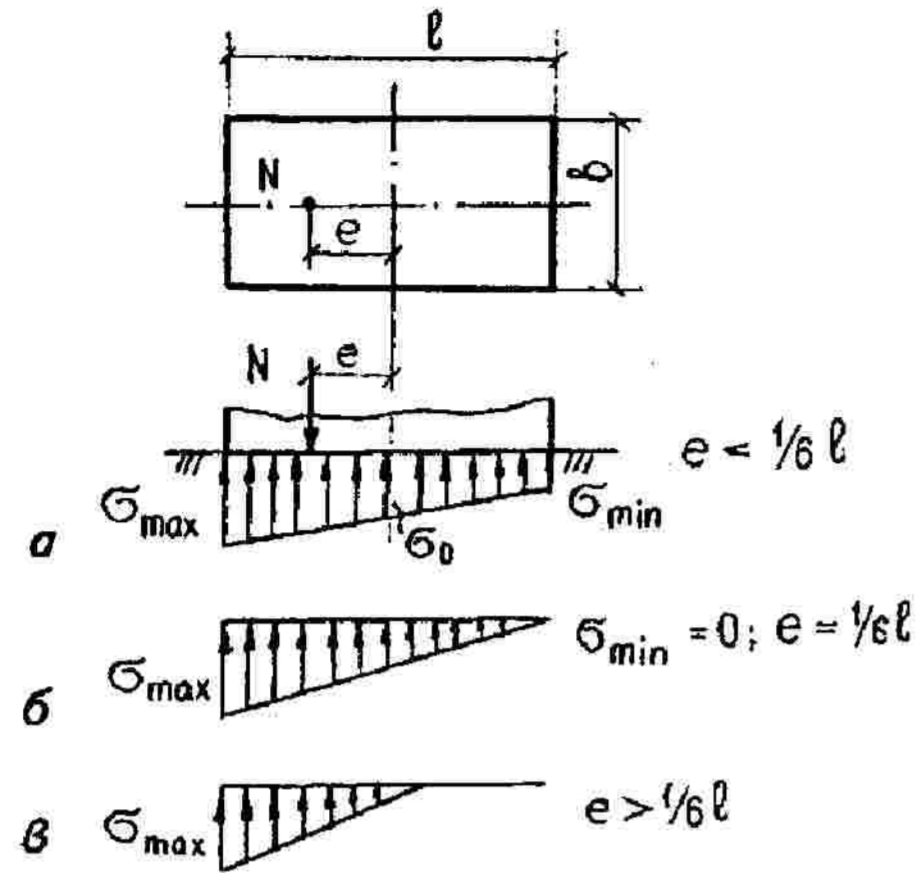


Рис. 6.46. Распределение напряжений по подошве фундамента при внецентренной нагрузке

при $e > 1/6l$ эпюра имеет вид треугольника (см. рис. 6.46, в).

В зоне контакта «фундамент — грунт» не может быть растягивающих напряжений, и фундамент работает не по всей площади подошвы.

Контрольные вопросы

1. Как определяются напряжения при действии сосредоточенной силы и группы сил?
2. Какие фазы напряженного состояния представляет грунт при возрастании нагрузки на грунт?
3. Приведите расчетные модели грунтовых оснований.
4. Как определяются напряжения от равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади?
5. Как распределяются напряжения по вертикальным и горизонтальным сечениям при действии нагрузки в условиях плоской задачи?
6. Как определяются напряжения методом угловых точек?
7. Как распределяются напряжения от собственного веса грунта?
8. Каким образом распределяются напряжения по подошве фундамента в случае центрального и внецентренного действия нагрузки?

Деформации грунтов и расчет осадок оснований сооружений

7.1. Виды деформаций зданий и сооружений

Прогноз величины деформаций оснований на стадии проектирования сооружения позволяет выбрать наиболее правильные конструктивные решения фундаментов и надземных частей зданий и сооружений. Осадки оснований оказывают решающее влияние на прочность и устойчивость подземных конструкций.

Осадкой называется медленная и сравнительно небольшая деформация, происходящая в результате уплотнения грунта под действием нагрузок и сопротивляющаяся коренным изменениям его структуры.

При равномерных осадках основания подошва фундамента в любой момент времени опускается на одинаковую величину. Такие осадки не вызывают перераспределения усилий в конструкциях, но затрудняют нормальную эксплуатацию.

При неравномерных осадках основания подошва фундамента опускается на разную величину, вызывая перераспределение усилий и деформаций в надземных частях зданий и сооружений. Такие осадки ухудшают эксплуатацию оборудования, изменяют условия устойчивости сооружений, вызывают перенапряжения в отдельных конструкциях и элементах.

В зависимости от характера развития неравномерных осадок и от жесткости здания или сооружения возникают следующие виды деформаций.

Прогиб и выгиб возникают в протяженных зданиях и сооружениях, не обладающих большей жесткостью.

В случае развития прогиба (рис. 7.1, а) наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части здания или сооружения, выгибе (см. рис. 7.1, б), — наоборот, в верхней части сооружения.

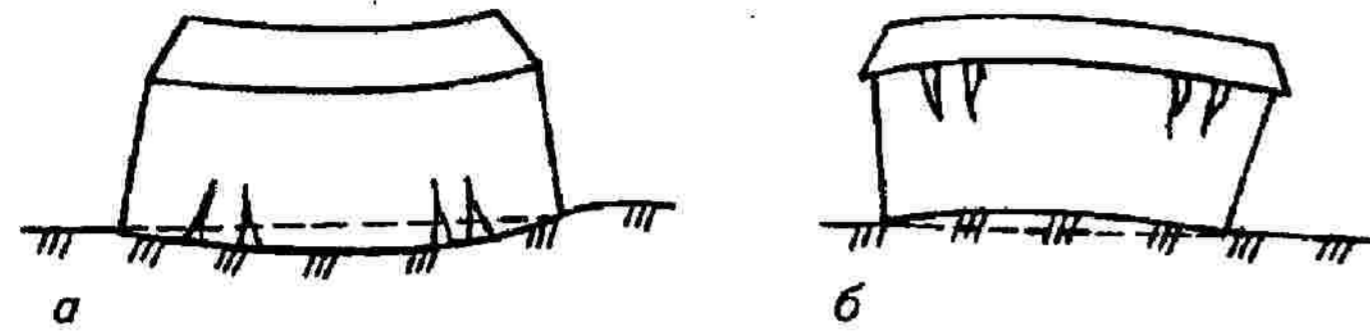


Рис. 7.1. Схема прогиба (а) и выгиба (б) сооружения

Относительный прогиб или выгиб (f/L) здания или сооружения оценивается отношением стрелы прогиба или выгиба к длине прогнувшейся части здания и кривизной изгибаемого участка (рис. 7.2) и определяется по формуле (по пособию к СНиП, 1986; СНиП 2.02.01—83):

$$\frac{f}{L} = \frac{(2S_2 - S_1 - S_3)}{2L}, \quad (7.1)$$

где S_1 и S_3 — осадки в краях фундамента;
 S_2 — наибольшая или наименьшая осадка фундамента;
 L — длина фундамента.

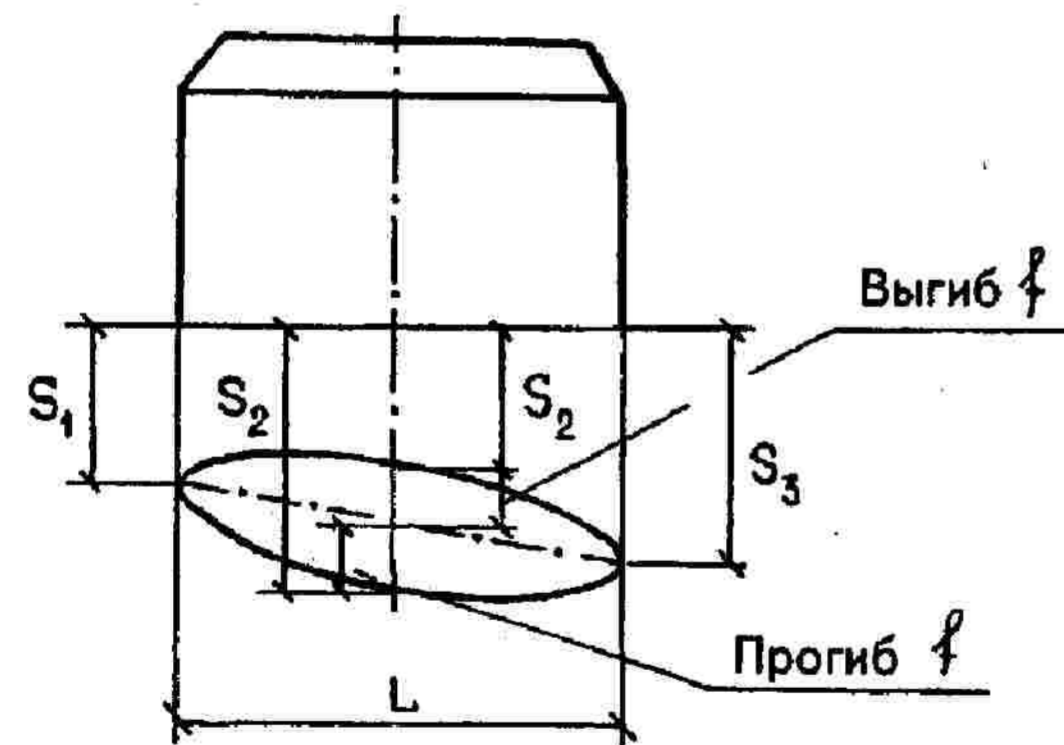


Рис. 7.2. Относительный прогиб или выгиб сооружения

Крен (наклон) — поворот фундамента относительно горизонтальной оси, проявляющийся при несимметричной загрузке основания. Наибольшую опасность данный вид деформации представляет для высоких сооружений — дымовых труб, узких зданий повышенной этажности и др., т.е. характерен для жестких сооружений.

Крен рассматривается как разность абсолютных осадок двух точек фундаментов, отнесенных к расстоянию между ними (рис. 7.3), и определяется по формуле

$$i = \frac{S_1 - S_2}{L}, \quad (7.2)$$

где S_1 и S_2 — осадки крайних точек сплошного фундамента или двух фундаментов.

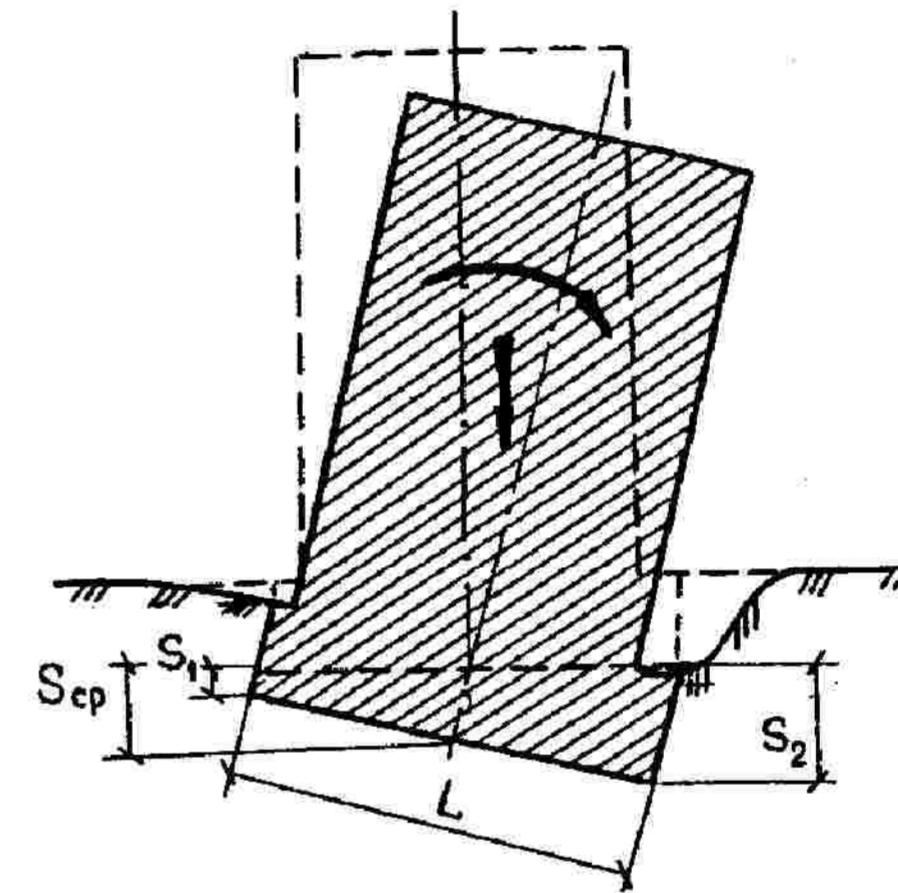


Рис. 7.3. Крен сооружения

Перекося зданий и сооружений характерен при резком проявлении неравномерности осадок на участке небольшой протяженности при сохранении относительной вертикальности несущих конструкций (рис. 7.4).

Кручение возникает при неодинаковом крене здания или сооружения по длине, при этом происходит развитие крена в двух сечениях сооружения в разные стороны (рис. 7.5).

Горизонтальные перемещения фундаментов зданий или сооружений возникают при действии на основания горизонтальных нагрузок (рис. 7.6). Например, устой мостов (рис. 7.6,а), гидротехнические сооружения (рис. 7.6,б), они возможны при развитии оползней и при выполнении подземных выработок.

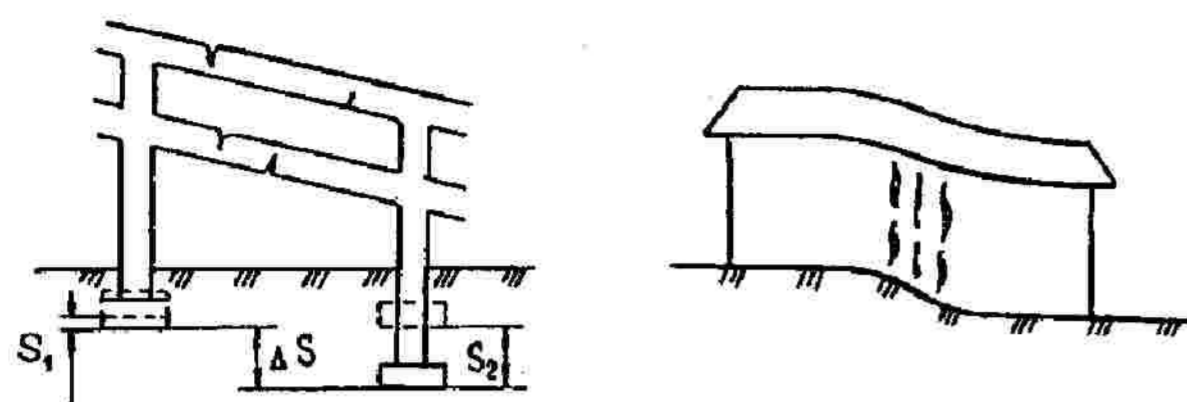


Рис. 7.4. Перекос сооружения

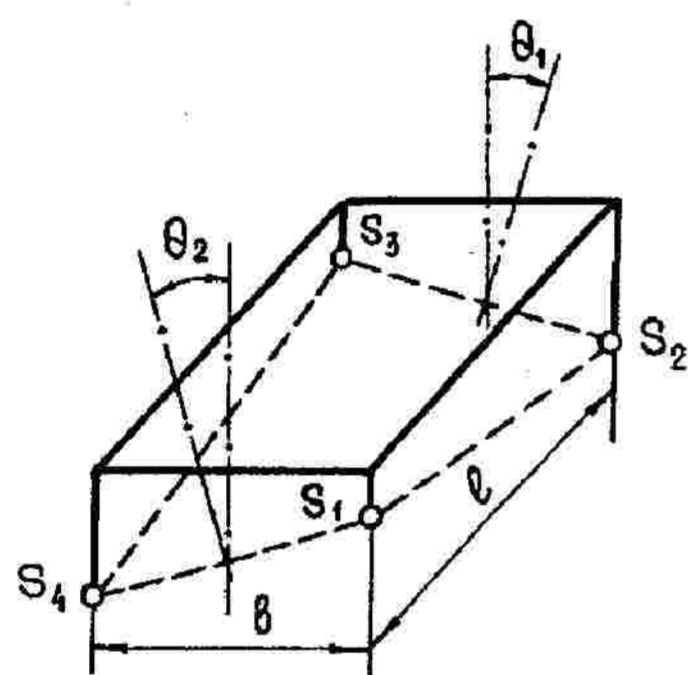


Рис. 7.5. Кручение сооружения

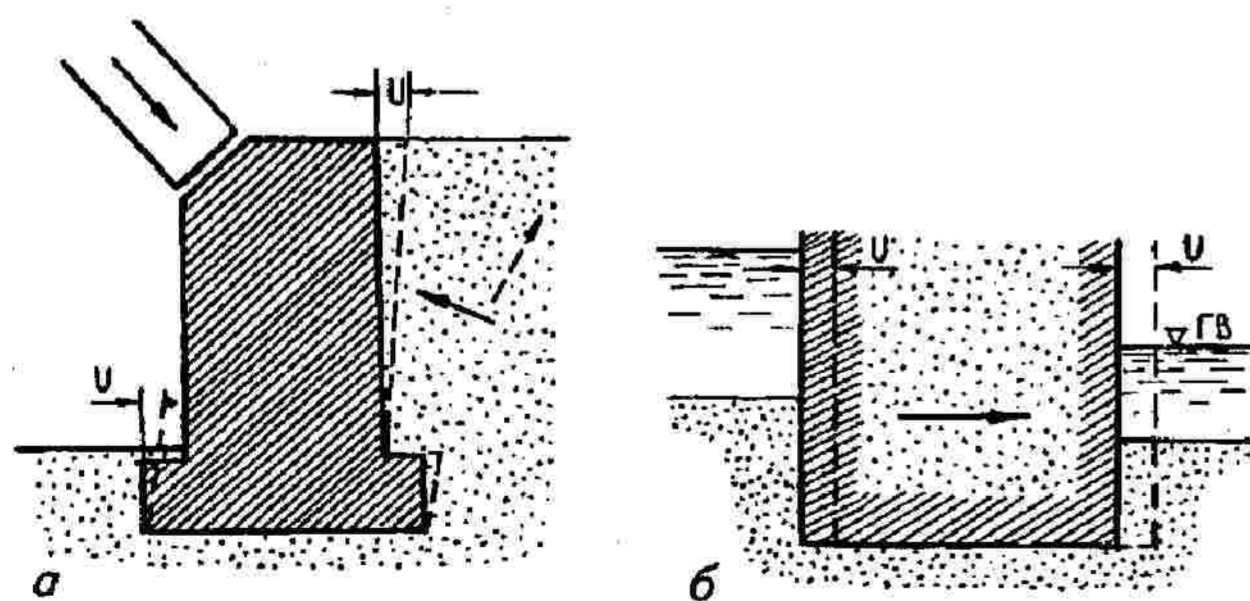


Рис. 7.6. Схема горизонтального перемещения устоя моста (а) и гидротехнического сооружения (б)

7.2. Причины возникновения неравномерных осадок

Под действием нагрузок от сооружений основания претерпевают деформации, внешним проявлением которых являются осадки (равномерные и неравномерные), горизонтальные смещения и крены зданий и сооружений. Равномерные осадки не вызывают в фундаментах и вышележащих конструкциях зданий и сооружений дополнительных усилий, не затрудняют их нормальную эксплуатацию. Они не опасны для их прочности.

Чаще всего осадки зданий и сооружений неравномерны, они обуславливают появление дополнительных усилий в конструкциях, которые могут вызвать образование в них трещин и даже их разрушение. Например, взаимные смещения блоков гидротехнических сооружений нарушают целостность противофильтрационных устройств. Они являются причиной усиленной фильтрации воды через деформационные швы, а большие крены нарушают нормальную работу оборудования.

Количественное прогнозирование деформаций «сооружение — основание» представляет собой одну из наиболее сложных задач механики грунтов. При определении конечных осадок зданий или сооружений необходимо учитывать характер деформирования грунта на всех этапах производства работ.

Первый этап строительства здания или сооружения заключается в отрывке котлована под сооружение. При этом напряжения в грунте ниже поверхности дна котлована уменьшаются, т.е. происходит разгрузка грунта, что приводит к подъему дна котлована (рис. 7.7).

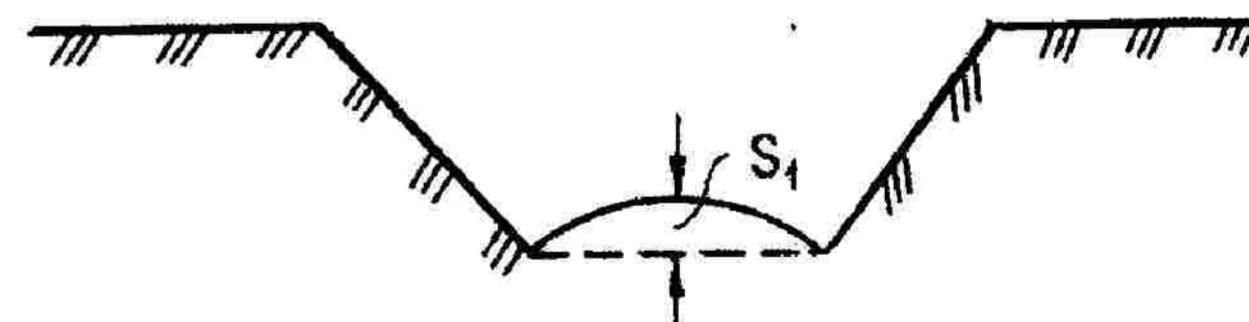


Рис. 7.7. Подъем дна котлована после выемки грунта

Как видно из рис. 7.7, величина подъема S_1 дна котлована неравномерна по ширине. Вблизи подошвы откоса наименьший подъем, а в среднем сечении — наибольший. Чем глубже котлован, тем интенсивнее проявляется разгрузка грунта.

На втором этапе строительства можно условно выделить два периода.

В течение первого периода давление от строящегося сооружения возрастает до величины γd , соответствующей весу извлеченного грунта. В течение второго периода, после завершения строительства сооружения, появляется дополнительное давление $P_0 = P - \gamma d$, где P — среднее давление на грунт от построенного сооружения.

Дополнительное давление вызывает осадку основания за счет уменьшения объема грунта, происходящего в результате уплотнения.

Осадки основания, происходящие под действием внешних нагрузок, обычно называют *осадками уплотнения* (по М.В. Берлинову, 1998).

Осадки уплотнения в отдельных зонах оснований под сооружением, как правило, неравномерны (неодинаковы) из-за неоднородности напряженного состояния грунтов в основании и неоднородности грунтовых условий.

Возникновение неравномерных деформаций основания в процессе строительства обуславливается различным весом конструкций, зависит от методов возведения сооружения и других факторов.

Неравномерные деформации зданий возможны и после завершения строительства, т.е. в процессе эксплуатации сооружений. Например, при разработке вблизи сооружений котлована или траншеи, при строительном водопонижении (рис. 7.8), при загрузке соседнего с сооружением участка (рис. 7.9).

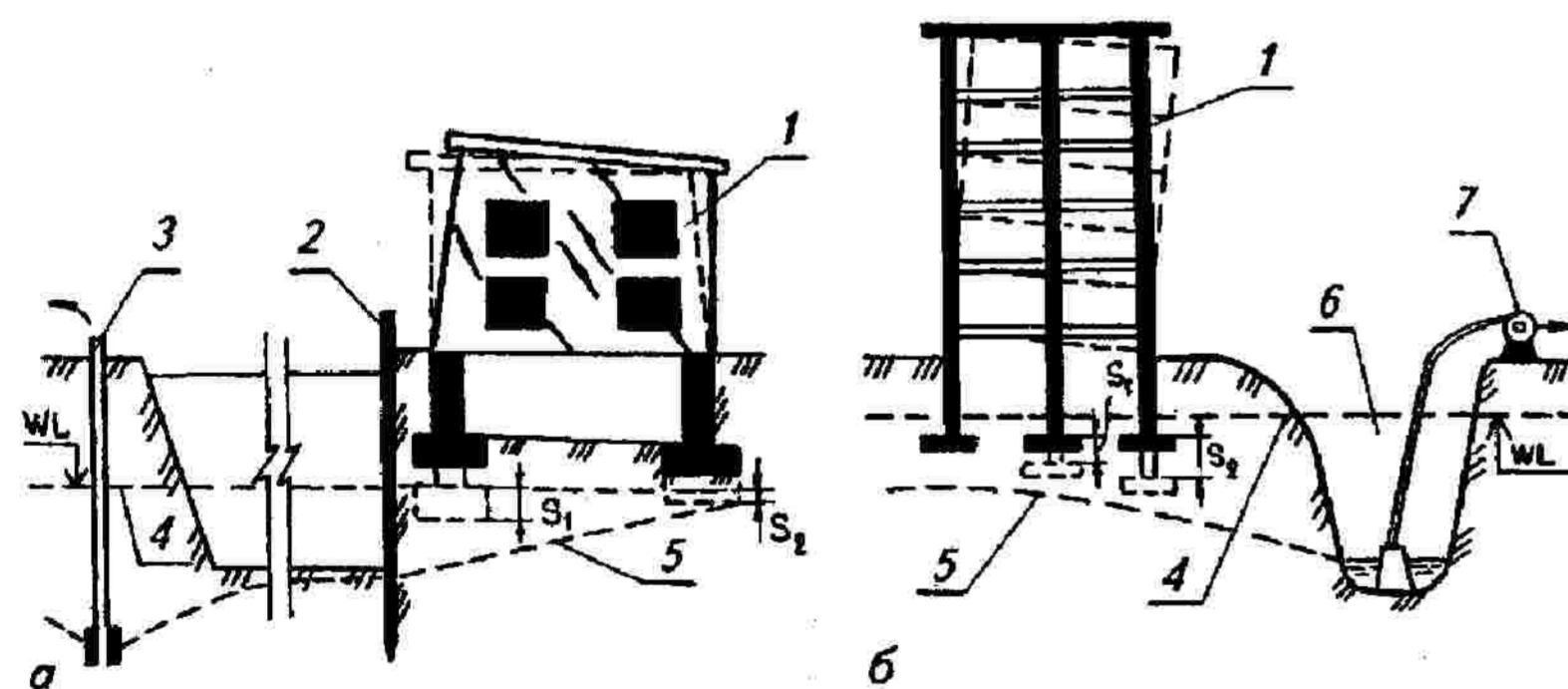


Рис. 7.8. Неравномерные деформации здания, вызванные понижением уровня подземных вод иглофильтровой установкой (а) и открытым водоотливом из траншеи (б) (по С.Н. Сотникову и др., 1986):

1 — здание; 2 — шпунт; 3 — иглофильтр; 4 — уровень подземных вод до водопонижения; 5 — депрессионная кривая; 6 — траншея; 7 — насос

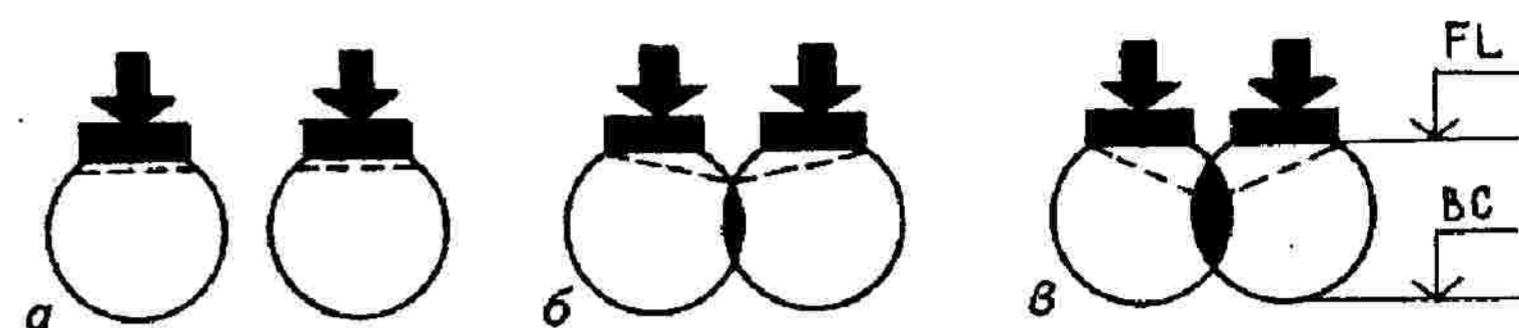


Рис. 7.9. Взаимное влияние фундаментов (зданий)

(по С.Н. Сотникову и др., 1986):

а — зоны напряжений не перекрываются; б, в — зоны напряжений перекрываются

Таким образом, причинами неравномерных деформаций оснований могут быть:

- инженерно-геологические и гидрогеологические факторы;
- конструктивно-технологические особенности проектируемых сооружений;
- способы производства работ по устройству оснований и фундаментов;
- особенности эксплуатации сооружений.

7.3. Определение осадок сооружений

При проектировании оснований сооружений одним из основных условий является ограничение перемещений предельными их значениями, т.е. производится расчет по второй группе предельных состояний.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- абсолютной (конечной) осадкой отдельного фундамента S ;
- средней осадкой основания сооружения;
- относительной неравномерностью осадок фундаментов $\Delta S/L$;
- креном фундамента или сооружения в целом i ;
- горизонтальным перемещением фундамента или сооружения в целом u .

Расчет оснований гидротехнических сооружений по второй группе предельных состояний (по деформациям) заключается в выполнении условий:

$$S \leq S_u; \bar{S} \leq \bar{S}_u; U < U_U; i \leq i_U, \quad (7.3)$$

где S_u ; \bar{S}_u ; U_U ; i_U — соответственно предельные абсолютные и средние осадки, горизонтальные перемещения и крены, при которых гарантируются

нормальные условия эксплуатации и обеспечивается требуемая долговечность сооружения (принимаются по СНиП 2.02.01—83*).

Левая часть неравенства $S \leq S_u$ характеризует деформируемость грунтов основания. Она учитывает общие инженерно-геологические условия строительной площадки, особенности напластования и свойств грунтов основания.

Правая часть неравенства $S \leq S_u$ учитывает особенности проектируемых зданий и сооружений, условия их эксплуатации и напряженные состояния надземных частей зданий и сооружений. Чем ближе S и S_u , тем экономичнее будут запроектированы основание и фундамент.

Для определения осадок основания выбирается расчетная схема с учетом показателей механических свойств, характера их напластования в основании и особенностей сооружения.

Наиболее употребимыми при проектировании являются следующие методы расчета осадки:

- определение осадки слоя грунта при сплошной неравномерной нагрузке (основная задача);
- определение осадки неоднородного (слоистого) грунта основания (линейно-деформируемого полупространства) — метод послойного суммирования;
- определение осадок линейно-деформируемого слоя конечной толщины;
- расчет осадки во времени;
- определение неравномерности осадок и крена фундамента.

Основная задача. При действии сплошной нагрузки, распространенной на значительные расстояния в стороны, слой грунта испытывает только сжатие без возможности бокового расширения, т.е. аналогично компрессионному сжатию (рис. 7.10,а).

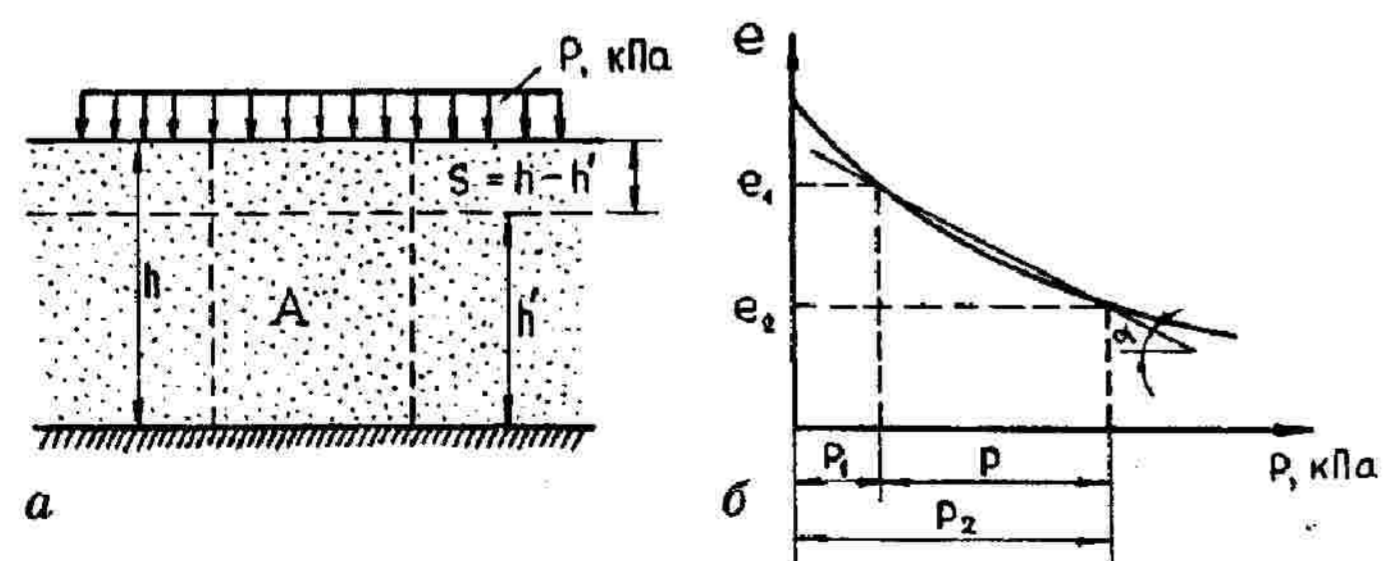


Рис. 7.10. Схема испытания грунта при сплошной нагрузке:
а — схема нагрузки; б — компрессионная кривая

В этом случае будем иметь строго одномерную задачу компрессионного уплотнения грунтов и для определения полной стабилизированной осадки слоя грунта воспользуемся результатами компрессионных испытаний (см. рис. 7.10,б).

Осадка грунта происходит из-за изменения объема за счет уменьшения пористости при увеличении внешнего давления, а объем твердых частиц, как было ранее сказано, при этом остается неизменным.

Выделим в рассматриваемом слое (см. рис. 7.10,а) на всю его высоту цилиндр площадью поперечного сечения A , принимая во внимание, что объем

твердых частиц V_S в единице объема грунта равен $m = \frac{1}{1+e}$, так как $m+n=1$.

Приравняем V_S выделенного цилиндра до приложения нагрузки к объему после полного компрессионного уплотнения под нагрузкой. Тогда

$$\frac{1}{1+e_1} \cdot A \cdot h = \frac{1}{1+e_2} \cdot A \cdot h', \quad (7.4)$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости, соответствующий условиям естественного залегания;

e_2 — то же, после действия внешней нагрузки;

h — высота слоя грунта;

h' — конечная (стабилизированная после уплотнения) высота слоя грунта.

Сократив обе части уравнения (7.4), получим

$$\frac{h}{1+e_1} = \frac{h'}{1+e_2} \Rightarrow h' = \frac{h(1+e_2)}{1+e_1} \quad (7.5)$$

Согласно рис. 7.10,а осадка S равна разности высот грунта до уплотнения нагрузкой и после, тогда получим

$$S = h - h' = h - \frac{h(1+e_2)}{1+e_1} = h \left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right) = h \left(\frac{1+e_1 - 1 - e_2}{1+e_1} \right) = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}.$$

Таким образом, осадка слоя грунта при сплошной нагрузке определяется по формуле

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} \quad (7.6)$$

Учитывая, что изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления, т.е. $e_1 - e_2 = m_0(P_2 - P_1) = m_0P$, получим

$$e_1 - e_2 = m_0P. \quad (7.7)$$

Подставив (7.7) в (7.6) получим

$$S = h \frac{m_0 \cdot P}{1 + e_1}, \quad (7.8)$$

где $\frac{m_0}{1 + e_1} = m_v$ есть коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Подставляя в (7.8), получим наиболее простой вид формулы для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке

$$S = m_v \cdot h \cdot P. \quad (7.9)$$

Так как $m_v = \frac{\beta}{E_0}$, то $S = h \frac{\beta}{E_0} P$, (7.10)

где β — коэффициент, который зависит от коэффициента относительной поперечной деформации грунта (аналогично коэффициенту Пуассона):

для песков $\beta = 0,8$;

супесей $\beta = 0,7$;

суглинков $\beta = 0,5$;

глин $\beta = 0,4$.

Эта формула (7.10) справедлива для любых грунтов в пределах линейной зависимости между напряжениями и общими деформациями.

7.3.1. Метод послойного суммирования

Расчет осадки слоистых оснований выполняется методом послойного суммирования, в основу которого положена выше разобранный задача (основная задача).

Сущность метода заключается в определении осадок элементарных слоев основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} , возникающих от нагрузок, передаваемых сооружениям.

Так как в основу этого метода положена расчетная модель основания в виде линейно-деформируемой сплошной среды, то необходимо ограничить среднее давление на основание таким пределом, при котором области возникающих пластических деформаций лишь незначительно нарушают линейную деформируемость основания, т.е. требуется удовлетворить условие

$$P \leq R \text{ и } P_{max} \leq 1,2R. \quad (7.11)$$

Для определения глубины сжимаемой толщи H_c вычисляют напряжения от собственного веса σ_{zg} и дополнительные от внешней нагрузки σ_{zp} .

Нижняя граница сжимаемой толщи BC основания принимается на глубине $z = H_c$ от подошвы фундамента, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}, \quad (7.12)$$

т.е. дополнительные напряжения составляют 20% от собственного веса грунта.

При наличии нижеуказанной глубины грунтов с модулем деформации $E \leq 5$ МПа должно соблюдаться условие

$$\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}. \quad (7.13)$$

Для оснований гидротехнических сооружений по СНиП 2.02.02—85 «Основания гидротехнических сооружений» нижняя граница активной зоны находится из условия

$$\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}. \quad (7.14)$$

Расчет осадки удобно вести с использованием графических построений в следующей последовательности (рис. 7.11):

- строят геологический разрез строительной площадки на месте рассчитываемого фундамента;
- наносятся размеры фундамента;
- строятся эпюры напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} и дополнительного σ_{zp} от внешней нагрузки;
- определяется сжимаемая толщина H_c ;
- разбивается H_c на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$;
- определяется осадка элементарного слоя грунта по формуле

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zp,i} \cdot h_i. \quad (7.15)$$

Тогда полную осадку можно найти простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи из выражения

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (7.16)$$

где β — безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций, принимаемый равным 0,8;

h_i — высота i -го слоя;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта;

$$\sigma_{zpi,sp} = \frac{\sigma_{zpi-1} + \sigma_{zpi}}{2} \text{ — среднее напряжение } i\text{-го элементарного слоя.}$$

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку не только центральной точки подошвы фундамента. С его помощью можно вычислить

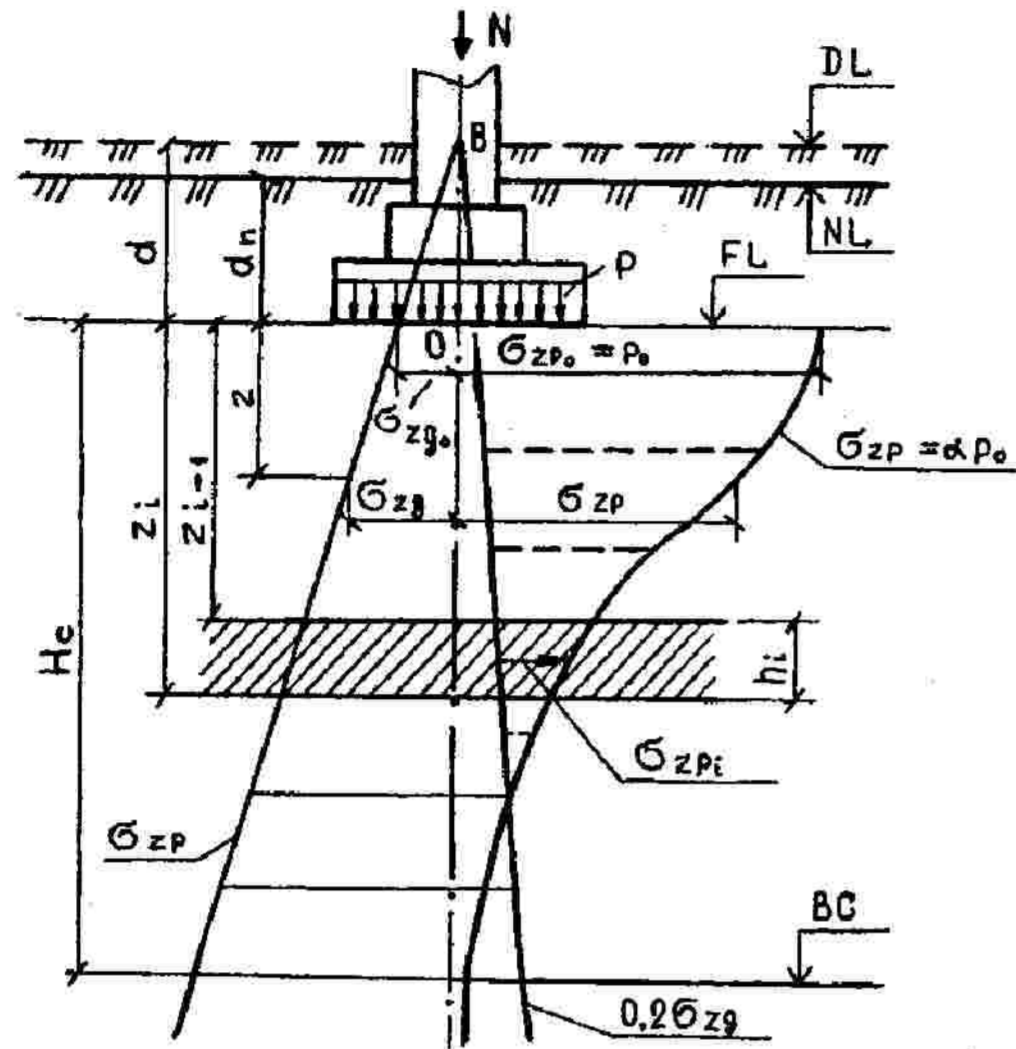


Рис. 7.11. Расчетная схема для определения осадки методом послойного суммирования:

DL — отметка планировки; NL — отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; BC — нижняя граница сжимаемой толщи; Hc — сжимаемая толщина

осадку любой точки в пределах или вне пределов фундамента. Для этого пользуются методом угловых точек и строится эпюра напряжений вертикальной, проходящей через точку, для которой требуется расчет осадки.

Таким образом, метод послойного суммирования в основном используется при расчете небольших по размерам фундаментов зданий и сооружений и при отсутствии в основании пластов очень плотных малосжимаемых грунтов.

Пример 7.1. Определить методом послойного суммирования осадку ленточного фундамента шириной $b = 1,2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента от поверхности природного рельефа $d = 1,8$ м. Среднее давление под подошвой фундамента $P = 285$ кПа. Основание сложено следующими слоями:

I слой — маловлажный, средней плотности, песок мелкий с коэффициентом пористости $e_1 = 0,65$, с удельным весом $\gamma_1 = 18,7$ кН/м³, модулем деформации $E_1 = 14,4$ МПа;

II слой — насыщенный водой, средней плотности, средней крупности с $e_2 = 0,60$, $\gamma_2 = 19,2$ кН/м³ и $E_2 = 18,6$ МПа;

III слой — полутвердый суглинок с $J_L = 0,18$, $\gamma_3 = 18,5$ кН/м³ и $E_3 = 15,3$ МПа.

Подземные воды на участке строительства обнаружены на глубине 3,8 м (рис. 7.12).

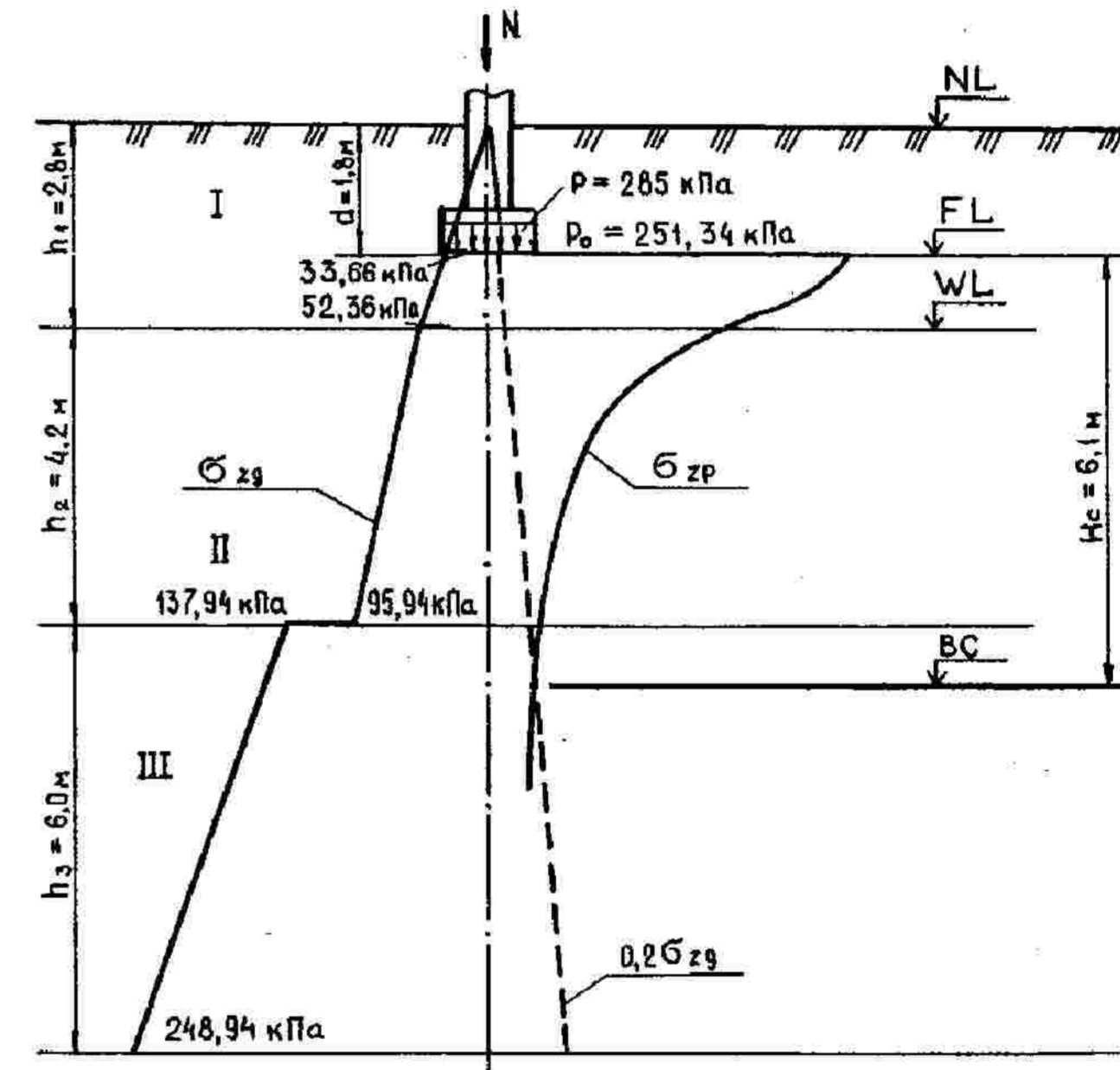


Рис. 7.12. Расчетная схема к примеру 7.1

Решение. Вычисляем ординаты эпюры вертикального напряжения от действия собственного веса грунта по формуле (6.46) и вспомогательной эпюры $0,2\sigma_{zg}$.

На поверхности земли $\sigma_{zg} = 0$;

на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 d = 18,7 \cdot 1,8 = 33,66 \text{ кПа};$$

на контакте первого и второго слоев

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + (h_1 - d) \gamma_1 = 33,66 + (2,8 - 1,8)18,7 = 52,36 \text{ кПа};$$

на контакте второго и третьего слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb} h_2 = 52,36 + 10,38 \cdot 4,2 = 95,94 \text{ кПа.}$$

Так как второй слой насыщен водой, то необходимо учитывать взвешивающее действие столба воды:

$$\gamma_{sb2} = \frac{\gamma_{s2} - \gamma_w}{1 + e_2} = \frac{26,6 - 10,0}{1 + 0,60} = 10,38 \text{ кПа.}$$

Тогда третий слой воспринимает давление не только от действия двух вышележащих слоев, но и давление столба воды, которое определяется уравнением

$$\nabla = h_w \cdot \gamma_w = h_2 \cdot \gamma_w = 4,2 \cdot 10 = 42 \text{ кПа.}$$

Напряжение по подошве третьего слоя определяем

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \nabla + \gamma_3 \cdot h_3 = 95,94 + 42 + 18,5 \cdot 6,0 = 248,94 \text{ кПа.}$$

Определяем дополнительное давление на основание под подошвой фундамента:

$$P_0 = P - \sigma_{zg0} = 285,0 - 33,66 = 251,34 \text{ кПа.}$$

Для нахождения глубины сжимаемой толщи определяем σ_p по оси фундамента, а полученные данные сводим в табл. 7.1

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений $0,2\sigma_{zg}$ (см. рис. 7.12).

Из рис. 7.12 видно, что эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H_C = 6,1$ м.

По формуле (7.16) находим осадку S_1 слоя песка мелкого:

$$S_1 = \frac{0,8 \cdot 50}{14400} \left(\frac{251,34 + 215,0}{2} + \frac{215,0 + 158,0}{2} \right) = 1,16 \text{ см.}$$

Вычисляем осадку S_2 песка средней крупности:

$$S_2 = \frac{0,8 \cdot 50}{18600} \left(\frac{158,0 + 120,0}{2} + \frac{120,0 + 90}{2} + \frac{90,0 + 75,0}{2} + \frac{75,0 + 62,0}{2} + \frac{62,0 + 54,0}{2} + \frac{54,0 + 49,0}{2} + \frac{49,0 + 46,0}{2} \right) + \frac{46,0 + 43,0}{2} \cdot \frac{0,8 \cdot 20}{18600} = 1,34 + 0,04 = 1,38 \text{ см.}$$

Вычисляем осадку S_3 слоя суглинка:

$$S_3 = \frac{0,8}{15300} (50 \cdot 37,5 + 30 \cdot 33,0) = 0,15 \text{ см.}$$

Полная осадка фундамента

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1,16 + 1,38 + 0,15 = 2,69 \text{ см.}$$

Таблица 7.1

Расчетные данные к примеру 7.1

Наименование слоя грунта	Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Абсолютная глубина $z = \xi b/2, \text{ м}$	Коэффициент изменения напряжений по глубине α	Дополнительное давление $\sigma_p, \text{ кПа}$	Бытовое давление $\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$0,2\sigma_{zg}$	Модуль деформации $E, \text{ МПа}$
Песок мелкий, маловлажный, средней плотности	0	0	1,000	251,34	33,66	6,73	14,4
	0,8	0,48	0,881	221,43	42,64	8,53	-
	1,6	0,96	0,642	161,36	51,62	10,32	-
	2,4	1,44	0,477	119,89	56,60	11,32	18,6
	3,2	1,92	0,374	94,00	61,58	12,32	-
	4,0	2,40	0,306	76,91	66,56	13,31	-
	4,8	2,88	0,258	64,85	71,54	14,31	-
	5,6	3,36	0,223	56,05	76,52	15,30	-
	6,4	3,84	0,196	49,26	81,50	16,30	-
	7,2	4,32	0,175	43,98	86,48	17,30	-
Суглинок полутвердый, $J_L = 0,8$ (водоупор)	8,0	4,80	0,158	39,71	91,46	18,30	-
	8,8	5,28	0,144	36,19	137,94	27,59	-
	9,6	5,76	0,137	34,43	146,82	29,36	15,3
	10,0	6,00	0,126	31,67	151,26	30,25	-
Нижняя граница сжимаемой толщи							
	11,0	6,00	0,114	28,65	162,36	32,47	-

По СНиП 2.02.01—83* для зданий данного типа находим предельно допустимую осадку $S_u = 10$ см.

В рассматриваемом случае $S = 2,69$ см $< S_u = 10$ см. Следовательно, полная осадка фундамента не превышает предельно допустимой по СНиПу.

7.3.2. Метод линейно-деформируемого слоя

Расчет осадки основания методом линейно-деформируемого слоя разработан К.Е. Егоровым и применяется в следующих случаях:

1. В пределах сжимаемой толщи и основания, определенной с помощью метода послойного суммирования H_c , залегает слой грунта с модулем деформации $E \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}), \quad (7.17)$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 .

2. Ширина или диаметр фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли малосжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi \cdot b)k_p, \quad (7.18)$$

где H_0 и ψ — принимаются для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами — 9 м и 0,15 м;

k_p — коэффициент, принимаемый равным $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 100$ кПа и $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа, а при промежуточных значениях — по интерполяции.

В случае, если в основании имеются глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле

$$H = H_s + \frac{h_{cl}}{3}. \quad (7.19)$$

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя (рис. 7.13) определяют по формуле

$$S = \frac{P - b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (7.20)$$

где P — среднее давление под подошвой фундамента (при $b < 10$ м принимается $P = P_0$);

b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

k_c — коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной суммарной толщины деформирующихся слоев ($2H/b$), определяется по табл. 7.2;

k_m — коэффициент, зависящий от модуля деформации и ширины фундамента, принимается по табл. 7.3;

k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по табл. 7.4 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя (соответственно $\zeta_i = 2z_i/b$; $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$);

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

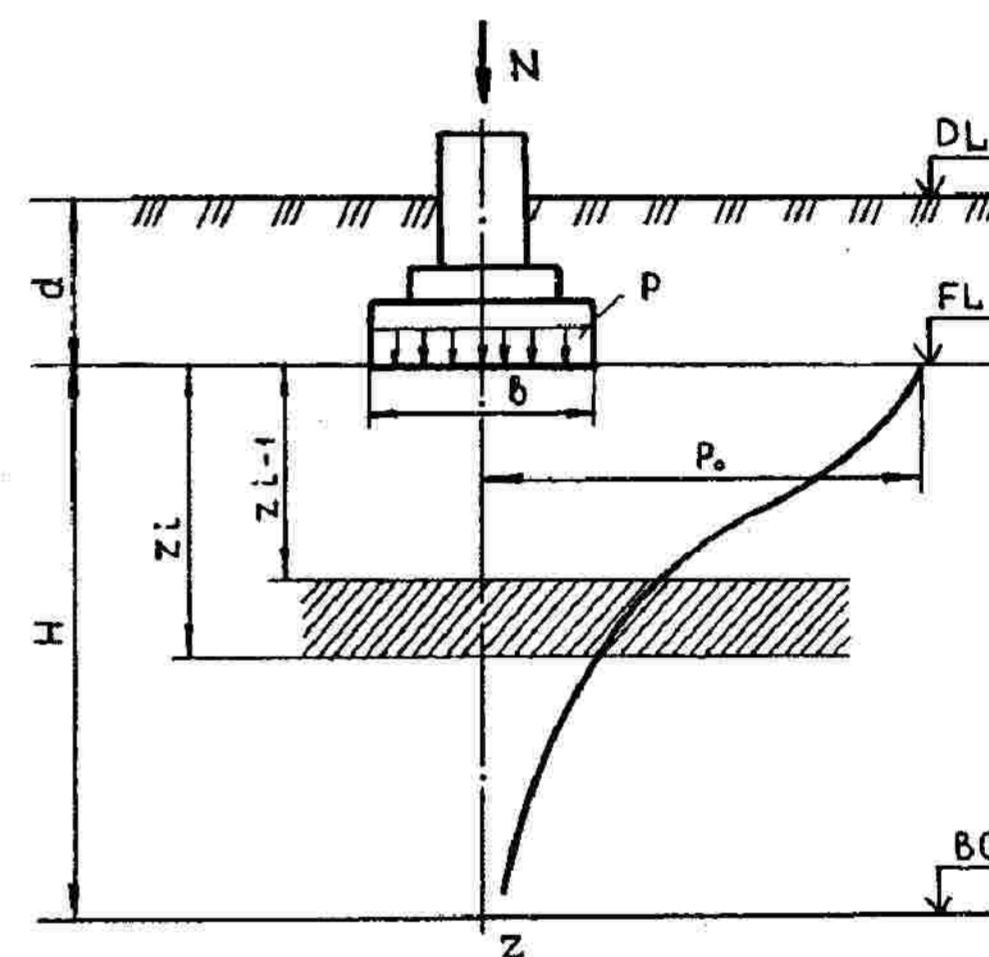


Рис. 7.13. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Таблица 7.2

Значения коэффициента k_c

$\xi = 2H/b$	0-0,5	0,5-1,0	1-2	2-3	3-5	>5
k_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Таблица 7.3

Значения коэффициента k_m

Модуль деформации E , МПа	При ширине фундамента b , м		
	<10	10-15	>15
<10	1,0	1,0	1,0
≥ 10	1,0	1,35	1,5

Таблица 7.4

Значения коэффициента k

$\xi = 2z/b$	Для фундаментов							ленточных ($\eta > 10$)
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,449	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,032	1,132	1,223	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,650

Примечание. При промежуточных значениях ξ и η коэффициент определяется по интерполяции.

Пример 7.2. Определить среднюю осадку фундамента здания методом линейно-деформируемого слоя. Размеры здания 24×24 м, глубина заложения фундамента $d = 3,0$ м, а среднее давление по подошве фундамента $P = 262$ кПа. Основание сложено следующими слоями:

I слой — мягкопластичный суглинок мощностью $7,0$ м с $e_1 = 0,70$, $J_L = 0,68$, $\gamma_1 = 18,2$ кН/м³, $E_1 = 15,4$ МПа;

II слой — песок средней крупности, плотный, мощностью $8,0$ м с $e_2 = 0,65$, $\gamma_2 = 19,4$ кН/м³, $E_2 = 20,6$ МПа;

III слой — песок мелкий, плотный, насыщенный водой с $e = 0,55$, $\gamma_3 = 18,8$ кН/м³, $E_3 = 17,4$ МПа.

Подземные воды на участке строительства обнаружены на глубине $10,0$ м от поверхности земли.

Решение. Определяем высоту линейно-деформируемого слоя по формуле (7.18), предварительно определив значение коэффициента k_p с помощью интерполяции для $P = 262$ кПа; $k_p = 0,962$.

Учитывая, что основание неоднородно, поскольку залегают глинистые и песчаные грунты, предположив, что оно сложено только песчаными грунтами, получим:

$$H_S = H = (6 + 0,1 \cdot 24)0,962 = 8,2 \text{ м.}$$

Далее определим по этой же формуле высоту линейно-деформируемого слоя в предположении, что оно сложено только глинистыми грунтами:

$$H_C = (9 + 0,15 \cdot 24)0,962 = 12,1 \text{ м.}$$

Суммарная толщина слоя глинистых грунтов в пределах толщи, равной $H_{cl} = 12,1$ м, составляет $h_{cl} = 7,0 - 3,0 = 4,0$ м. Окончательное значение H найдем по формуле (7.19):

$$H = 8,2 + (4,0/3) = 9,5 \text{ м.}$$

Вычисляем значения относительной высоты слоя:

$$\xi^1 = 2 \cdot 9,5/24 = 0,79.$$

Для расчета средней осадки предварительно определяем по табл. 7.2 и 7.3, соответственно $k_c = 1,4$ и $k_m = 1,5$. Также определяем значения коэффициентов k_0 и k_1 для первого слоя грунта, суглинка мягкопластичного, непосредственно под подошвой фундамента при соотношениях $\xi_0 = 2,0/24 = 0$ и $\eta = 24/24 = 1,0$ по табл. 7.3: $K_0 = 0$. На глубине, равной $z = h_{cl} = 4,0$ м, при соотношениях $\xi_1 = 2 \cdot 4/24 = 0,33$ и $\eta = 1,0$, величина k_1 согласно табл. 7.4 составляет $0,083$.

В соответствии с расчетной схемой нижняя граница сжимаемой толщи будет находиться во втором слое грунта (песок средней крупности) на расстоянии $9,5 - 4,0 = 5,5$ м от подошвы суглинка. Тогда заложение границы линейно-деформируемого слоя от подошвы фундамента $z_2 = H = 9,5$ м, относительная глубина заложения этой границы $\xi_2 = 2 \cdot 9,5/24 = 0,79$, а значение коэффициента k_2 согласно табл. 7.4 — $0,198$.

Определяем среднюю осадку основания по формуле (7.20):

$$S = \frac{2,262 \cdot 24 \cdot 1,4}{1,5} \left(\frac{0,083 - 0}{15,4} + \frac{0,198 - 0,083}{20,6} \right) = 0,064 \text{ м} = 6,4 \text{ см.}$$

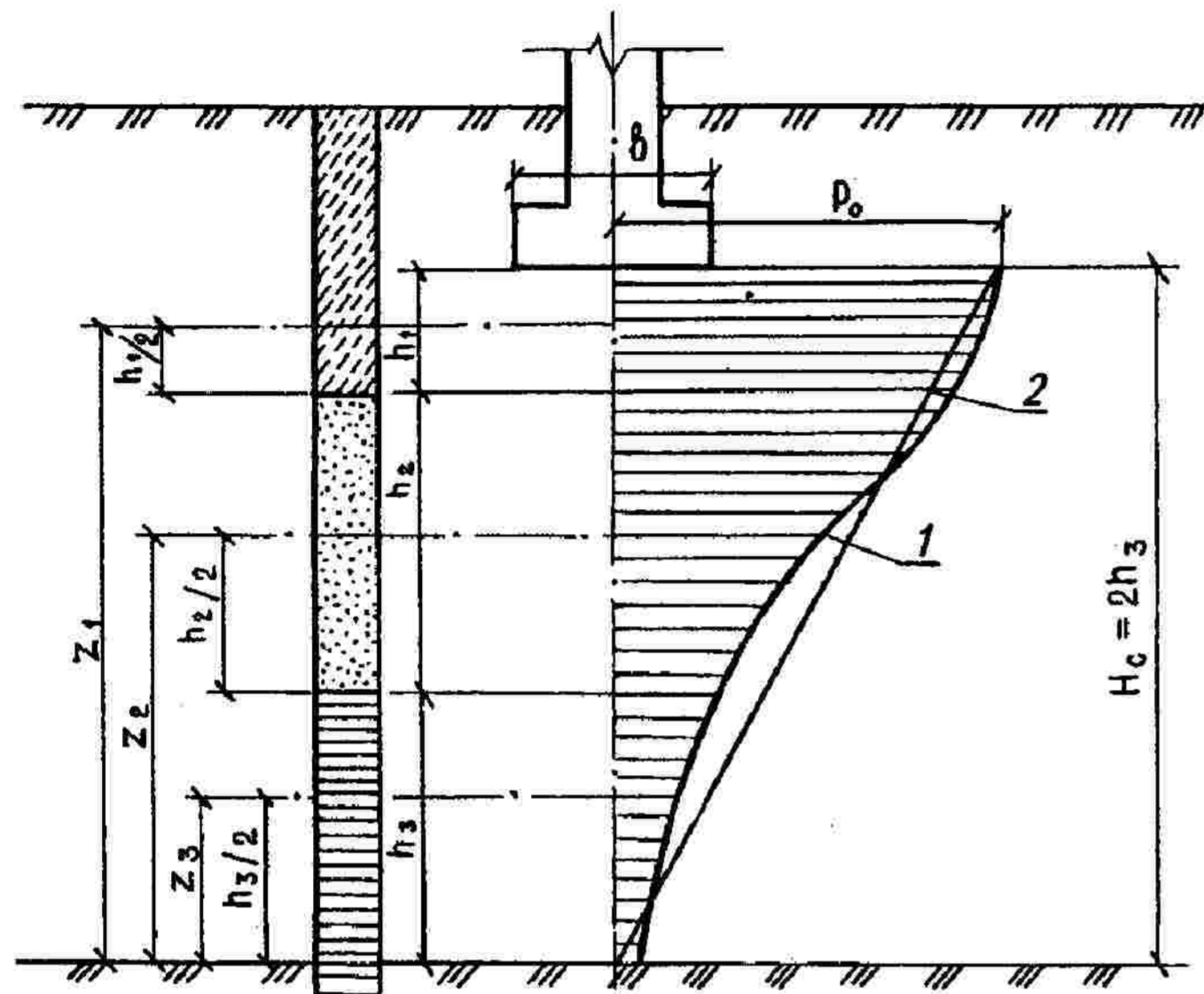


Рис. 7.14. Расчетная схема к определению осадки методом эквивалентного слоя для неоднородного основания

коэффициента сжимаемости слоистого напластования грунтов находят из выражения

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i, \quad (7.23)$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;
 m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;
 z_i — расстояние от нижней точки треугольной эпюры до середины i -го слоя (см. рис. 7.14).

Тогда осадка многослойного основания вычисляется по формуле

$$S = P_0 h_3 \bar{m}_v. \quad (7.24)$$

Достоинством метода Н.А. Цытовича является то, что он учитывает коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона), содержащийся в произведении $A\omega$, тогда как метод послойного суммирования не учитывает его, поскольку принятие $\beta = 0,8$ для всех грунтов нивелирует свойства всех грунтов.

Пример 7.3. Рассчитать по методу эквивалентного слоя Н.А. Цытовича осадку водонапорной башни высотой 21,0 м, опирающейся на круглый сплошной фундамент диаметром 8,0 м. Глубина заложения фундамента $d = 2,5$ м. Дополнительное давление под подошвой фундамента $P_0 = 285$ кПа.

Грунты основания:

I слой — песок мелкий, средней плотности, влажный, мощностью $h_1' = 6,0$ м, коэффициентом относительной сжимаемости $m_{v1} = 0,039$ МПа⁻¹; $\nu = 0,2$.

II слой — суглинок полутвердый, мощностью $h_2 = 5,2$ м, $m_{v2} = 0,034$ МПа⁻¹.

III слой — песок средней крупности, плотный, влажный, мощностью $h_3 = 4,9$ м, $m_{v3} = 0,042$ МПа⁻¹.

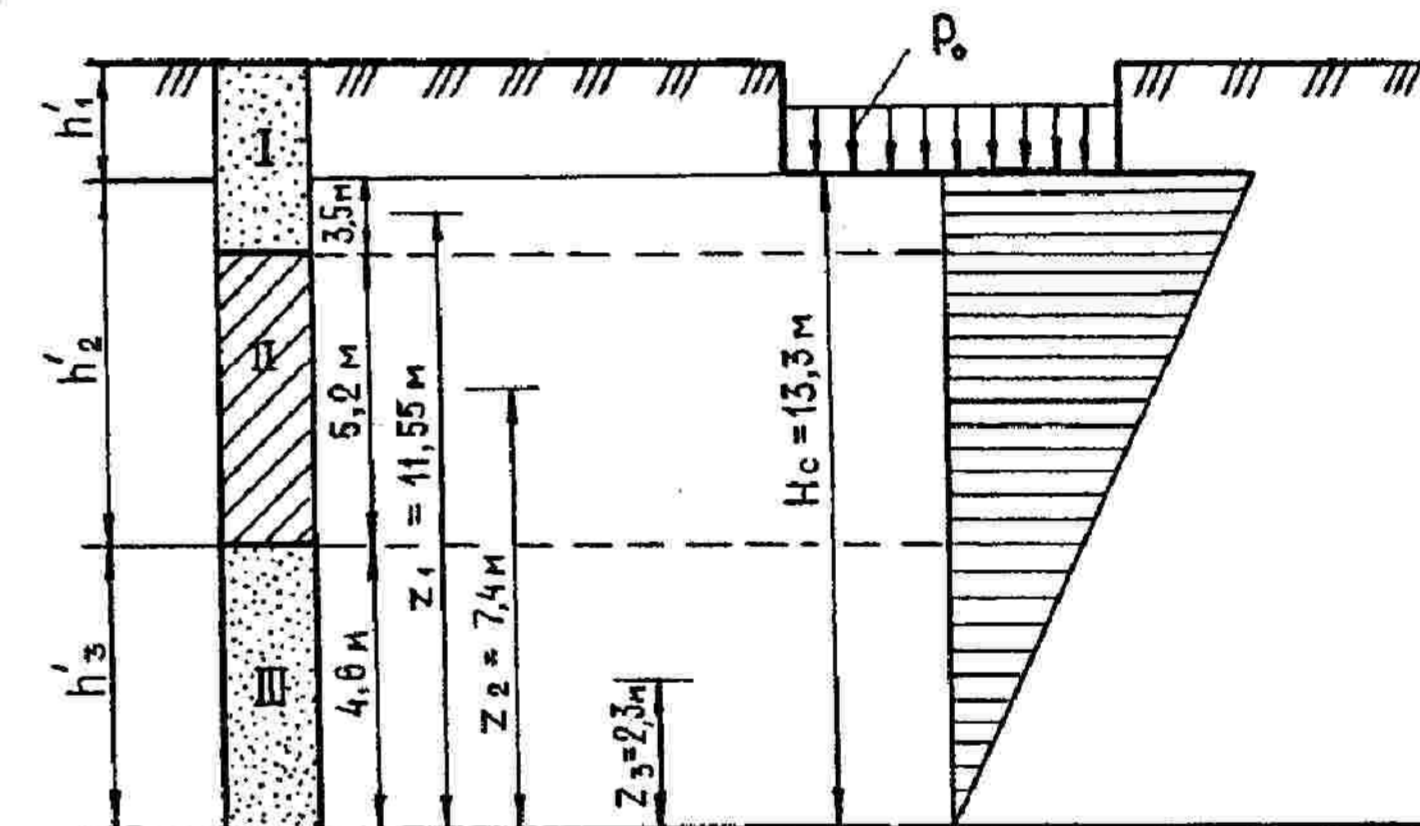


Рис. 7.15. Расчетная схема к примеру 7.3

Решение. Определяем глубину активной зоны $H_c = 2h_3$, для чего необходимо найти толщину эквивалентного слоя по формуле (7.21).

В основании фундамента преобладают пески, поэтому по табл. 7.5 при $\nu = 0,2$ определяем значение $A\omega$. Заметим, что значения $A\omega$ для круглого фундамента Н.А. Цытович рекомендует принимать равным значению $A\omega$

для квадратного фундамента, умноженному на $\sqrt{\frac{\pi}{4}} = 0,887$. С учетом этого получаем

$$h_3 = 0,94 \cdot 0,887 \cdot 8 = 6,67 \text{ м.}$$

Тогда глубина активной зоны

$$H_c = 2 \cdot 6,67 = 13,3 \text{ м.}$$

Построив треугольную эквивалентную эпюру, определим соответствующие значения h_i и z_i (рис. 7.15):

$$h'_1 = 3,5 \text{ м; } h_2 = 5,2 \text{ м; } h'_3 = 4,6 \text{ м; } z_1 = 11,55 \text{ м; } z_2 = 7,4 \text{ м; } z_3 = 2,3 \text{ м.}$$

Определяем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (7.23):

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2 \cdot 2,67^2} (3,5 \cdot 0,032 \cdot 11,55 + 5,2 \cdot 0,034 \cdot 7,4 + 4,6 \cdot 0,042 \cdot 2,3) = 0,034 \text{ МПа}^{-1}.$$

Тогда по формуле (7.24) средняя осадка фундамента

$$S = 0,285 \cdot 6,67 \cdot 0,034 = 0,065 \text{ м} = 6,5 \text{ см.}$$

Пример 7.4. Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента под колонну каркасного здания. Размеры подошвы фундамента $b \times l = 2,5 \times 2,5$ м, глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,0$ м. Дополнительное давление под подошвой фундамента $P_0 = 235$ кПа. Грунтовые условия строительной площадки используем, рассмотренные в примере 7.3.

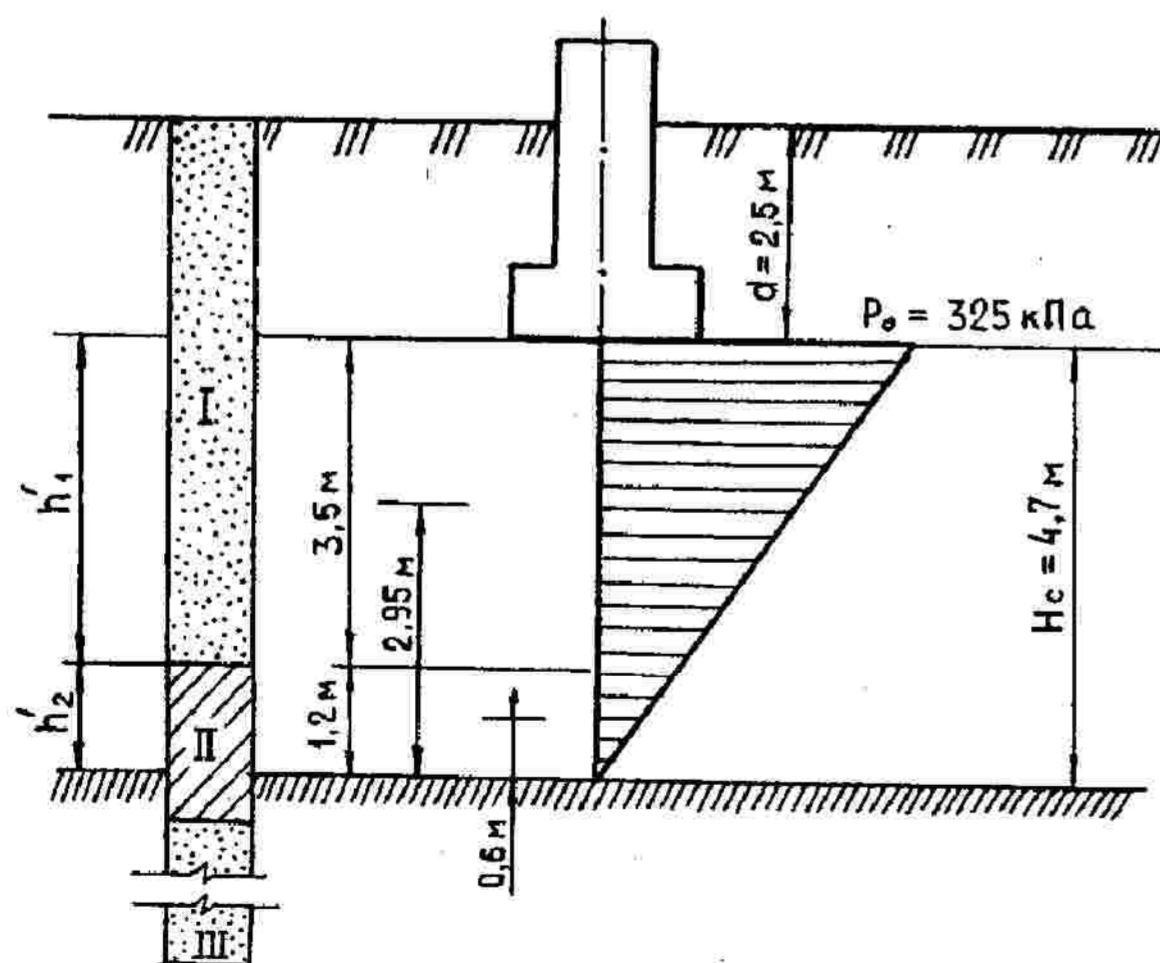


Рис. 7.16. Расчетная схема к примеру 7.4

Решение. Определяем глубину активной зоны $H_c = 2h_3$, предварительно определив по формуле (7.21) толщину эквивалентного слоя. По табл. 7.5 при $\nu = 0,2$ определяем значение $A\omega$:

$$h_3 = 0,94 \cdot 2,5 = 2,35 \text{ м.}$$

Тогда глубина активной зоны

$$H_c = 2 \cdot 2,35 = 4,7 \text{ м.}$$

Построив треугольную эквивалентную эпюру, определим соответствующие значения h_i и z_i (рис. 7.16):

$$h'_1 = 3,5 \text{ м; } h'_2 = 1,2 \text{ м; } z_1 = 2,95 \text{ м; } z_2 = 0,6 \text{ м.}$$

Определяем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (7.23):

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2 \cdot 4,7^2} (3,5 \cdot 0,330 \cdot 2,95 + 1,2 \cdot 0,034 \cdot 0,6) = 0,008 \text{ МПа}^{-1}.$$

Тогда по формуле (7.24) средняя осадка фундамента

$$S = 0,325 \cdot 2,35 \cdot 0,008 = 0,0061 \text{ м} = 0,61 \text{ см.}$$

Контрольные вопросы

1. Перечислите основные виды деформаций зданий и сооружений в результате неравномерных осадок.
2. Назовите причины, вызывающие возможность появления неравномерных осадок в сооружениях.
3. Объясните цель и сущность расчета оснований по предельным состояниям.
4. Как производится расчет основания по второй группе предельных состояний?
5. Какова последовательность расчета осадки методом послойного суммирования?
6. Порядок расчета осадки методом линейно-деформируемого слоя.
7. Порядок расчета осадки методом эквивалентного слоя.

Глава 8

Основы теории предельного равновесия

8.1. Основные уравнения теории предельного равновесия

Для оценки прочности оснований, устойчивости грунтовых массивов и откосов, а также давления грунтов на сооружения используют теорию предельного напряженного состояния. В основу этой теории положено понятие о предельном равновесии грунта.

Предельным равновесием основания называют такое напряженное состояние, при котором незначительное увеличение внешней нагрузки приведет к нарушению установившегося равновесия и вызовет потерю устойчивости грунта, сопровождающееся выпором грунта из-под подошвы сооружения со значительным нарастанием осадки.

Теория предельного равновесия сыпучих сред была заложена в трудах Ш. Кулона (1773), В. Ренкина (1859) и позднее Л. Прандтля (1921). В современном виде теория предельного равновесия сформирована фундаментальными трудами В.В. Соколовского. Графоаналитический метод решения плоской задачи предельного равновесия земляных масс был предложен С.С. Голушкевичем (1948). Большой вклад в развитие этой теории внесли В.Г. Березанцев, М.В. Малышев, Л.М. Гольдштейн, В.А. Флорин, Ю.И. Соловьев, А.С. Строганов, Ж. Биарез, Г. Мейергоф, М. Харр и др.

В зависимости от величины внешней нагрузки на грунт различают два понятия: допредельное и предельное. Первое характеризуется вполне определенными деформациями, изменение которых может произойти из-за повышения уровня напряжений или в результате временных эффектов (консолидации, ползучести).

Приближенно можно полагать, что в диапазоне допредельных напряженных состояний, относительно «далеких» от предельного, справедлива линейная связь между напряжениями, подобная закону Гука. Отсюда следует возможность использования в механике грунтов решений теории упругости.

Второе состояние характеризуется достижением напряжениями такой критической комбинации, при которой устанавливается предельное равновесие между внешней нагрузкой и внутренними силами сопротивления грунта.

Наступление предельного равновесия основания может быть вызвано различной комбинацией напряжений, в зависимости от которой различают условия предельного состояния, или, как их иногда называют, теории прочности.

Для изучения прочности грунта в условиях сложного напряженного состояния применяют два основных условия (теории):

- условие Мора — Кулона, согласно которому предельное состояние наступает при определенном соотношении касательного и нормального напряжений, действующих на одной площадке;
- условие Мизеса — Шлейхера, согласно которому предельное состояние наступает при определенном соотношении интенсивности касательных напряжений и среднего нормального напряжения.

Остановимся на теории Кулона — Мора. Пусть к граням элементарного объема грунта приложены главные напряжения $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (рис. 8.1,а).

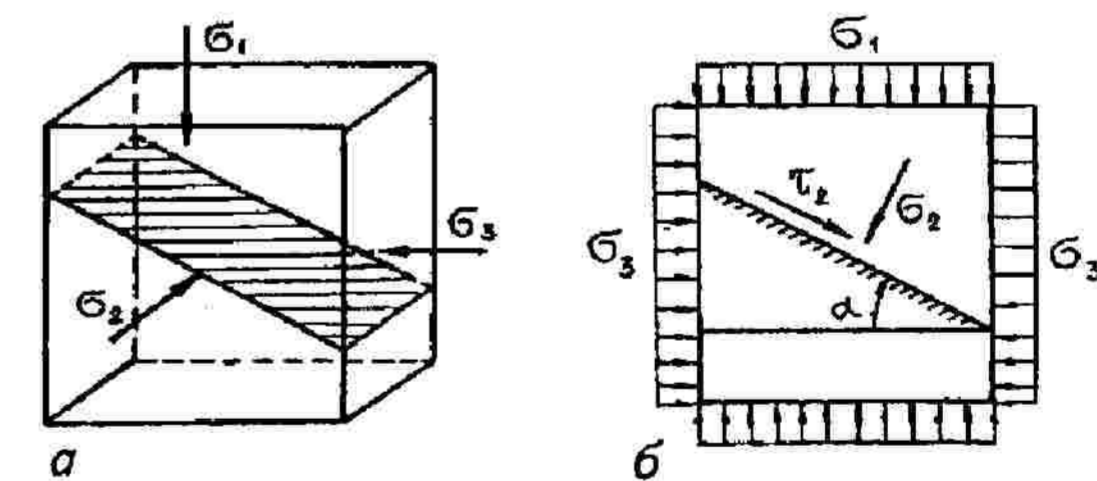


Рис. 8.1. Положение площадки скольжения (а) и напряжения на наклонной площадке (б)

Увеличивая постепенно главное напряжение σ_1 и оставляя постоянной величину σ_3 , в соответствии с теорией Кулона — Мора произойдет сдвиг по некоторой площадке, наклоненной к горизонтальной плоскости, причем промежуточное главное напряжение σ_2 будет действовать параллельно этой площадке.

В отличие от схемы одноплоскостного сдвига (см. главу 5) в случае сложного напряженного состояния положение этой площадки неизвестно. В теории Кулона — Мора принимается, что на площадке скольжения выполняется условие (5.27) для несвязных или (5.28) для связных грунтов. Для того чтобы определить положение площадки скольжения, воспользуемся известными из сопротивления материалов выражениями для касательного и нормального напряжений на наклонной площадке (рис. 8.1, б).

$$\sigma_{\alpha} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha, \quad (8.1)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha. \quad (8.2)$$

Согласно уравнения (5.28), на площадке скольжения эти напряжения в предельном состоянии будут связаны выражением

$$\tau_{\alpha} = \sigma_{\alpha} \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (8.3)$$

Для представления напряженного состояния грунта используют графические изображения, известные под названием кругов Мора. Они дают возможность исследовать напряжения на площадке с любым наклоном, проходящим через рассматриваемую точку.

Круг Мора (рис. 8.2) вычерчивается в прямоугольной системе координат. Полагается, что $\sigma_1 > \sigma_3$,

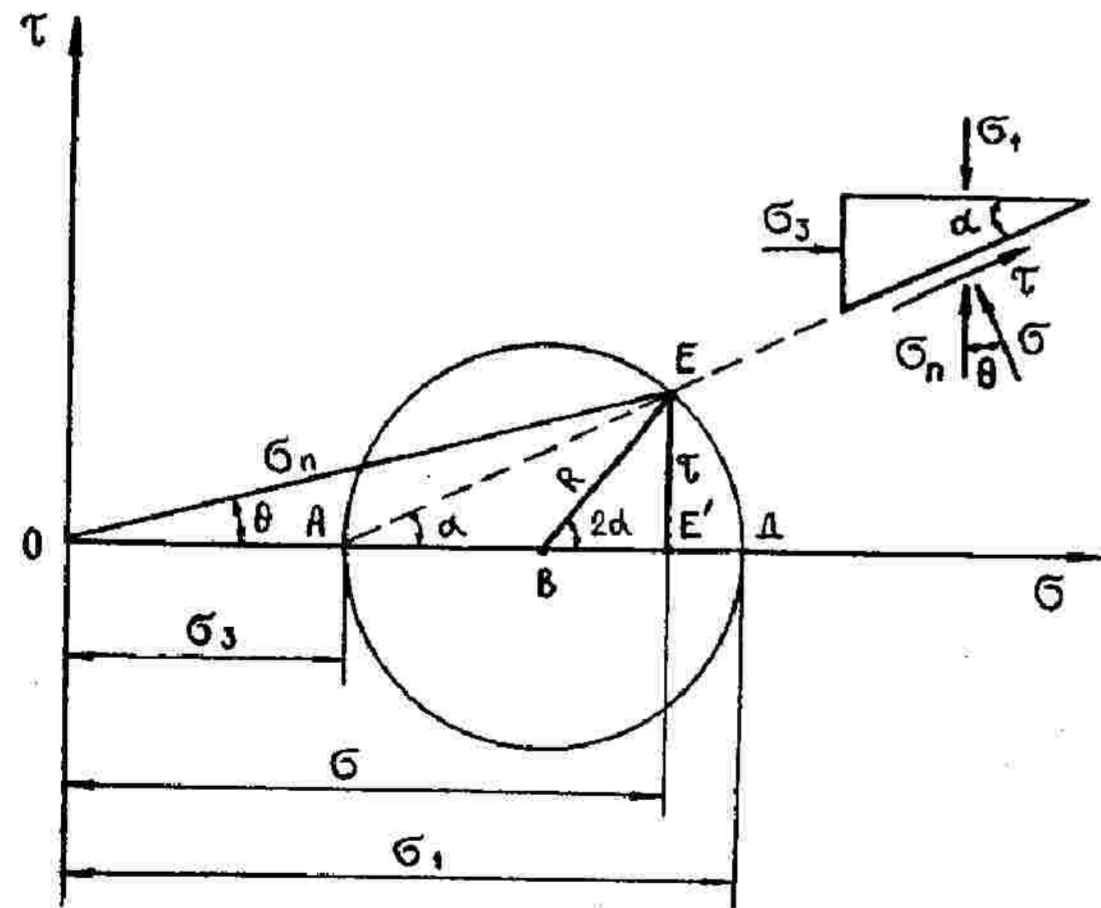


Рис. 8.2. Графическое представление напряженного состояния грунта (круг Мора)

$$OB = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \text{ и } R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}.$$

Построение круга Мора производится в следующей последовательности. От начала координат откладываем значения σ_1 и σ_3 . Из точки B проводят окружность радиусом R. Любая точка E на окружности характеризует напряженное состояние грунта в плоскости, проходящей через рассматриваемую точку. Угол наклона α линии EA — это угол наклона рассматриваемой площадки к главной. Центральный угол наклона отрезка EB равен 2α . Нормальные напряжения по этой площадке σ представляются по горизонтальной оси отрезком OE', касательные τ — перпендикулярным отрезком EE'.

Значения σ и τ могут быть определены через σ_1 и σ_3 по формулам (8.1) и (8.2).

Максимальные и минимальные касательные напряжения соответствую-

ют $\sin 2\alpha = 1$ и $\sin 2\alpha = -1$, т.е. углам $2\alpha = \frac{\pi}{2}$ или $\frac{3\pi}{2}$ ($\alpha = 45^\circ$ или 135°).

Полное результирующее напряжение на рассматриваемой площадке

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

Угол отклонения σ_n от нормали к площадке

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{\tau}{\sigma}. \quad (8.4)$$

Значение угла θ при изменении угла α от 0 до 90° сначала возрастает от нуля до некоторого θ_{\max} , а затем убывает до нуля.

Угол θ максимален, когда линия OE станет касательной к кругу напряжений. Из треугольника OBE:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{BE}{OB} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}. \quad (8.5)$$

Максимальное отклонение полного (результирующего) напряжения на угол θ_{\max} от нормали к площадке имеет место при:

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} + \theta_{\max} \right) = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta_{\max}}{2} = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \operatorname{arcsin} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}. \quad (8.6)$$

Следовательно, отклонения площадки скольжения от направления наибольшего главного напряжения σ_1

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (8.7)$$

Таким образом, в предельном состоянии в каждой точке грунта имеются

две сопряженные площадки скольжения, наклоненные под углом $45^\circ - \varphi/2$ к линии действия максимального и $45^\circ + \varphi/2$ — минимального главного напряжения (рис. 8.3).

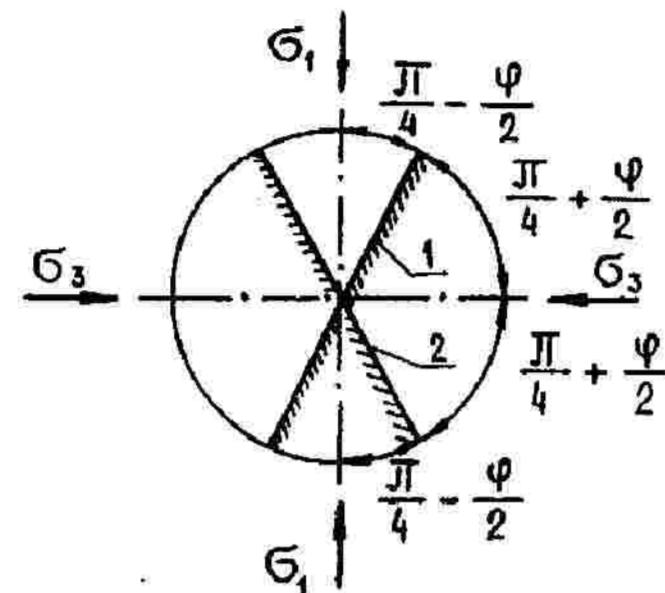


Рис. 8.3. Ориентация площадок скольжения относительно главных напряжений:
1, 2 — площадки скольжения

Для сыпучих грунтов во всех случаях θ_{max} не может быть больше угла внутреннего трения φ . А разрушение сыпучих грунтов наступает, когда угол отклонения полного (резльтирующего) напряжения равен углу внутреннего трения:

$$\theta_{max} = \varphi. \quad (8.8)$$

Выражение (8.8) является условием прочности грунта. Тогда уравнение предельного равновесия можно записать в следующем виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi. \quad (8.9)$$

Выражение (8.9) известно в механике грунтов как условие прочности (предельного равновесия) для песчаных (сыпучих) грунтов. После несложных тригонометрических преобразований это выражение можно записать в следующем виде:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (8.10)$$

или

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8.11)$$

Это выражение часто используют в теории давления грунтов на ограждения (глава 10).

Для связных грунтов также можно записать условие предельного равновесия, предварительно построив круги Мора (рис. 8.4) по результатам испытания в стабилометре (см. рис. 5.7).

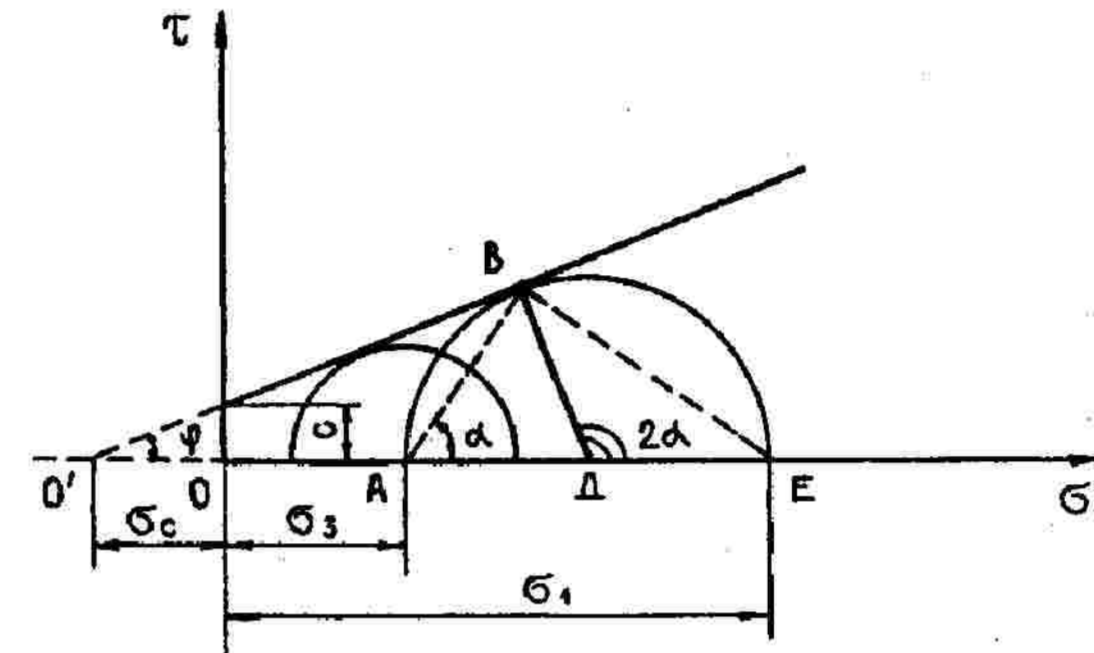


Рис. 8.4. Круги Мора, построенные по результатам испытания образцов грунта на сжатие в стабилометре

Радиус круга $BD = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$,
а отрезок $O'D$ можно найти из выражения

$$O'D = O'O + OA + AD = \sigma_c + \sigma_3 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \sigma_c + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}. \quad (8.13)$$

Отрезок $O'O$, отсекаемый наклонной линией на оси абсцисс (см. рис. 8.4), называют *давлением связности*, которое можно представить в виде

$$\sigma_c = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (8.14)$$

Давление связности (8.14) можно условно считать начальным давлением связного грунта, которое необходимо преодолеть при испытании на сдвиг. Зная BD (8.12) и $O'D$ (8.13), а также используя (8.14), найдем

$$\sin BO'D = \frac{BD}{O'D} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c},$$

тогда

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c}. \quad (8.15)$$

Выражение (8.15), связывающее главные напряжения в момент разрушения образца с углом внутреннего трения, принято называть *уравнением предельного равновесия для связных грунтов*.

Уравнение (8.15) в некоторых случаях удобно использовать не в главных напряжениях, а в компонентах, записанных относительно координатных осей. Из сопротивления материалов известно, что:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}. \quad (8.16)$$

Тогда, рассматривая совместно уравнения (8.15) и (8.16), можно записать уравнение предельного равновесия в следующем виде:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_c)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (8.17)$$

Аналогичным образом можно выразить и уравнение (8.9).

8.2. Определение начального критического давления на грунтовое основание

Начальным критическим давлением на основание называется то значение давления, при котором в грунте основания возникают области предельного напряженного состояния. При давлениях меньших начальных критических значений во всех точках основания (рис. 6.5) напряженное состояние допредельное, что совершенно безопасно для оснований сооружений. В этом случае до достижения начального критического давления грунт находится в фазе уплотнения (см. рис. 6.6) и подход к ее определению демонстрируется для полосовой нагрузки на грунт. На рис. 8.5 представлены ее реальная и расчетные схемы.

Напряжения σ_1 и σ_3 от полосовой нагрузки $P = P_0 - q$ могут быть найдены по выражениям (6.33) и (6.34).

Для нахождения начального критического давления значения главных напряжений σ_1 и σ_3 определяются с учетом приложенной нагрузки $P = P_0 - q$ и соответственно веса грунта.

Вертикальное сжимающее напряжение (давление) от собственного веса грунта в точке M (см. рис. 8.5, в), лежащей на глубине z от подошвы фундамента, определяется из выражения

$$\sigma_{1zp} = \gamma(d + z). \quad (8.18)$$

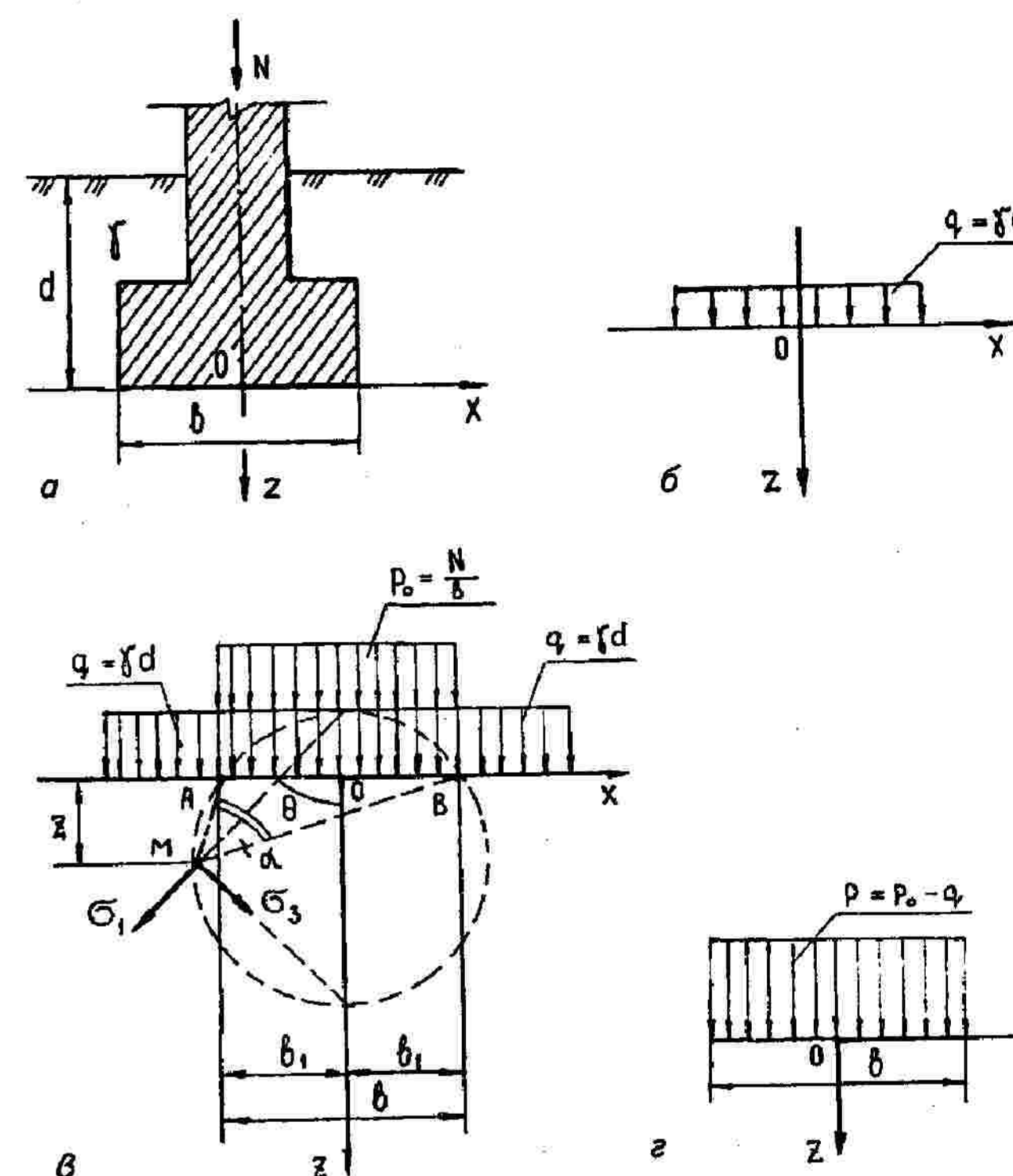


Рис. 8.5. Реальная (а) и расчетные (б, в, г) схемы к определению начального критического давления

Полные главные напряжения в грунте на глубине z :

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma(d + z); \quad (8.19)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma(d + z). \quad (8.20)$$

На площадках сдвига, когда грунт от действия нагрузки находится в конце среза уплотнения, имеет место предельное равновесие:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cdot \cos \varphi. \quad (8.21)$$

Тогда, подставив (8.19) и (8.20) в (8.21), получим уравнение кривой, соответствующей границе пластической зоны грунта:

$$\frac{P}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{P\alpha}{\pi} + \gamma d + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi. \quad (8.22)$$

Выражение (8.22) можно рассматривать как уравнение границы области, проходящей через точку M (см. рис. 8.5, в), на контуре которой при действии под подошвой фундамента давления P имеет место состояние предельного равновесия. Координаты точек этой границы определяются неизвестными z и α .

Решая уравнение (8.22) относительно z , получим:

$$z = \frac{P}{\pi\gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} - d. \quad (8.23)$$

Приравняв первую производную этого выражения по α нулю, находим максимальную глубину границы этой области z_{\max} , где площадка скольжения получает опасный наклон к горизонту:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{P}{\pi\gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0. \quad (8.24)$$

Из уравнения (8.24) следует, что при $z = z_{\max}$, $\cos \alpha = \sin \varphi$ или $\alpha = \pi/2 - \varphi$
 $\sin \alpha = \cos \varphi. \quad (8.25)$

Тогда, подставляя (8.25) в формулу (8.24), получаем выражение для низкой точки сдвига грунта (z_{\max}) в следующем виде:

$$z_{\max} = \frac{P}{\pi\gamma} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} - d. \quad (8.26)$$

Решая это относительно $P = P_{cr}$, найдем такое значение критического давления, при котором область предельного равновесия развивается на заданную глубину z_{\max} :

$$P_{cr} = \frac{\pi (\gamma \cdot z_{\max} + \gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma d. \quad (8.27)$$

Исходя из условия, что начальное критическое давление соответствует отсутствию пластических деформаций во всех точках основания, т.е. $z_{\max} = 0$, имеем

$$P_{cr} = \frac{\pi (\gamma \cdot d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma d. \quad (8.28)$$

Это и есть формула для определения начального критического давления на грунт основания. Формула (8.28) (при $c = 0$) была получена Н.П. Пузыревским (1923) и, как правило, называется его именем. Практика показывает, что фундамент, спроектированный таким образом, что давление под его подошвой не превышало бы начального критического давления, будет иметь экономически невыгодные размеры.

Выражение (8.28) можно привести к виду:

$$P_{cr} = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (8.29)$$

где

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1; \quad M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (8.30)$$

— коэффициенты, которые будут приведены далее в табл. 8.4.

8.3. Предельное сопротивление грунта основания

Предельное сопротивление основания соответствует полному исчерпанию грунтом несущей способности и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований сооружений при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание и распирающего грунт в стороны. Различают предельные сопротивления грунта основания в стабилизированном, когда осадка закончилась, и нестабилизированном состояниях.

В стабилизированном состоянии отсутствует избыточное поровое давление воды, предельное сопротивление грунта выше, чем в нестабилизированном. Предельное сопротивление грунта в нестабилизированном состоянии зависит от степени его консолидации. Чем выше степень консолидации грунта основания, тем выше его сопротивление, выпирающее из-под подошвы сооружения (по Ю.А. Соболевскому, 1986).

Предельное сопротивление основания, сложенного нескальными грунтами, в стабилизированном состоянии определяется исходя из условия, что соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями по всем поверхностям скольжения, соответствующего предельному состоянию основания, подчиняется зависимости Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1,$$

где φ_1 — расчетное значение угла внутреннего трения (индекс 1 означает, что расчет производится по первой группе предельных состояний);

c_1 — расчетное значение удельного сцепления грунта.

Для определения предельного сопротивления грунта P_u основания в настоящее время используются приближенные расчетные методы, разработанные главным образом для условий плоской или осесимметричной задач. Перечень наиболее распространенных формул, полученных на основе таких методов, с необходимыми пояснениями приведен в литературе (Н.А. Цытович, 1983 и В.И. Мулин, 1978) и в табл. 8.1. При выводе большинства формул, приведенных в табл. 8.1, предполагается, что в смещающемся под действием нагрузки массиве грунта имеет место предельное напряженное состояние, за исключением некоторой зоны непосредственно под подошвой фундамента.

Впервые задача о предельном давлении на невесомый грунт в условиях плоской задачи была решена Прандтлем и Рейсснером (1920—1921) по схеме, показанной на рис. 8.6. Для грунта, обладающего трением и сцеплением, формулу Прандтля и Рейсснера Н.А. Цытович приводит в виде:

$$P_u = (q + c \cdot \text{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \text{tg} \varphi} - c \cdot \text{ctg} \varphi. \quad (8.31)$$

На рис. 8.6 показаны линии скольжения в невесомой среде ($\gamma = 0$) при предельной полосовой нагрузке. В этом случае, непосредственно под нагрузкой, где σ действует в вертикальном направлении, два семейства пересекающихся поверхностей скольжения образуют в зоне OAB вертикальные ромбы (область III). В зоне OBC , как доказано Прандтлем и Рейсснером,

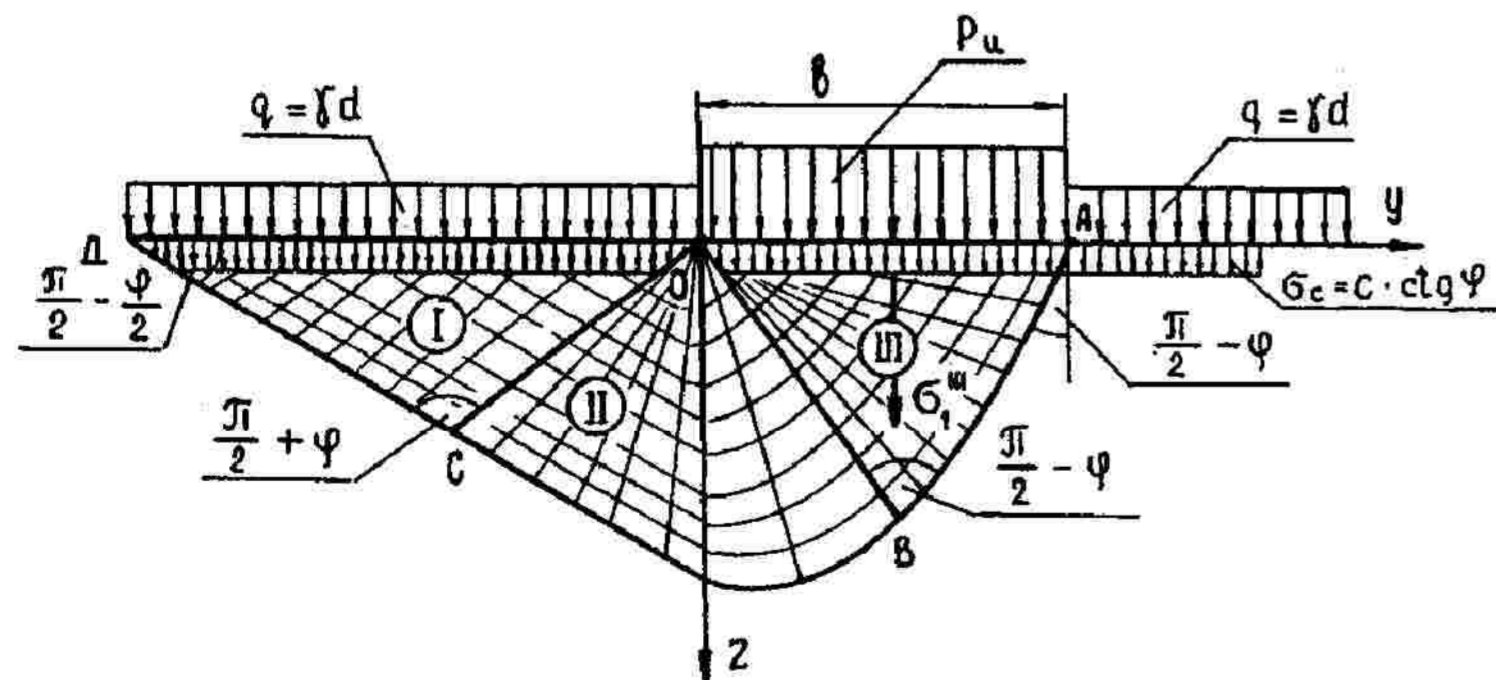


Рис. 8.6. Схема линий скольжения при предельной полосовой нагрузке

Таблица 8.1

Формулы для определения предельной критической нагрузки (по В.И. Мулину, 1978)

Вид грунта основания	Относительное заглубление h/b	Форма фундамента	Формулы для P_u	Источник для определения N_γ, N_q, N_c по В.Г. Березанцеву (1970)
Пылевато-глинистый	$\leq 0,5$	Ленточный	$P_u = (0,5N_\gamma \gamma b + N_q q + N_c c) b \cdot l$ При этом $\tau = P_u \text{tg} \delta$	Табл. 17, с. 130
		Ленточный или прямоугольный при $l/b \geq 2$	$P_u = (N_\gamma \gamma b + N_q q + N_c c) b \cdot l$	Табл. 13, с. 143 $N_\gamma = A_\gamma; N_q = B_q; N_c = C_c$
		Круг	$P_u = \pi r^2 (N_\gamma \gamma r + N_q q + N_c c)$	Табл. 11, с. 155 $N_\gamma = A_\gamma; N_q = B_q; N_c = C_c$
		Квадрат	$P_u = b^2 (0,5N_\gamma \gamma b + N_q q + N_c c)$	
Песчаные	0,5—2,0	Ленточный или прямоугольный при $l/b \geq 2$	$P_u = N_\gamma \gamma b^2; P_{u, \text{прям.}} = P_{u, \text{лент.}}$	Рис. 105, с. 168 $N_\gamma = A_{\gamma b}$
		Круг	$P_u = N_\gamma \gamma \cdot r^3$	Рис. 106, с. 168 $N_\gamma = A_{\gamma b}$
		Квадрат	$P_u = 0,5N_\gamma \gamma \cdot b^3$	
		Ленточный или прямоугольный при $l/b \geq 2$	$P_u = N_\gamma \gamma b^2; P_{u, \text{прям.}} = P_{u, \text{лент.}}$	Рис. 108, с. 170 $N_\gamma = A_{\gamma l}$
	> 4	Круг	$P_u = \frac{\pi}{4} \gamma d^3 (0,5N_\gamma + N_q \frac{h}{d})$	Табл. 14 и 18, с. 155 и с. 177
		Квадрат	$P_u = \gamma d^3 (0,5N_\gamma + N_q \frac{h}{d})$	
		Круг (опускной колодец)	$P_u = \frac{\pi}{4} N_\gamma \gamma d^3$	Рис. 116, с. 186 $N_\gamma = \theta_k$

одно семейство поверхностей скольжения образует лучи, расходящиеся из точки O (область II), другое — логарифмические спирали. Далее в зоне $ОСД$ образуются также ромбы (область I), но горизонтальные, так как здесь наибольшее главное напряжение направлено горизонтально. Угол выхода граничной линии области предельного равновесия на поверхность основания

составляет $-\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Предельное давление для идеально связных грунтов ($\varphi = 0, c \neq 0$) при условии:

плоской задачи (по Прандтлю)

$$P_u = 5,14 c + q; \quad (8.32)$$

осесимметричной задачи (по А.Ю. Ишлинскому, 1947)

$$P_u = 5,7 c + q; \quad (8.33)$$

осесимметричной задачи для водонасыщенных связных грунтов (по А.С. Строганову, 1977)

$$P_u = 6,025 c + q. \quad (8.34)$$

Для оснований массивных фундаментов предельную нагрузку необходимо определять с учетом уплотненного ядра грунта, формирующегося под подошвой жестких фундаментов в виде прямоугольного треугольника. Тогда очертание обертывающих поверхностей скольжения под жестким круглым фундаментом будет соответствовать схеме, изображенной на рис. 8.7. Согласно расчетной методике В.Г. Березанцева, угол наклона уплотненного

ядра к подошве фундамента принимается равным $\delta = \frac{\pi}{4}$.

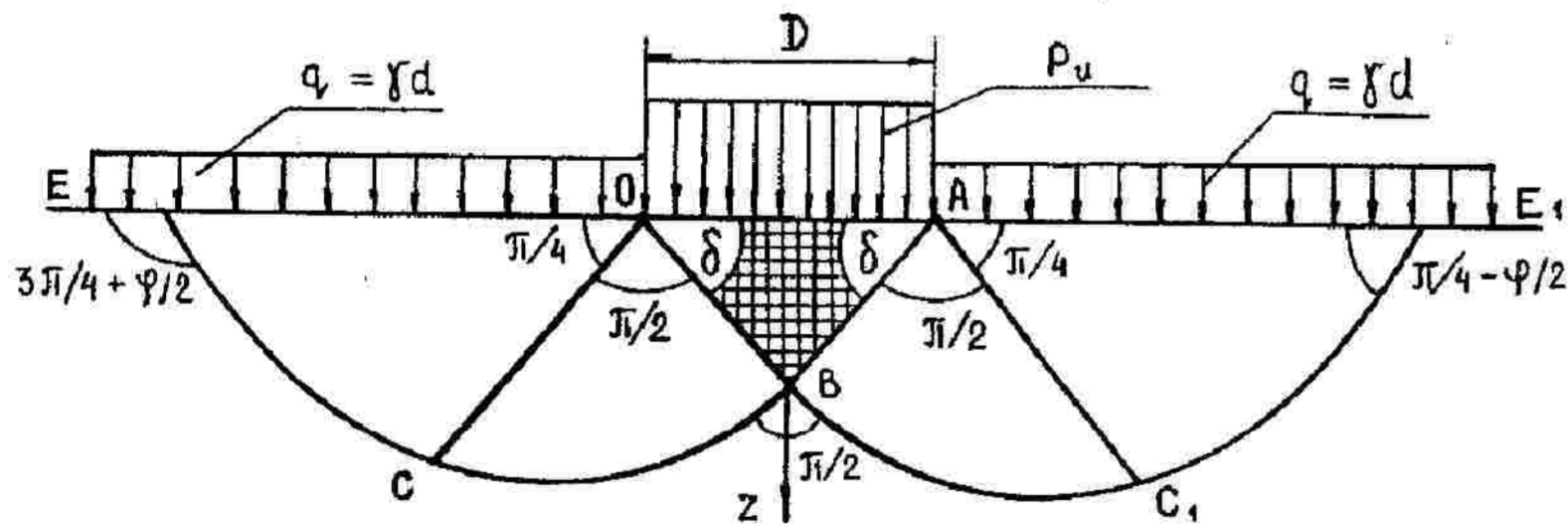


Рис. 8.7. Схема линий скольжения при предельной осесимметричной нагрузке

Используя приближенное очертание поверхностей скольжения в грунте, В.Г. Березанцев рассмотрел условия предельного равновесия для плоской и

осесимметричной задач. Им была получена следующая формула для определения среднего предельного давления на основание:

при полосовой нагрузке

$$P_{u,st} = \frac{N_{\gamma,st} \gamma b}{2} + N_{q,st} \gamma' d + N_{c,st} c; \quad (8.35)$$

при круглом фундаменте

$$P_{u,c} = \frac{N_{\gamma,c} \gamma D}{2} + N_{q,c} \gamma' d + N_{c,c} c, \quad (8.36)$$

где N — с соответствующими индексами — безразмерные коэффициенты несущей способности, которые принимаются по табл. 8.2, в зависимости от угла внутреннего трения φ ;

b — ширина ленточного фундамента;

D — диаметр круглого фундамента;

γ и γ' — средний удельный вес грунта соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

d — глубина заложения подошвы фундамента;

c — удельное сцепление.

Таблица 8.2

Значения коэффициентов N_γ, N_q, N_c (к расчету по формулам (8.35), (8.36))

φ , град	При полосовой нагрузке			При круглом фундаменте		
	$N_{\gamma,st}$	$N_{q,st}$	$N_{c,st}$	$N_{\gamma,c}$	$N_{q,c}$	$N_{c,c}$
16	3,4	4,4	11,7	4,1	4,5	12,8
18	4,6	5,3	13,2	5,7	6,5	16,8
20	6,0	6,5	15,1	7,3	8,5	20,9
22	7,6	8,0	17,2	9,9	10,8	24,6
24	9,8	9,8	19,3	14,0	14,1	29,9
26	13,6	12,3	23,2	18,9	18,6	36,4
28	16,0	15,0	25,8	25,3	24,8	45,0
30	21,6	19,3	31,5	34,6	32,8	55,4
32	28,6	24,7	38,0	48,8	45,5	71,5
34	39,6	32,6	47,0	69,2	64,0	93,6
36	52,4	41,5	55,7	97,2	87,6	120,0
38	74,8	54,8	70,0	142,5	127,0	161,0
40	100,2	72,0	84,7	216,0	185,0	219,0
42	154,6	98,7	108,7	317,0	270,0	300,0
44	220,6	137,2	141,2	—	—	—
46	319,2	195,0	187,5	—	—	—

Формулами (8.32)—(8.36) можно воспользоваться при осевом приложении нагрузки. В случае приложения внецентренной нагрузки для определения предельного давления необходимо воспользоваться формулами, приведенными в книгах В.Г. Березанцева (1970), Н.А. Цытовича (1983) и др.

Пример 8.1. Определить значения начального критического давления и среднее предельное давление грунта основания ленточного фундамента шириной $b = 2,0$ м, глубиной заложения $d = 1,6$ м при характеристиках грунта основания (глины): удельный вес грунта $\gamma = 17,5$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$ и удельное сцепление $C = 52$ кПа.

Решение. Определим начальное критическое давление по формуле (8.28):

$$P_{cr} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} g)}{\operatorname{ctg} g + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma d = \frac{3,14(17,5 \cdot 1,6 + 52 \cdot 3,078)}{3,078 + 0,314 - 1,571} + 17,5 \cdot 1,6 = 352,1 \text{ кПа,}$$

где $\varphi = 18 \cdot \pi / 180 = 0,314$.

Определяем среднее предельное давление грунта по формуле (8.35)

$$P_{u,ст} = N_{\gamma,ст} + \gamma \cdot \frac{b}{2} + N_{q,ст} \gamma' d + N_{c,ст} c = \\ = 4,6 \cdot 17,5 \cdot \frac{2}{2} + 5,3 \cdot 17,5 \cdot 1,6 + 13,2 \cdot 52 = 915,3 \text{ кПа.}$$

Коэффициенты $N_{\gamma,ст}$, $N_{q,ст}$, $N_{c,ст}$ принимаем по табл. 8.2 при $\varphi = 18^\circ$.

8.4. Расчетное сопротивление грунта основания

Возможность применения решений теории упругости при расчете вертикальных деформаций обоснована Н.М. Герсевановым. Однако такой подход справедлив в пределах таких нагрузок, при которых наблюдается линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Запроектированные согласно зависимости (8.29) фундаменты во многих случаях получаются неэкономичными из-за недоиспользования несущей способности грунтов, особенно песчаных, а также глинистых (твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции) даже в линейной стадии деформирования. В связи с этим СНиП 2.02.01—83* «Основания зданий и сооружений» рекомендует ограничивать среднее давление под подошвой фундамента расчетным сопротивлением грунта основания R , что позволяет рассчитывать осадки фундаментов по линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Таким образом, при расчете оснований по деформациям необходимо, чтобы удовлетворялось условие

$$P \leq R, \quad (8.37)$$

где P — среднее давление по подошве фундамента;

R — расчетное сопротивление грунта основания.

СНиП 2.02.01—83* рекомендует следующую формулу для определения расчетного сопротивления грунта основания:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (8.38)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемые по табл. 8.3;

k — коэффициент надежности, принимаемый при определении прочностных характеристик грунта непосредственными испытаниями, $k = 1,0$; при использовании табличных расчетных значений грунтов $k = 1,1$;

k_z — коэффициент, принимаемый равным при ширине подошвы фундамента $b \leq 10$ м, $k_z = 1,0$; при $b \geq 10$ м — $k_z = Z_0/b + 0,2$ (здесь $Z_0 = 8$ м);

M_{γ} ; M_q ; M_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения несущего слоя грунта (см. формулы (8.30), принимаемые по табл. 8.4;

b — ширина подошвы фундамента, м;

Таблица 8.3

Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения (отсека) к его высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
– маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
– насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 \leq J_L < 0,5$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания. 1. Конструкции сооружений с жесткой конструктивной схемой приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований.
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой γ_{c2} принимается равным 1.
3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 8.4

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

φ	M_γ	M_q	M_c	φ	M_γ	M_q	M_c
	0,00	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,80	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,94	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

γ_{II} и γ'_{II} — осредненный расчетный удельный вес грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента и в пределах глубины заложения фундамента, кН/м^3 (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);

d_1 — глубина заложения фундамента от пола подвала; при отсутствии пола подвала — от планировочной поверхности, м;

d_b — глубина подвала, считая от планировочной отметки, но не более 2 м (при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$);

c_{II} — расчетное значение удельного сцепления несущего слоя грунта, кПа (индекс II означает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний).

Формула (8.38) базируется на решении Н.П. Пузыревского, позволяющем определить давление на основание, при котором в массиве под краями фундамента образуются зоны предельного равновесия. Тем не менее формула (8.38) отличается по своей структуре от решения Н.П. Пузыревского дополнительными коэффициентами (γ_{c1} и γ_{c2}), которые повышают надежность рас-

четов и позволяют учесть соответственно влияние прочностных и деформационных свойств грунтов на формирование зон предельного равновесия под подошвой фундамента и жесткости возводимого сооружения. Введенный в формулу (8.38) дополнительный член, равный $(M_q - 1)$, позволяет учесть действие бытовой пригрузки грунта. При разработке котлована в известной мере сохраняется напряженное состояние грунта, обусловленное действием бытового давления грунта. При этом увеличивается предельное давление, при котором зоны местного нарушения под краем фундамента достигают величины, равной 0,25 ширины фундамента. Однако остаточное напряженное состояние зависит от глубины вскрываемого котлована и его ширины. Тогда с увеличением глубины котлована, т.е. с возрастанием бытовой нагрузки, в рассматриваемом слое будет большее остаточное давление.

Согласно формуле (8.38) расчетное сопротивление грунта основания определяется для несущего слоя, где залегает подошва фундамента. Иногда на глубине Z под несущим слоем залегает менее прочный грунт (рис. 8.8), в котором могут развиваться пластические деформации. В этом случае рекомендуется проверять напряжения, передаваемые на кровлю слабого грунта по условию

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (8.39)$$

где σ_{zp} — дополнительное вертикальное напряжение;

σ_{zg} — напряжение от собственного веса грунта;

R_z — расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого грунта z .

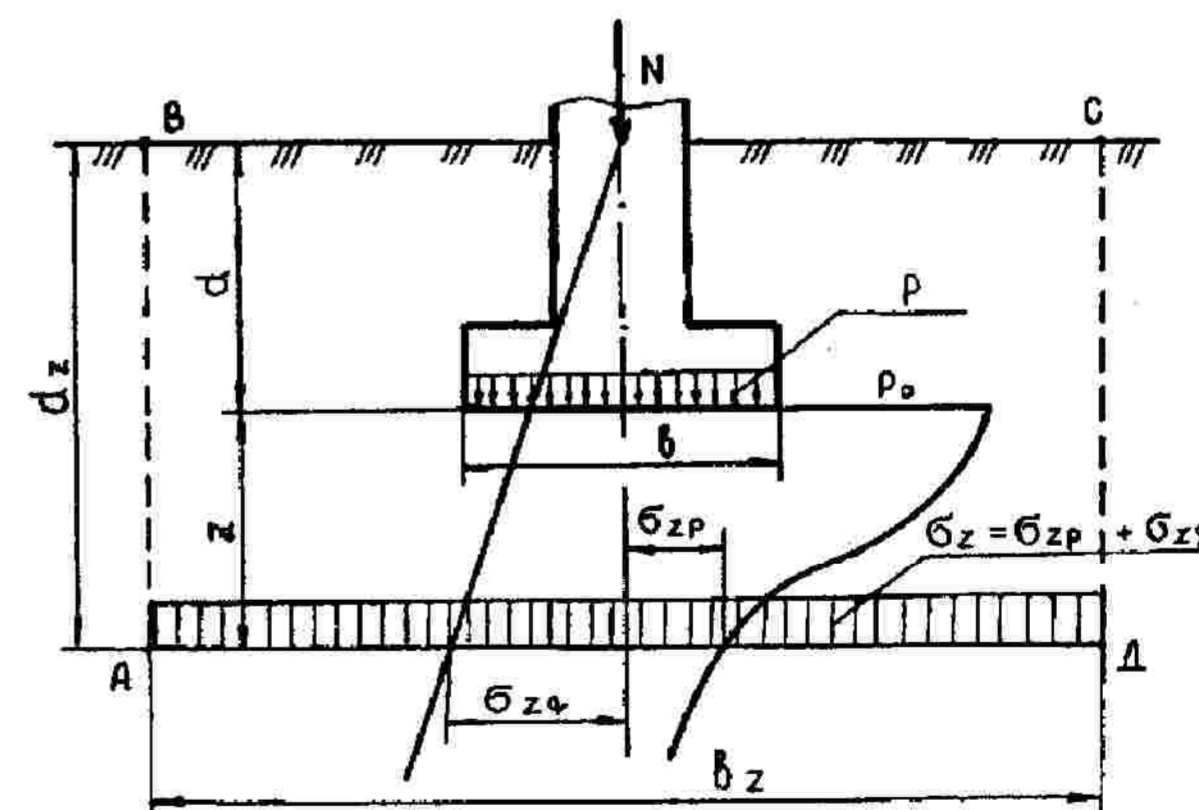


Рис. 8.8. Схема условного фундамента

Величина R_z определяется по формуле (8.38), при этом коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} и надежности k , а также M_γ , M_q , M_c находят применительно к слою слабого грунта.

Значения b_z и d_z определяют для условного фундамента $ABCD$, опирающегося на слабый грунт.

В этом случае принимают, что σ_{zp} действует по подошве условного фундамента $ABCD$ (см. рис. 8.8), тогда площадь его подошвы

$$A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}, \quad (8.40)$$

где N — нагрузка, передаваемая на обрешку фундамента.

Зная площадь подошвы условного фундамента, можно определить его ширину по формуле

$$A_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (8.41)$$

где $a = (l - b)/2$ (l и b — размеры проектируемого фундамента).

Определив по формуле (8.38) величину R_z , проверяют условие (8.39). При его удовлетворении зоны сдвигов не играют существенной роли в величине развивающейся осадки. В противном случае необходимо принять большие размеры подошвы фундамента, при которых условие (8.39) удовлетворяется.

Для назначения предварительных размеров фундаментов зданий и сооружений используются условные расчетные сопротивления грунтов основания R_0 , которые приведены в табл. 8.5—8.8.

Таблица 8.5

Условные расчетные сопротивления крупнообломочных грунтов

Грунты	Условное расчетное сопротивление R_0 , кПа
Галечниковый (щебенистый): с песчаным заполнителем	600
С глинистым заполнителем при показателе текучести: $J_L \leq 0,5$	450
$0,5 < J_L \leq 0,75$	400
Гравийный (дресвяный): с песчаным заполнителем	500
С глинистым заполнителем при показателе текучести: $J_L \leq 0,5$	400
$0,5 < J_L \leq 0,75$	350

Таблица 8.6

Условное расчетное сопротивление песчаных грунтов

Пески	R_0 , для песков	
	плотных	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 8.7

Условные расчетные сопротивления глинистых (непросадочных) грунтов

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$J_L = 0$	$J_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,0	250	100

Таблица 8.8

Условные расчетные сопротивления просадочных грунтов

Грунты	R_0 , кПа для грунтов			
	природного сложения с плоскостью в сухом состоянии		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	ρ_d , т/м ³			
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	<u>300</u>	<u>350</u>	200	250
	150	180		
Суглинки	<u>350</u>	<u>400</u>	250	300
	180	200		

Примечание. Значения R_0 в числителе относятся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$, а в знаменателе — к просадочным грунтам $S_r \geq 0,8$.

Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и J_L значение R_0 определяется двойной интерполяцией, поэтому можно воспользоваться формулой

$$R_0 = \frac{e_2 - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - J_L) R_{0(1;0)} + J_L R_{0(1;1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - J_L) R_{0(2;0)} + J_L R_{0(2;1)}], \quad (8.42)$$

где e — вычисленный для данного грунта коэффициент пористости;

e_1, e_2 — соответственно большее и меньшее значение к вычисленному e , табличные значения (см. табл. 8.7);

J_L — вычисленное для данного глинистого грунта значение показателя текучести;

$R_{0(1;0)}$; $R_{0(1;1)}$ — табличные значения условного расчетного сопротивления (см. табл. 8.7), соответствующие коэффициенту пористости e_1 , а также табличным значениям $J_L = 0$ и $J_L = 1,0$;

$R_{0(2;0)}$; $R_{0(2;1)}$ — то же, соответствующие коэффициенту пористости e_2 .

Согласно СНиП 2.02.01—83* эти значения R_0 (см. табл. 8.5—8.8) относятся к фундаментам шириной $b_0 = 1$ м и глубиной заложения $d_0 = 2$ м. В случае использования этих табличных значений R_0 для определения окончательных размеров фундаментов расчетное сопротивление грунта основания R_0 определяется по формулам:

при $d \geq 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_0}{b_0} \right) \right] \frac{d + d_0}{2d_0}; \quad (8.43)$$

при $d < 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_0}{b_0} \right) \right] + k_2 \gamma'_H (d - d_0), \quad (8.44)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий влияние ширины фундамента и принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов, кроме пылеватых песков, равным 0,125, для остальных грунтов — 0,05;

b и d — соответственно ширина и глубина заложения фундамента;

γ'_H — осредненный расчетный удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

k_2 — коэффициент, учитывающий влияние глубины заложения фундамента и принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов равным 0,25, супесей и суглинков — 0,2 и глин — 0,15.

Пример 8.2. Определить условное расчетное сопротивление песка мелкого, если известно: природная влажность $\omega = 0,07$; природная плотность $\rho = 1,87$ т/м³, плотность твердых частиц $\rho_s = 2,67$ т/м³.

Решение. Определяем состояние песка мелкого по плотности сложения, для чего находим коэффициент пористости по формуле (3.13):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,67}{1,87} (1 + 0,07) - 1 = 0,53.$$

Зная значение e , по табл. 3.3 находим, что песок мелкий, плотный.

Определяем наименование песка по влажности, для чего предварительно по формуле (3.16) определяем степень влажности:

$$S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_\omega} = \frac{0,07 \cdot 2,67}{0,53 \cdot 1,0} = 0,35.$$

Так как $S_r = 0,35$ попадает в диапазон $0 < S_r \leq 0,35$, то песок маловлажный.

На основе предварительных расчетов и пользуясь табл. 8.6, находим $R_0 = 400$ кПа.

Пример 8.3. Определить условное расчетное сопротивление глинистого грунта, если известно: природная влажность $\omega = 0,16$; влажность на границе текучести $\omega_L = 0,30$; влажность на границе раскатывания $\omega_p = 0,14$; природная плотность $\rho = 1,82$ т/м³; плотность твердых частиц $\rho_s = 2,72$ т/м³.

Решение. Определяем число пластичности по формуле (3.18):

$$J_p = \omega_L - \omega_p = 0,30 - 0,14 = 0,16.$$

Находим, что грунт — суглинок, так как $J_p = 0,16$ попадает в диапазон $0,07 < J_p \leq 0,17$.

Определяем показатель текучести по формуле (3.19):

$$J_L = \frac{\omega - \omega_p}{J_p} = \frac{0,16 - 0,14}{0,16} = 0,13.$$

По табл. (3.6) находим, что грунт полутвердый, так как значение $J_p = 0,13$ попадает в диапазон $0 \leq J_L \leq 0,25$.

Вычисляем коэффициент пористости по формуле (3.13):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,72}{1,82} (1 + 0,16) - 1 = 0,73.$$

Для определения значения R_0 для суглинка воспользуемся формулой

(8.42) и сведениями табл. 8.7. Для суглинка, имеющего коэффициент пористости $e = 0,73$, выпишем пограничные значения:

$$e_1 = 0,7; R_{0(1;0)} = 250 \text{ кПа}; R_{0(1;1)} = 180 \text{ кПа};$$

$$e_2 = 1,0; R_{0(2;0)} = 200 \text{ кПа}; R_{0(2;1)} = 100 \text{ кПа}.$$

Тогда

$$R_0 = \frac{1,0 - 0,73}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,13)250 + 0,13 \cdot 180] + \\ + \frac{0,73 - 0,7}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,13)200 + 0,13 \cdot 100] = 235,5 \text{ кПа}.$$

Пример 8.4. Определить расчетное сопротивление грунта основания песка мелкого с коэффициентом пористости $e = 0,58$ и природной плотностью $\rho = 1,75 \text{ т/м}^3$. Глубина заложения фундамента $d = 1,8 \text{ м}$, ширина подошвы $b = 1,6 \text{ м}$.

Решение. Расчетное сопротивление грунта основания определяется по формуле (8.38). Для этого в начале находим по табл. 8.3 коэффициенты $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,3$. Коэффициент надежности $k = 1,1$, так как прочностные характеристики грунта используем табличные.

Для песка мелкого по табл. 1.14 путем интерполяции находим

$$C_n = 3,4 \text{ кПа}, \varphi_n = 35^\circ, \text{ тогда } C_{II} = \frac{C_n}{\gamma_g} = \frac{3,4}{1} = 3,4 \text{ кПа}; \varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{35}{1} = 35^\circ.$$

По табл. 8.4 для $\varphi_{II} = 35^\circ$ находим $M_\gamma = 1,68$; $M_q = 7,71$; $M_c = 9,58$.

Коэффициент k_z в формуле (8.38) принимаем равным 1, так как $b < 10 \text{ м}$.

Согласно исходным данным грунт, залегающий ниже и выше подошвы фундамента однородный, тогда получим

$$\gamma_{II} = \gamma'_{II} = \rho \cdot g = 1,75 \cdot 9,81 = 17,17 \text{ кН/м}^3.$$

Учитывая, что здание без подвала, формулу (8.38) можно записать в следующем виде:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c C_{II}) = \\ = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 17,17 + 7,71 \cdot 1,8 \cdot 17,17 + 9,58 \cdot 3,4) = 488,2 \text{ кПа}.$$

Пример 8.5. Определить расчетное сопротивление основания глинистого

грунта со следующими характеристиками: природная влажность $\omega = 0,22$; влажность на границе текучести $\omega_L = 0,33$; влажность на границе раскатывания $\omega_P = 0,20$; природная плотность $\rho = 1,82 \text{ т/м}^3$ и плотность твердых частиц $\rho_s = 2,72 \text{ т/м}^3$. Фундамент глубиной заложения $d = 1,5 \text{ м}$ и размерами подошвы $2,2 \times 2,2 \text{ м}$.

Решение. Определяем наименование глинистого грунта основания. По формулам (3.18) и (3.19) вычисляем число пластичности

$$J_p = \omega_L - \omega_P = 0,33 - 0,20 = 0,13$$

и показатель текучести

$$J_L = \frac{\omega - \omega_P}{J_p} = \frac{0,22 - 0,20}{0,13} = 0,15,$$

а затем по таблицам ГОСТ 25100—95 находим — суглинок твердый.

Коэффициент пористости определяем по формуле (3.13):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,72}{1,82} (1 + 0,18) - 1 = 0,76.$$

По табл. 1.15 для суглинка с $J_L > 0,15$ и $e = 0,76$ находим $c_n = 24,7 \text{ кПа}$ и $\varphi_n = 23^\circ$. Затем по табл. 8.4 для $\varphi_{II} = \varphi_n = 23^\circ$ находим безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 0,69$, $M_q = 3,65$, $M_c = 6,24$.

Определяем для суглинка с $J_L > 0,15$ и L/H менее 1,5 по табл. 8.3 значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1,1$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т.е. косвенным путем, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

$$\text{Удельный вес } \gamma_{II} = \gamma'_{II} = \rho \cdot g = 1,82 \cdot 9,81 = 17,85 \text{ кН/м}^3.$$

Находим значение расчетного сопротивления грунта основания по формуле (8.38):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,69 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 17,85 + 3,65 \cdot 1,5 \cdot 17,85 + 6,24 \cdot 24,7) = 348,7 \text{ кПа}.$$

8.5. Анализ устойчивости сооружения (три вида сдвига)

При действии горизонтальных нагрузок на сооружение потеря устойчивости возникает в результате ее сдвига. Основой обеспечения устойчивости сооружения, системы «сооружение — основание» является условие

$$\sum_{i=1}^n F_{S,a} = F_h + E_a; \quad (8.48)$$

$$\sum_{i=1}^n F_{S,r} = (F_v - UA)f + A_{c_l} + E_p, \quad (8.49)$$

где F_h — горизонтальная составляющая нагрузки, действующей на основание в уровне подошвы фундамента;

E_a и E_p — равнодействующие активного и пассивного давления грунта на боковые грани фундамента. Определение этих величин будет рассмотрено в главе 10;

F_v — вертикальная составляющая нагрузки, действующей на основание в уровне подошвы фундамента;

U — взвешивающее давление воды на подошву фундамента при высоком значении уровня подземных вод;

A — площадь подошвы фундамента;

c_l — расчетное удельное сцепление грунта.

Коэффициент трения f зависит от шероховатости подошвы и вида грунта основания. Для фундаментов с повышенной шероховатостью подошвы:

$$f = \operatorname{tg} \varphi_l, \quad (8.50)$$

а для гладкой подошвы фундамента f принимается по табл. 8.10 в зависимости от вида грунта основания или подготовки.

Таблица 8.10

Коэффициент трения грунтов на поверхности сдвига

Вид грунта основания или подготовки	Значения f
Бетон или кладка из бетонных камней	0,70
Скальные грунты с неомываемой поверхностью	0,60
Гравийные и галечниковые грунты	0,50
Пески:	
маловлажные	0,50
влажные и водонасыщенные	0,45
Супеси:	
$J_L < 0,25$	0,50
$J_L \geq 0,25$	0,30
Суглинки:	
$J_L < 0,25$	0,40
$J_L \geq 0,25$	0,20
Глины:	
$J_L < 0,25$	0,30
$J_L \geq 0,25$	0,15
Скальные грунты с омываемой поверхностью (глинистые известняки, скальные и т.п.)	0,25

Согласно СНиП 2.02.02—85 расчет устойчивости по схеме плоского сдвига, т.е. без поворота, производится для сооружений, расположенных на основаниях песчаных, крупнообломочных, твердых и полутвердых, глинистых грунтов, если выполняется условие

$$N_\delta = \frac{\sigma_{\max}}{b \cdot \gamma_l} \leq N_0, \quad (8.51)$$

а для оснований, сложенных пластичными, туго- и мягкопластичными грунтами, кроме условия (8.51), должны выполняться следующие условия:

$$\operatorname{tg} \psi_l = \operatorname{tg} \varphi_l - \frac{c_l}{\sigma_m} \leq 0,45; \quad (8.52)$$

$$c_v^0 = \frac{k_f (1+e) t_0}{m_0 \cdot \gamma_w \cdot h_0^2} \geq 4. \quad (8.53)$$

В формулах (8.51)—(8.53):

N_δ — число моделирования;

σ_{\max} — максимальное нормальное напряжение под подошвой сооружения;

b — ширина подошвы фундамента;

γ_l — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды;

N_0 — безразмерный критерий $N_0 = 3$ для всех грунтов, кроме песков плотных, для которых $N_0 = 1$;

$\operatorname{tg} \psi_l$ — расчетное значение коэффициента сдвига;

σ_m — среднее напряжение по подошве сооружения;

c_v^0 — коэффициент степени консолидации;

t_0 — продолжительность возведения сооружения;

m_0 — коэффициент уплотнения грунта;

γ_w — удельный вес воды;

h_0 — расчетная толщина консолидируемого слоя, определяется по табл. 8.11.

Таблица 8.11

Толщина консолидируемого слоя

Тип основания	Расчетная формула
Однослойное, водоупор на глубине $h_1 \leq H_c$ (H_c — сжимаемая толща)	$H_0 = d_1 + 0,5(b - b_d)$ (b_d — ширина участков с дренажем)
Дренажирующий слой на глубине $h_1 \leq H_c$	$h_0 = 0,5h_1 + 0,5(b - b_d)$
Двухслойное с толщиной слоев h_1 и h_2 ($h_1 + h_2 \leq H_c$), $k_{p1} \approx k_{p2}$	$h_0 = (h_1 + h_2) + 0,5(b - b_d)$
То же, при дренажирующем слое на глубине $h_1 + h_2$	$h_0 = 0,5(h_1 + h_2) + 0,5(b + b_d)$

При инженерных расчетах удобно использовать коэффициент устойчивости k_s , который определяется как отношение удерживающих сил к сдвигающим. При $k_s < 1,0$ происходит сдвиг, т.е. прочность объекта не обеспечена; при $k_s = 1,0$ массив находится в состоянии критического (предельного) равновесия; при $k_s > 1,0$ система устойчива с определенным запасом.

Таким образом, коэффициент запаса устойчивости для случая плоского сдвига можно определить по формуле

$$k_s = \frac{\sum_{i=1}^n F_{S,r}}{\sum_{i=1}^n F_{S,a}} = \frac{(F_v - UA)f + Ac_1 + E_p}{F_h + E_a} \geq 1,2. \quad (8.54)$$

Смешанный сдвиг. По схеме смешанного сдвига выполняют расчет устойчивости сооружений на однородных основаниях, когда не выполняются условия (8.51)—(8.53).

Исследования также показывают, что при однородных грунтах сдвиг сооружения происходит частично в плоскости подошвы, частично по кривой скольжения. Рассмотрим, например, случай плоской задачи для напорного, массивного сооружения (рис. 8.10). На участке основания $A-B$ под частью b_2 сооружения происходит плоский сдвиг, а на участке $B-B-\Gamma-D$ под частью b_1 сооружения происходит сдвиг с выпором грунта. Сила предельного

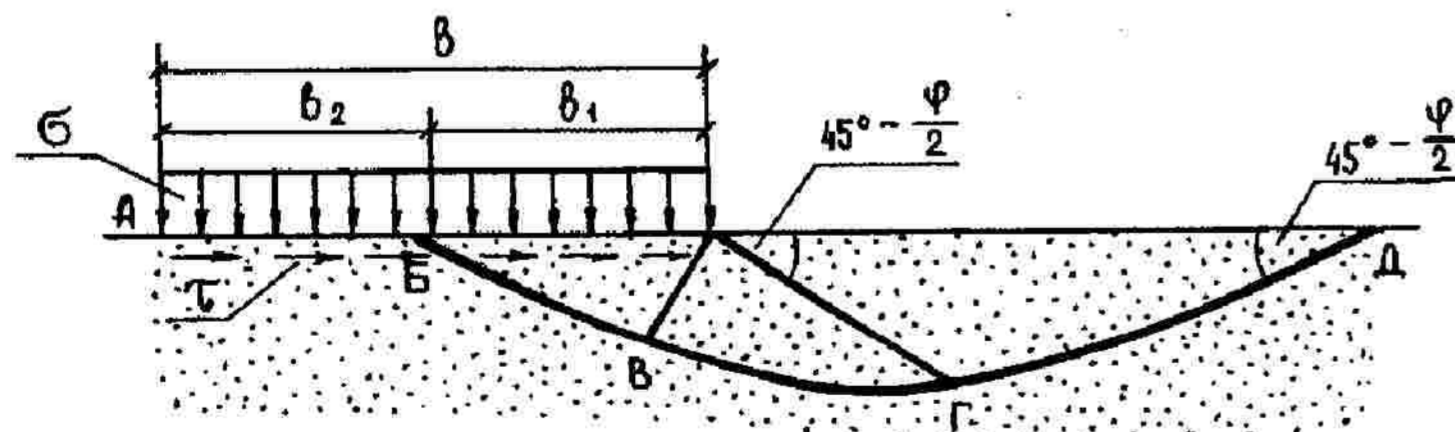


Рис. 8.10. Схема к расчету несущей способности основания при смешанном сдвиге:
 $A-B$ — участок плоского сдвига; $B-E$ — участок сдвига с выпором;
 $B-B-\Gamma-D-E$ — зона выпора

сопротивления при расчете устойчивости по схеме смешанного сдвига определяется по формуле

$$R_{com} = (\sigma_m \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l, \quad (8.55)$$

где σ_m , $\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 — то же, что в формулах (8.51)—(8.53);

b_1 и b_2 — расчетная ширина участков подошвы сооружения, на которых происходит соответственно сдвиг с выпором грунта и плоский сдвиг;

l — размер стороны (длина) прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярный к сдвигающей силе;

τ_{lim} — предельное касательное напряжение в грунте на участке сдвига с выпором.

Рекомендации по установлению размеров участков подошвы, на которых происходит сдвиг с выпором грунта и плоский сдвиг и по определению сопротивлений на них, подробно даны в СНиП 2.02.02—85.

Глубинный сдвиг. При неоднородном сложении основания, при расположении грунта на откосе, а также, если пригрузка с разных сторон не одинакова, возможна потеря устойчивости сооружения с частью массива грунта в пределах поверхности скольжения (рис. 8.11).

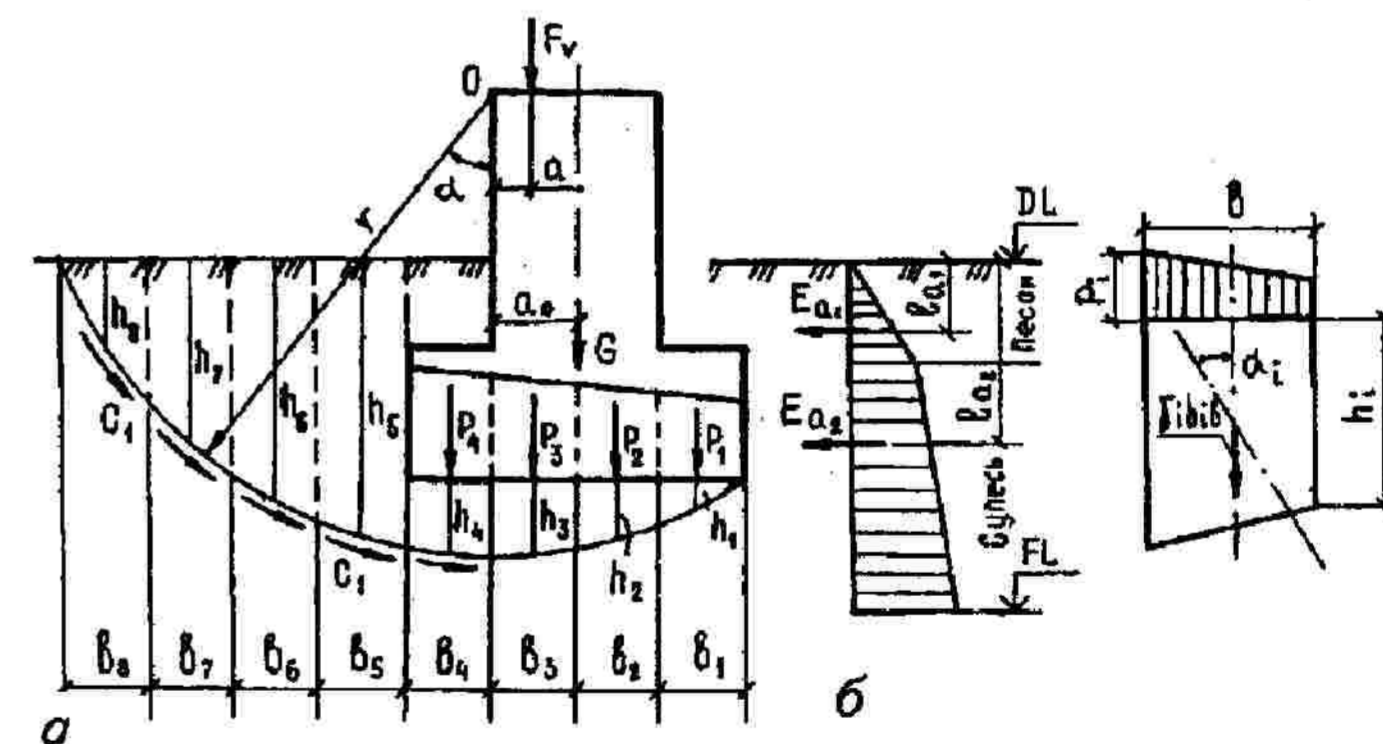


Рис. 8.11. Схема к расчету несущей способности основания по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения:
 a — расчетная схема; b — усилия, действующие на i -ю полосу

Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига производится:

- для всех сооружений, несущих вертикальные нагрузки;
- при невыполнении условий (8.51)—(8.53) для сооружений, несущих

вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на неоднородных основаниях.

Расчет устойчивости по схеме глубинного сдвига производится в предположении круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Для этого задаются центром вращения O , проводят след круглоцилиндрической поверхности скольжения радиусом r , выходящим из точки, лежащей на противоположном краю фундамента, и заканчивающимся в точке пересечения ее с основанием. Тогда, рассматривая относительно точки O отношение моментов удерживающих $\sum M_{S,r}$ и сдвигающих сил $\sum M_{S,a}$, получим коэффициент запаса устойчивости отсеченной части основания с сооружением

$$k_s = \frac{\sum M_{S,r}}{\sum M_{S,a}} \quad (8.56)$$

Значение коэффициента устойчивости для всех возможных поверхностей скольжения должно быть не менее 1,2.

Если аналогично методу плоского сдвига определить удерживающие и опрокидывающие силы для ленточного фундамента, в которой моменты даны на 1 м длины фундамента, то формула (8.56) примет вид (см. рис. 8.11):

$$k_s = \frac{r \left[\sum_{i=1}^n b_i (P_i + \gamma_{ii} h_i) \operatorname{tg} \varphi_{ii} \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^n \frac{b_i c_{ii}}{\cos \alpha_i} \right]}{\sum_{i=1}^n E_{aj} l_{aj} + F_v a + G a_o + r \sum_{i=1}^n \gamma_{ii} h_i b_i \sin \alpha} \quad (8.57)$$

где r — радиус поверхности скольжения;

b_i и h_i — ширина и высота i -й полосы грунта;

P_i — средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давления на грунт от сооружения без учета противодействия воды;

γ_{ii} — расчетное значение удельного веса грунта в пределах i -й полосы грунта, принимаемое с учетом взвешивающего действия воды;

φ_{ii} и c_{ii} — угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта по площадке скольжения в пределах i -й полосы;

α_i — угол между вертикалью и нормалью к i -й площадке скольжения;

E_{aj} и l_{aj} — равнодействующая и плечо сил активного давления;

F_v и a — равнодействующая и плечо силы, которой нагружен фундамент;

G и a_o — вес фундамента и соответствующее плечо.

8.6. Несущая способность основания

Несущая способность грунтов оснований оценивается совместно с фундаментами и наземными конструкциями.

Целью расчетов по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Нарушение нормальной эксплуатации сооружений может произойти не только из-за накопления чрезмерных осадок, но также вследствие нарушения прочности основания при действии на фундамент значительных вертикальных и горизонтальных нагрузок. Таким образом, предельная нагрузка, которую способен выдержать грунт без разрушения, называется *несущей способностью грунта*.

На несущую способность основания влияют следующие факторы (по М.В. Малышеву, 1994):

- вид нагрузки — вертикальная или наклонная, с горизонтальной составляющей;
- эксцентриситет приложения внешней нагрузки относительно центра тяжести площади подошвы фундамента;
- размеры подошвы фундамента;
- форма подошвы фундамента — прямоугольник, квадрат, круг, ленточный фундамент;
- заглубление фундамента в грунт относительно дневной поверхности;
- горизонтальность или уклон по отношению к горизонту плоскости подошвы фундамента (для фундаментов, воспринимающих сдвигающее усилие);
- горизонтальность или уклон по отношению к горизонту дневной поверхности основания вокруг фундамента в пределах области, в которой возможно выпирание грунта из-под фундамента;
- однородность грунтов основания, наличие горизонта подземных вод;
- темп нагружения и другие факторы.

Согласно СНиП 2.02.01—83* несущая способность основания считается обеспеченной при выполнении условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n} \quad (8.58)$$

где F — равнодействующая расчетной нагрузки на основание;

γ_c — коэффициент условий работы, принимается по табл. 8.12;

F_u — сила предельного сопротивления (равнодействующая предельной нагрузки) основания;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимается равным 1,2; 1,15; 1,10 для сооружений I, II и III классов соответственно.

Таблица 8.12

Значения коэффициента условий работы (СНиП 2.02.01—83*)

Вид грунта	γ_c
Пески пылеватые, глинистые грунты в стабилизированном состоянии	0,9
Пески (кроме пылеватых)	1,0
Глинистые грунты в нестабилизированном состоянии	0,85
Скальный грунт:	
невыветренный и слабоветренный	1,0
выветренный	0,9
сильновыветренный	0,8

Расчет оснований по несущей способности производится в следующих случаях (по СНиП 2.02.01—83*):

- на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки, в том числе систематические (дымовые трубы, башни, подпорные стены, устои и т.п.) (рис. 8.12,а,б);

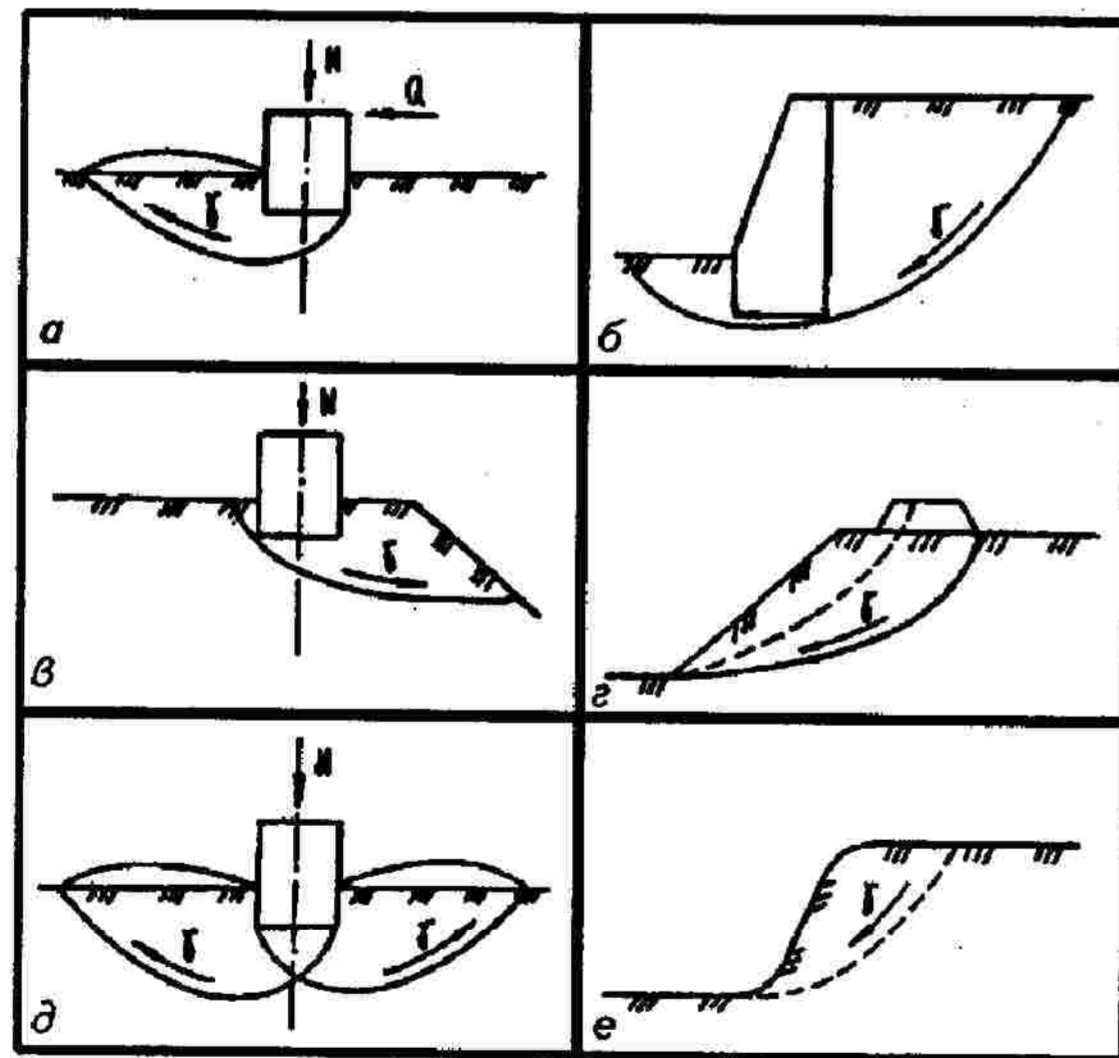


Рис. 8.12. Случаи, при которых необходим расчет грунтов по несущей способности:

а — дымовые трубы, башни; б — подпорные стены; в — здания или сооружения на откосе; г — вблизи откоса; д — неглубокое заложение; е — потеря устойчивости; γ — поверхность скольжения грунта при потере устойчивости

- сооружение расположено на откосе или вблизи откоса (рис. 8.12,в,г);
- основание сложено водонасыщенными глинистыми грунтами при степени влажности $S_r \geq 0,5$ (рис. 8.12,д);
- при действии на фундамент выдерживающей нагрузкой;
- основание сложено скальными грунтами;
- при проверке устойчивости естественных склонов (см. рис. 8.12,е).

В настоящее время для определения вертикальной составляющей N_u силы предельного сопротивления (несущей способности) основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, используют обобщенную формулу

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma'_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c c_1), \quad (8.59)$$

где b' и l' — соответственно приведенные ширина и длина подошвы фундамента, вычисляемые по формулам

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l. \quad (8.60)$$

где e_b и e_l — эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок (рис. 8.13);

N_γ, N_q, N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 8.13 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикальной δ равнодействующей внешней нагрузки F на основание b уровня подошвы фундамента (рис. 8.14);

γ_1 и γ'_1 — расчетный удельный вес грунтов, залегающих в пределах призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод учитывается взвешивающее действие воды); d — глубина заложения фундамента, причем при неодинаковой вертикальной пригрузке с разных сторон фундамента значение d принимают соответствующим наименьшей пригрузке (см. рис. 8.14,а);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c — коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,15}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (8.61)$$

где $\eta = \frac{l}{b}$.

Если $\eta < 1$, то в формулах (8.61) η принимается равным 1; при $\eta > 5$ фундамент рассматривается как работающий в условиях плоской задачи, тогда $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$.

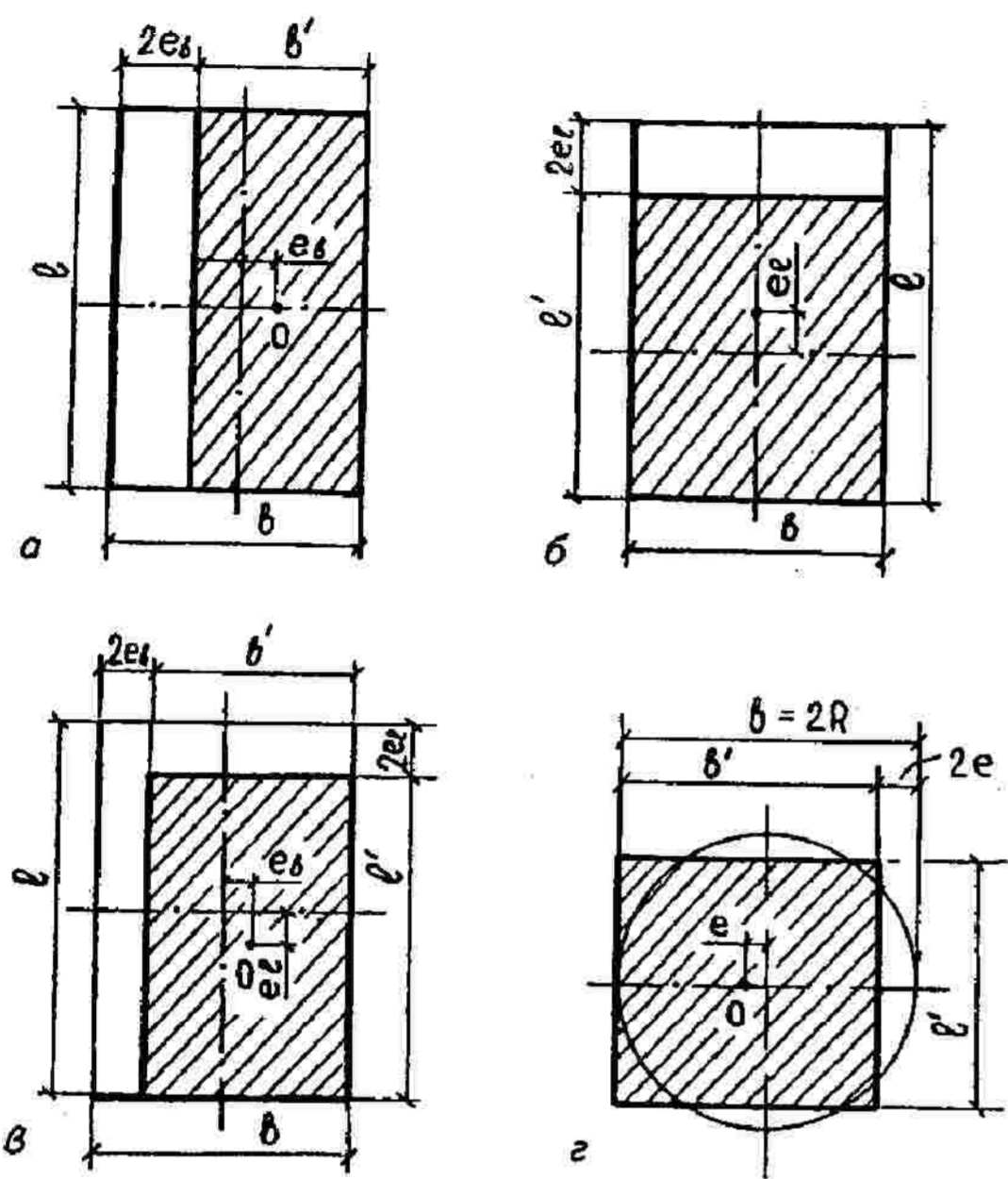


Рис. 8.13. Схема к определению приведенных размеров подошвы фундамента:

а — прямоугольный фундамент при действии момента в направлении меньшей стороны поперечной оси; б — то же, в направлении большей стороны (продольной оси); в — то же, в двух направлениях; г — круглый фундамент

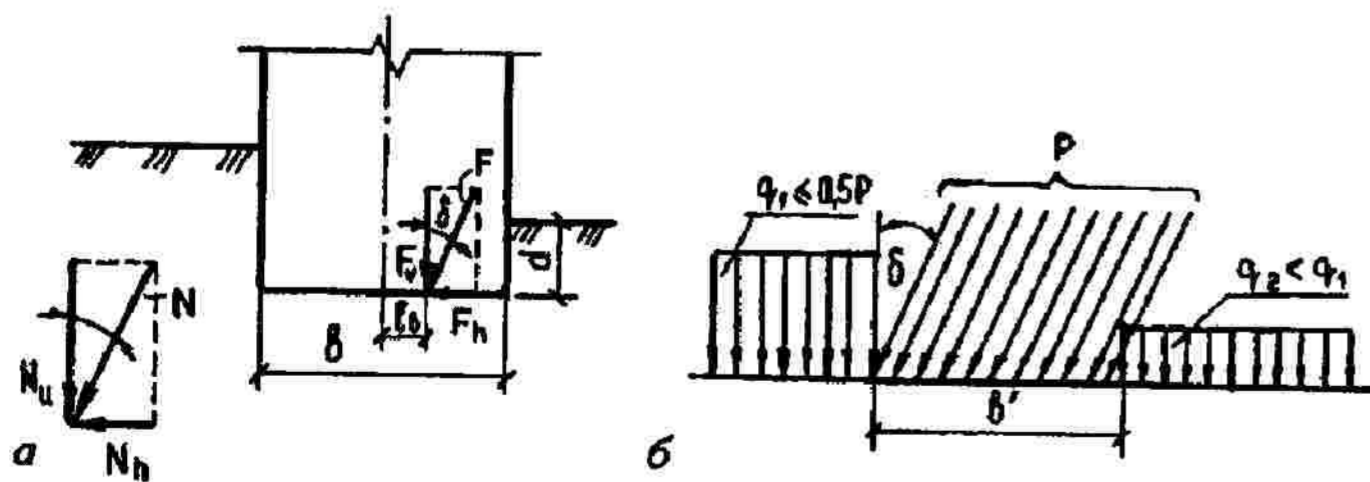


Рис. 8.14. Схема к расчету оснований по несущей способности

Таблица 8.13

Коэффициенты несущей способности N_{γ} , N_q , N_c

Угол внутреннего трения φ , град.	Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град.										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
0	N_{γ} 1,00	0,00									
5	N_{γ} 1,57	0,20	{ 0,05 1,26 2,93 }	$\delta' = 4,9^\circ$							
10	N_{γ} 2,47	0,60	0,42	{ 0,12 1,60 3,38 }	$\delta' = 9,8^\circ$						
15	N_{γ} 3,94	1,35	1,02	0,61	{ 0,21 2,06 3,94 }	$\delta' = 14,5^\circ$					
20	N_{γ} 6,40	2,88	2,18	1,47	0,82	{ 0,36 2,69 4,65 }	$\delta' = 18,9^\circ$				
25	N_{γ} 10,66	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	{ 0,58 3,60 5,58 }	$\delta' = 22,9^\circ$			
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58					
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68					

Окончание табл. 8.13

Угол внутреннего трения ϕ , град.	Коэффициент η	Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град.										
		0	5	10	15	20	25	30	35	40		
30	N_r N_q N_c	3 12,39 18,40 30,14	4 9,43 15,63 25,34	5 6,72 12,94 20,68	6 4,44 10,37 16,23	7 2,63 7,96 12,05	8 1,29 5,67 8,09	9 0,95 4,95 6,85	10 $\delta' = 26,5^\circ$	11		
35	N_r N_q N_c	3 27,50 33,30 46,12	4 20,58 27,86 38,36	5 14,63 22,77 31,09	6 9,79 18,12 24,45	7 6,08 13,94 18,48	8 3,38 10,24 13,19	9 1,60 7,04 8,63	10 $\delta' = 29,8^\circ$			
40	N_r N_q N_c	3 66,01 64,19 73,31	4 48,30 52,71 61,63	5 33,84 42,37 49,31	6 22,56 33,26 38,45	7 14,18 25,39 29,07	8 8,26 18,70 21,10	9 4,30 13,11 14,43	10 $\delta' = 32,7^\circ$			
45	N_r N_q N_c	3 177,61 134,87 133,87	4 126 108,2 107,2	5 86,20 85,16 84,66	6 56,50 65,58 64,58	7 32,26 49,26 48,26	8 20,73 35,93 34,93	9 11,26 25,24 24,24	10 5,45 16,82 15,82			

Примечания.

- Для промежуточных значений ϕ и δ коэффициенты определяются по интерполяции.
- В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки, исходя из условия $\tan \delta < \sin \phi$.

Угол наклона к вертикали δ равнодействующей нагрузки, прикладываемой к основанию (см. рис. 8.14), определяют из соотношения:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v}, \quad (8.62)$$

где F_h и F_v — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие нагрузки, действующей на основание в уровне подошвы фундамента.

Расчет оснований по формуле (8.59) допускается выполнять, если соблюдается условие (8.46). В случае невыполнения данного условия (8.46), необходимо производить расчет фундамента на сдвиг по подошве (см. разд. 8.5).

Для оснований, сложенных скальными грунтами, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления N_u вычисляется по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (8.63)$$

где R_c — расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта;

b' и l' — то же, что в формулах (8.59), (8.60).

Более подробно расчет по несущей способности при других условиях приведен в пособии к СНиП 2.02.01—83 (1986), Справочнике проектировщика (1985).

Пример 8.6. Рассчитать по несущей способности основание фундамента опоры акведука (сооружение II класса). Глубина заложения фундамента $d = 1,6$ м, размеры подошвы фундамента $l \times b = 2,4 \times 1,8$ м. Нагрузки на уровне подошвы фундамента $F_v = 880$ кН; $F_h = 140$ кН; $M = 160$ кН·м.

Характеристики грунта основания для расчета по несущей способности: удельный вес грунта $\gamma_t = 18,2$ кН/м³, удельное сцепление $C_t = 12$ кПа, угол внутреннего трения $\phi_t = 20^\circ$.

Решение. Определяем приведенные размеры фундамента по формуле (8.60), предварительно определив эксцентриситет:

$$e = \frac{M}{F_v} = \frac{160}{880} = 0,16 \text{ м.}$$

Тогда

$$l' = 2,4 - 2 \cdot 0,16 = 2,08 \text{ м; } b' = b = 1,8, \text{ так как } e_b = 0.$$

Определяем коэффициенты ξ_i по формулам (8.61):

$$\xi_y = 1 - \frac{0,25}{1,93} = 0,87; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{1,93} = 3,90; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{1,93} = 1,16,$$

где $\eta = \frac{l'}{b'} = \frac{2,08}{1,8} = 1,93$.

Далее определяем угол наклона равнодействующей по формуле (8.62):

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{140}{880} = 0,16;$$

$$\delta = 9^\circ.$$

Для $\varphi_1 = 20^\circ$ и $\delta = 9^\circ$ по табл. 8.13 путем интерполяции определяем коэффициенты несущей способности $N_\gamma = 1,61$; $N_q = 4,82$; $N_c = 10,52$.

Тогда вертикальная составляющая силы предельного сопротивления (несущей способности) по формуле (8.59):

$$N_u = 1,8 \cdot 2,08 (1,61 \cdot 0,87 \cdot 1,8 \cdot 18,2 + 4,82 \cdot 3,9 \cdot 18,2 \cdot 1,6 + 10,52 \cdot 1,16 \cdot 12) = 2769,5 \text{ кН.}$$

Для глинистых грунтов в стабилизированном состоянии по табл. 8.12 $\gamma_c = 0,9$, а для сооружений II класса — $\gamma_n = 1,15$. Тогда по формуле (8.58)

$$F = \sqrt{F_h^2 + F_v^2} = \sqrt{140^2 + 890^2} = 891 \text{ кН;}$$

$$891 < \frac{0,9 \cdot 2769,5}{1,15} = 2167,4.$$

Таким образом, основание устойчиво.

Контрольные вопросы

1. Дайте определение предельного равновесия грунта. Приведите основные уравнения теории предельного равновесия.
2. Какие существуют критические нагрузки на грунт?
3. Каким образом определяется начальное критическое давление на грунт основания?
4. Как найти предельное давление, соответствующее потере устойчивости основания?
5. Каким образом определяется расчетное сопротивление грунта по СНиП 2.02.01—83* и какова физическая сущность этой величины?
6. Приведите схемы сдвига сооружений.
7. Как производится расчет оснований по несущей способности в соответствии со СНиП 2.02.01—83*?

Устойчивость откосов

9.1. Основные виды нарушения устойчивости откосов

При разработке грунта, устройстве насыпей (дамбы, земляные плотины, дорожное полотно и т.д.) и выемок (котлованы, траншеи, каналы и т.п.) и в ряде других случаев возникает необходимость в устройстве откосов.

Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь.

Откосы нередко подвержены деформированию в виде обрушений (рис. 9.1, а), оползней (см. рис. 9.1, б, в, г), осыпаний и оплываний (см. рис. 9.1, д).

Обрушения имеют место при потере массивом грунта опоры у подножия откоса. Оползни и оползания характеризуются перемещением некоторого объема грунта. Осыпание происходит при превышении силами сдвига сопротивления несвязного грунта на незакрепленной поверхности. Оплыванием (сплывом) называется постепенная деформация нижней части обводненного откоса или склона без образования четких поверхностей скольжения.

Основными причинами потери устойчивости откосов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса;
- устранение естественной опоры массива грунта из-за разработки траншей, котлованов, подмыва откосов и т.д.;
- увеличение внешней нагрузки на откос, например, возведение сооружений или складирование материалов на откосе или вблизи него;
- снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении, что возможно при повышении уровня подземных вод;
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта;
- влияние взвешивающего действия воды на грунты в основании;

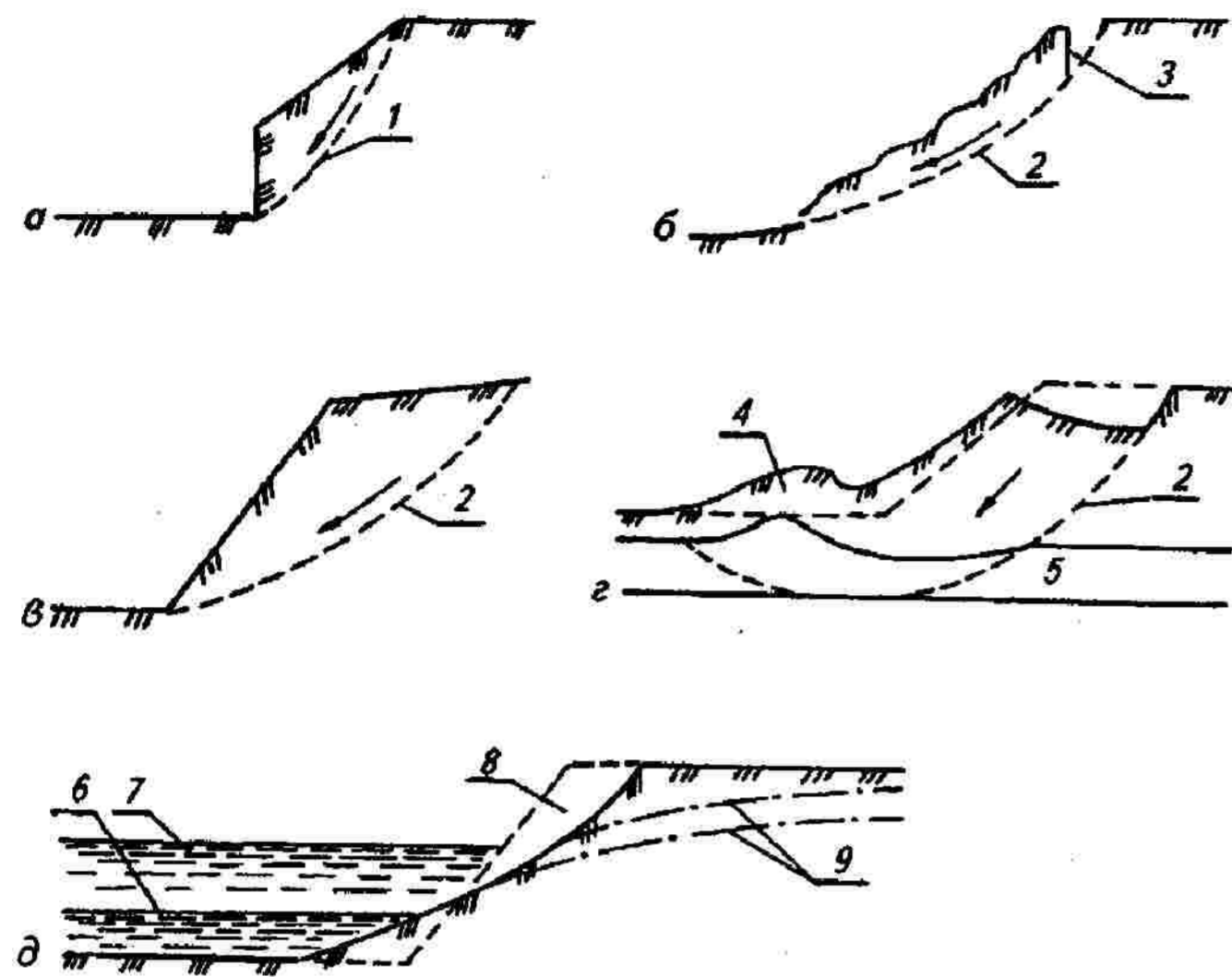


Рис. 9.1. Характерные виды деформаций откосов:

a — обрушение; *б* — сползание; *в* — оползень; *г* — оползень с выпором; *д* — оплывание; 1 — плоскость обрушения; 2 — плоскость скольжения; 3 — трещина растяжения; 4 — выпор грунта; 5 — слабый прослоек; 6, 7 — установившийся и первоначальный уровни воды; 8 — поверхность оплывания; 9 — кривые депрессии

- динамические воздействия (движение транспорта, забивка свай и т.п.), проявление гидродинамического давления и сейсмических сил.

Нарушение устойчивости откосов часто является результатом нескольких причин, поэтому при изысканиях и проектировании необходимо оценивать вероятные изменения условий существования грунтов в откосах в течение всего периода их эксплуатации.

Различают три основных типа разрушения откоса (рис. 9.2):

- разрушение передней части откоса (см. рис. 9.2, *a*). Для крутых склонов ($\alpha > 60^\circ$) характерно сползание с разрушением передней части откоса. Такое разрушение чаще всего возникает в вязких грунтах, обладающих адгезионной способностью и углом внутреннего трения;
- разрушение нижней части откоса (см. рис. 9.2, *б*). На сравнительно пологих откосах разрушение происходит таким образом, что поверхность

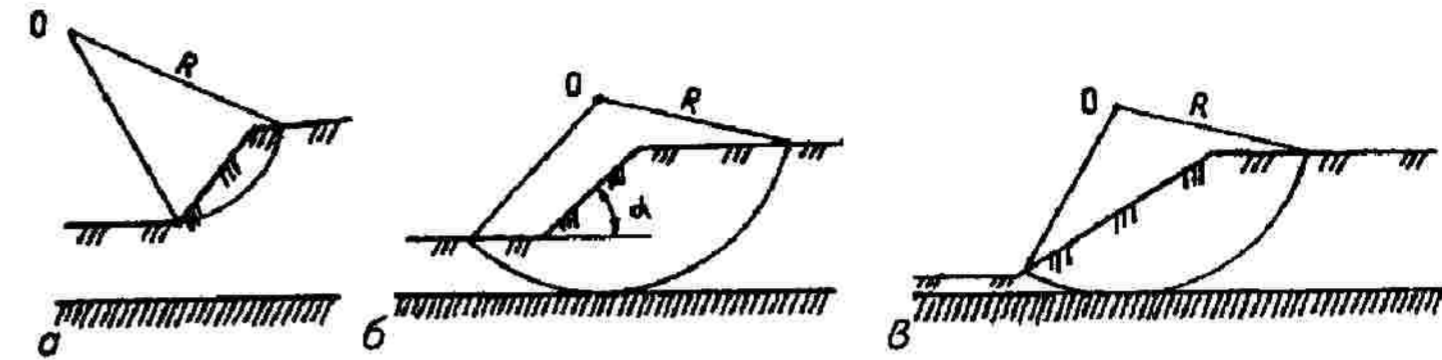


Рис. 9.2. Типы разрушения откосов:

a — разрушение передней части откоса; *б* — разрушение нижней части откоса; *в* — разрушение внутреннего участка откоса

скольжения соприкасается с глубоко расположенным твердым слоем. Такой тип разрушения чаще всего возникает в слабых глинистых грунтах, когда твердый слой расположен глубоко;

- разрушение внутреннего участка откоса (см. рис. 9.2, *в*). Разрушение происходит таким образом, что край поверхности скольжения проходит выше передней части откоса. Такое разрушение также возникает в глинистых грунтах, когда твердый слой находится сравнительно неглубоко.

Таким образом, основными причинами нарушения устойчивости земляных масс являются эрозионные процессы и нарушение равновесия. Эрозионные процессы в механике грунтов не рассматриваются, так как они более подробно рассмотрены в инженерной геологии.

9.2. Методы расчета устойчивости откосов

Основными элементами открытой разработки карьера, котлована или траншеи без крепления откосов является высота H и ширина l уступа, его форма, крутизна и угол естественного откоса α (рис. 9.3). Обрушение уступа происходит чаще всего по линии BC , расположенной под углом θ к горизонту. Объем ABC называется призмой обрушения. Призма обрушения удерживается в равновесии силами трения, приложенными в плоскости сдвига.

Нарушение устойчивости земляных масс часто сопровождается значительными разрушениями мостов, дорог, каналов, зданий и сооружений, расположенных на оползающих массивах. В результате нарушения прочности (устойчивости природного склона или искусственного откоса) формируются характерные элементы оползня (рис. 9.4).

Устойчивость откосов анализируется с помощью теории предельного

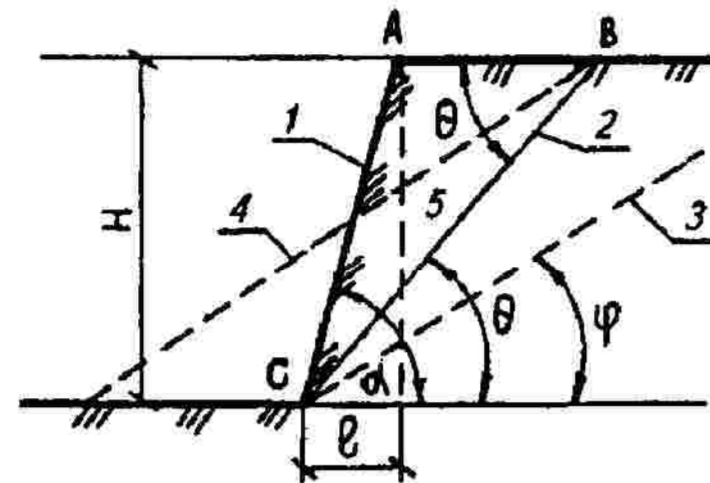


Рис. 9.3. Схема откоса грунта:

1 — откос; 2 — линия скольжения; 3 — линия, соответствующая углу внутреннего трения; 4 — возможное очертание откоса при обрушении; 5 — призма обрушения массива грунта

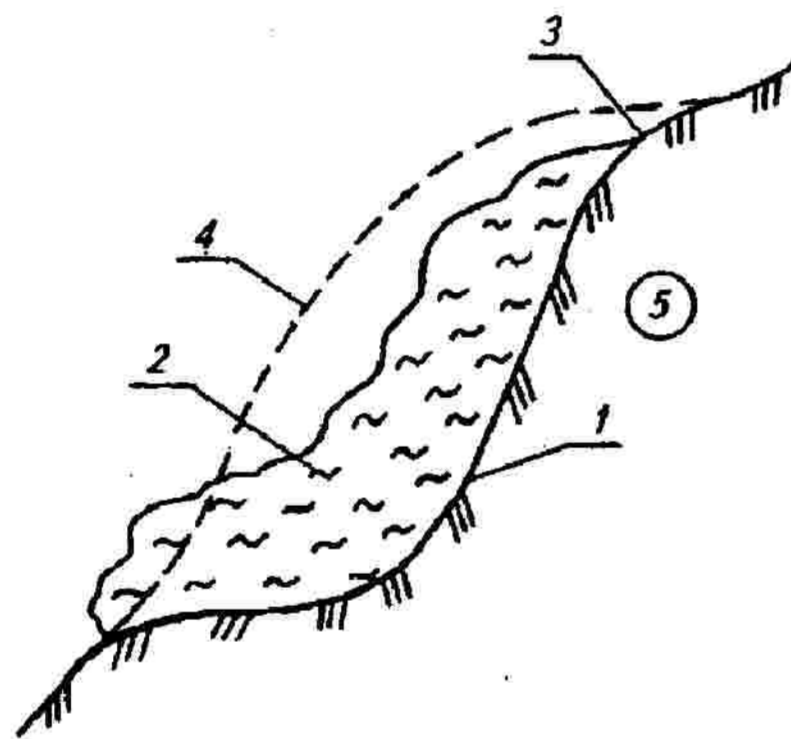


Рис. 9.4. Элементы оползня:

1 — поверхность скольжения; 2 — тело оползня; 3 — стенка срыва; 4 — положение склона до оползневого смещения; 5 — коренные породы склона

равновесия или путем рассмотрения призмы обрушения или сползания по потенциальной поверхности скольжения как твердого тела.

Устойчивость откоса в основном зависит от его высоты и вида грунта. Для установления некоторых понятий рассмотрим две элементарные задачи:

- устойчивость откоса идеально сыпучего грунта;
- устойчивость откоса идеально связного массива грунта.

Рассмотрим в первом случае устойчивость частиц идеально сыпучего

грунта, слагающего откос. Для этого составим уравнение равновесия твердой частицы M , которая лежит на поверхности откоса (рис. 9.5, а). Разложим вес этой частицы F на две составляющие: нормальную N к поверхности откоса AB и касательную T к ней. При этом сила T стремится сдвинуть частицу M к подножию откоса, но ей будет препятствовать противодействующая сила T' , которая пропорциональна нормальному давлению.

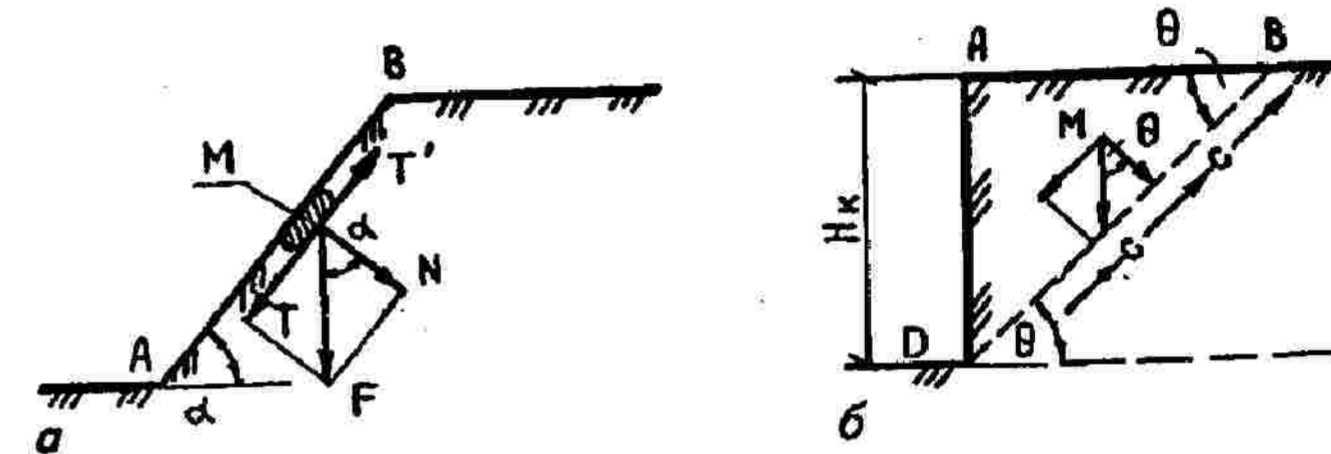


Рис. 9.5. Схема сил, действующих на частицу откоса:

а — сыпучий грунт; б — связный грунт

Тогда

$$N = F \cdot \cos \alpha; \quad T = F \cdot \sin \alpha; \quad (9.1)$$

$$T' = f \cdot N = f \cdot \cos \alpha = F \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (9.2)$$

где f — коэффициент трения частицы грунта по грунту, равный тангенсу угла внутреннего трения.

Составим уравнение проекции всех сил на наклонную грань откоса в условиях предельного равновесия:

$$F \cdot \sin \alpha - F \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha = 0. \quad (9.3)$$

Отсюда получим, что в этих условиях $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$, окончательно $\alpha = \varphi$.

Таким образом, предельный угол откоса сыпучего грунта равен углу внутреннего трения. Этот угол носит название угол естественного откоса, который рассмотрим ниже.

Рассмотрим устойчивость откоса AD высотой H_k для связного грунта (рис. 9.5, б). Нарушение равновесия при некоторой предельной высоте произойдет по плоской поверхности скольжения BD , наклоненной под углом θ к горизонту, так как наименьшей площадью такой поверхности между точками B и D будет обладать плоскость BD . По всей этой плоскости будут действовать силы удельного сцепления C .

Составим уравнение равновесия всех сил, действующих на оползневую призму ABD .

Принимая во внимание, что, согласно рис. 9.5,б, сторона призмы обрушения $AB = H_k \operatorname{ctg} \theta$, получим

$$F = \frac{\operatorname{ctg} \theta \cdot \gamma \cdot H_k^2}{2}, \quad (9.4)$$

где γ — удельный вес грунта.

Силами, сопротивляющимися скольжению, будут лишь силы удельного сцепления, которые распределяются по плоскости скольжения

$$BD = \frac{H_k}{\sin \theta}.$$

В верхней точке B призмы ABD давление будет равно нулю, а в нижней точке D максимальное, тогда по середине — половине удельного сцепления.

Составим уравнение проекции всех сил на плоскость скольжения и приравняем ее к нулю:

$$\frac{\gamma}{2} H_k^2 \cdot \operatorname{ctg} \theta \cdot \sin \theta - \frac{c H_k^2}{2} \sin \theta = 0, \quad (9.5)$$

откуда

$$c = \frac{\gamma H_k}{2} \sin 2\theta. \quad (9.6)$$

Полагая $\sin 2\theta = 1$ при $\theta = 45^\circ$, получим

$$H_k = \frac{2c}{\gamma}. \quad (9.7)$$

Из выражения (9.7) видно, что при высоте котлована (откоса) $H_k > 2c/\gamma$ произойдет обрушение массива грунта по некоторой плоскости скольжения под углом θ к горизонту (см. рис. 9.5,б).

Реальные грунты, как правило, обладают не только сцеплением, но и трением. В связи с этим проблема устойчивости откосов становится значительно сложнее, чем в рассмотренных случаях.

Поэтому на практике для решения задач в строгой постановке, большое распространение получил метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Строгие решения задач устойчивости откосов и склонов получены В.В. Соколовским, Н.Н. Масловым, И.С. Мухиным, А.И. Сраговичем и др.

Теория предельного равновесия грунтов, развитая В.В. Соколовским, позволяет решать задачи двух типов:

— задан угол наклона плоского откоса, определяется интенсивность

внешней нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта, ограниченного откосом массива;

— задана интенсивность нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта, ограниченного откосом массива, определяется форма равноустойчивого откоса, находящегося в предельном напряженном состоянии.

Задача первого типа, при однородных грунтах и плоском откосе (рис. 9.6) решена В.В. Соколовским в безразмерных величинах \bar{q} (табл. 9.1).

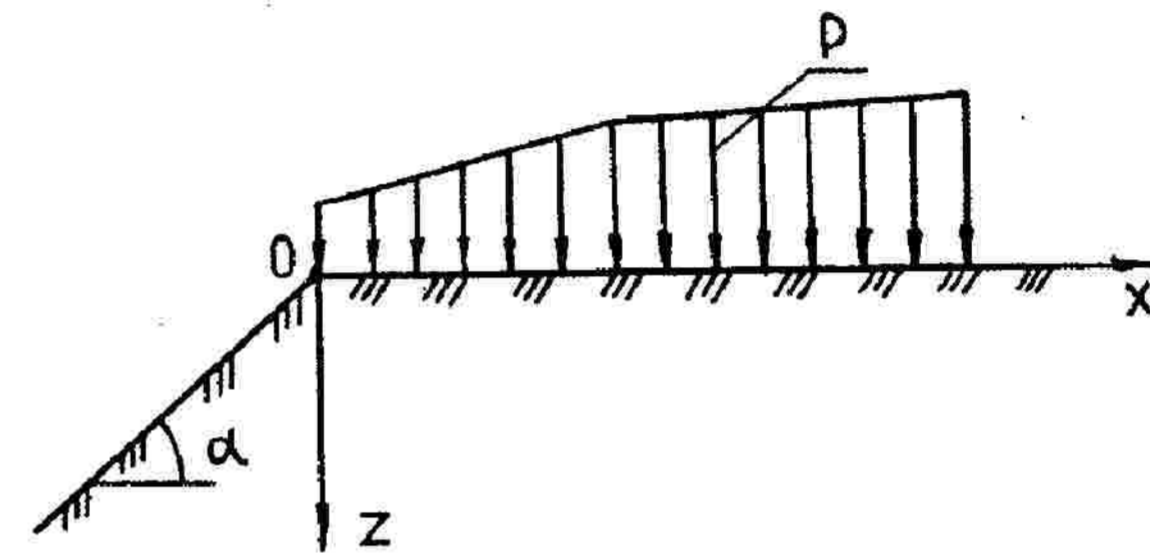


Рис. 9.6. Схема к расчету устойчивости плоского откоса по теории предельного равновесия

Таблица 9.1

Значения безразмерного коэффициента \bar{q}

X	При φ, град.											
	10		20		30		40					
	При α, град.											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,3	7,5	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,6	8,2	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126,0	81,1	50,9	31,0
2	10,8	8,9	25,4	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186,0	115,0	68,4	38,1
3	11,8	9,6	29,8	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243,0	148,0	84,9	44,4
4	12,8	10,2	34,0	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299,0	179,0	101,0	50,4
5	13,7	10,8	38,0	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354,0	211,0	117,0	56,2
6	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409,0	241,0	132,0	61,7

Исходными уравнениями для решения этой задачи являются:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = Z; \tag{9.8}$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = X; \tag{9.9}$$

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = (\sigma_z + \sigma_x + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi. \tag{9.10}$$

Выражения (9.8) и (9.9), как было выше сказано, представляют дифференциальные уравнения равновесия, а (9.10) — условие предельного равновесия.

Предельная нагрузка на верхней горизонтальной поверхности откоса, зная \bar{q} , определяется из выражения

$$P_u = \bar{q}c + c \operatorname{ctg} \varphi, \tag{9.11}$$

где \bar{q} — безразмерный коэффициент, зависящий от углов внутреннего трения φ , угла α и расстояния x от края откоса до рассматриваемой точки (см. табл. 9.1).

Задача второго типа для случаев, когда на верхней горизонтальной поверхности откоса распределена равномерная нагрузка (по В.В. Соколовскому):

$$P_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \tag{9.12}$$

и надо найти равноустойчивый откос.

Для случаев, когда $c \neq 0$ и $\varphi \neq 0$, с помощью численного интегрирования дифференциальных уравнений получены очертания равноустойчивых откосов в безразмерных коэффициентах, которые представлены на рис. 9.7.

Согласно рис. 9.7 для нахождения действующего очертания равноустойчивого откоса определяют X и Z :

$$X = \frac{\bar{X}c}{\gamma}; \quad Z = \frac{\bar{Z}c}{\gamma} \tag{9.13}$$

и строят равноустойчивый откос, начиная с его верхней кромки.

При угле внутреннего трения $\varphi = 0$ устойчивость откоса определяется силами сцепления:

$$c = \frac{Qr}{Rl}, \tag{9.14}$$

где c — удельная сила сцепления, обеспечивающая устойчивость откоса;

Q — масса призмы обрушения (рис. 9.8,а) равная $Q = \gamma h$;

h — высота откоса;

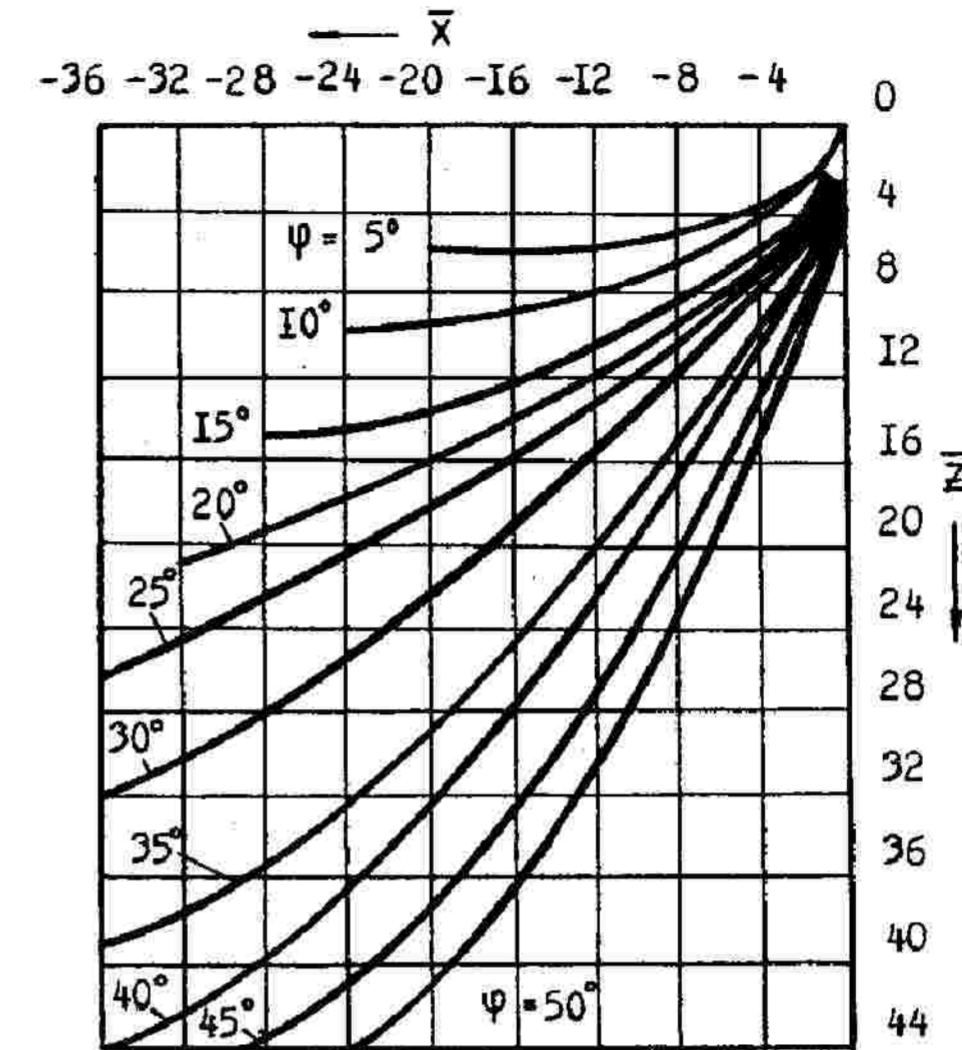


Рис. 9.7. Графики для построения равноустойчивых контуров откосов в безразмерных координатах

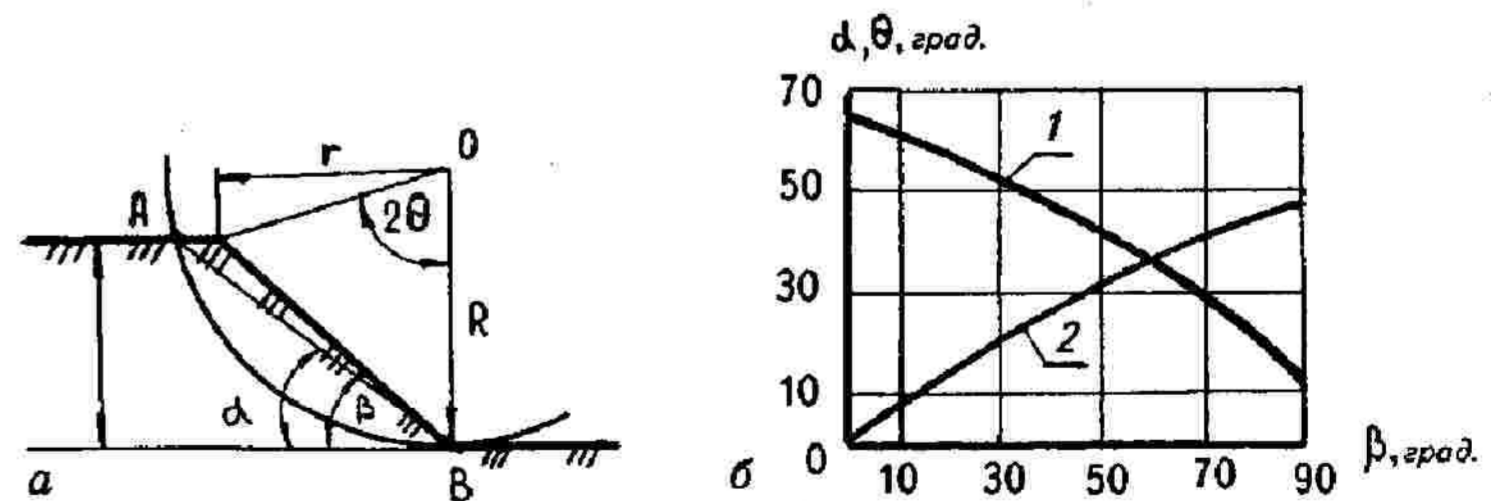


Рис. 9.8. Схемы к расчету устойчивости откоса: 1 — зависимость $\angle \alpha$ от $\angle \beta$; 2 — зависимость $\angle \theta$ от $\angle \beta$; γ — удельный вес оползающего грунта; r — плечо силы относительно центра O ; R — радиус поверхности скольжения; l — длина дуги поверхности скольжения.

γ — удельный вес оползающего грунта;
 r — плечо силы относительно центра O ;
 l — длина дуги поверхности скольжения.

Откос находится в устойчивом состоянии, если величина фактической силы сцепления c будет больше или равна критической c_{cv} или максимальной удельной силе сцепления:

$$c_{cv} = \frac{\gamma h}{f(\alpha, \beta, \theta)} = \frac{\gamma h}{k_s} \quad (9.15)$$

Вероятная поверхность скольжения пройдет через подошву откоса по такой дуге окружности, для которой требуется c_{cv} . При известном значении угла β значения углов α и θ и, следовательно, положение центра O определяют по графику Феллениуса (см. рис. 9.8, б).

Большое распространение на практике получил метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, сущность этого метода заключается в отыскании круглоцилиндрической поверхности скольжения с центром в некоторой точке O , проходящей через подошву откоса, для которой коэффициент устойчивости будет минимальным (рис. 9.9).

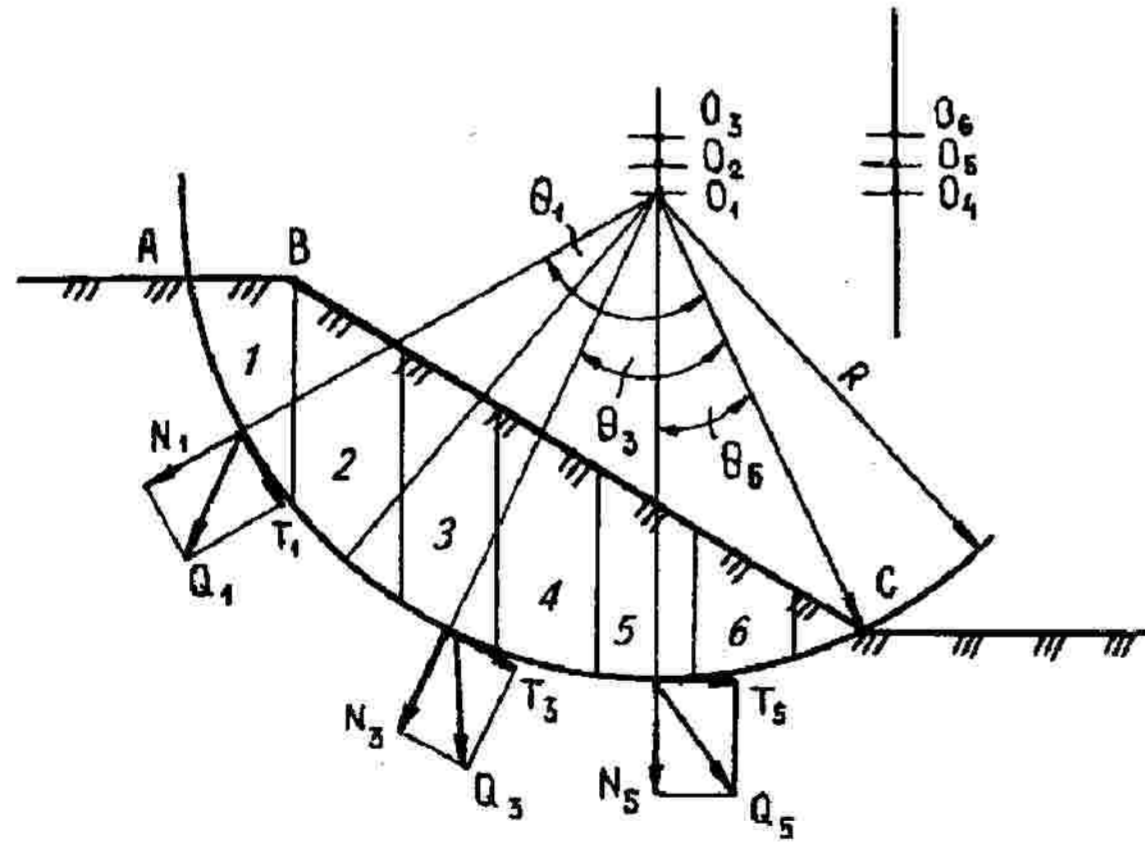


Рис. 9.9. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения

Расчет ведется для отсека, для чего оползающий клин ABC разбивается на n вертикальных отсеков. Делается предположение, что нормальные и

касательные напряжения, действующие по поверхности скольжения, в пределах каждого из отсеков оползающего клина определяются весом данного отсека Q_i и равны соответственно:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A_i} = \frac{Q_i \cos \varphi_i}{A_i}, \quad (9.16)$$

$$\tau_i = \frac{T_i}{A_i} = \frac{Q_i \sin \varphi_i}{A_i}. \quad (9.17)$$

Здесь

A_i — площадь поверхности скольжения в пределах i -го вертикального отсека, $A_i = l_i$;

l_i — длина дуги скольжения в плоскости чертежа (см. рис. 9.9).

Препятствующее оползанию откоса сопротивление сдвигу по рассматриваемой поверхности в предельном состоянии

$$\tau_u = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (9.18)$$

Из (9.16)—(9.18) следует выражение для силы сопротивления сдвигу в пределах i -го отсека:

$$Q_i = A_i(\tau_u)_i = A_i(\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_i + c) = N_i \operatorname{tg} \varphi_i + A_i c_i. \quad (9.19)$$

Устойчивость откоса можно оценить отношением моментов удерживающих $M_{s,l}$ и сдвигающих $M_{s,a}$ сил. Соответственно коэффициент запаса устойчивости определим по формуле

$$k_s = \frac{M_{s,l}}{M_{s,a}}. \quad (9.20)$$

Момент удерживающих сил относительно O представляет собой момент сил Q_i :

$$M_{s,l} = \sum_{i=1}^n Q_i R_i = R \sum_{i=1}^n (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + 1 \cdot c_i \cdot l_i). \quad (9.21)$$

Момент сдвигающих сил относительно точки O

$$M_{s,a} = \sum T_i R_i = R \sum_{i=1}^n Q_i \sin \theta_i. \quad (9.22)$$

Тогда формулу (9.19) можно записать в следующем виде:

$$k_s = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i \cos \theta_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + 1 \cdot c_i \cdot l_i)}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \theta_i}. \quad (9.23)$$

При наличии подземных вод учитывают фильтрационное давление, которое будет уменьшать устойчивость откоса. Фильтрационное давление определяют как нормальную составляющую:

$$N_f = A' \cdot \gamma_w; \quad (9.24)$$

для i -й призмы или отсека

$$N_{fi} = A'_i \cdot \rho_w,$$

где A' — площадь, занятая фильтрационным потоком в оползающей призме грунта, равная $A' = A'_1 + A'_2 + A'_3$ (рис. 9.10);

γ_w — удельный вес воды.

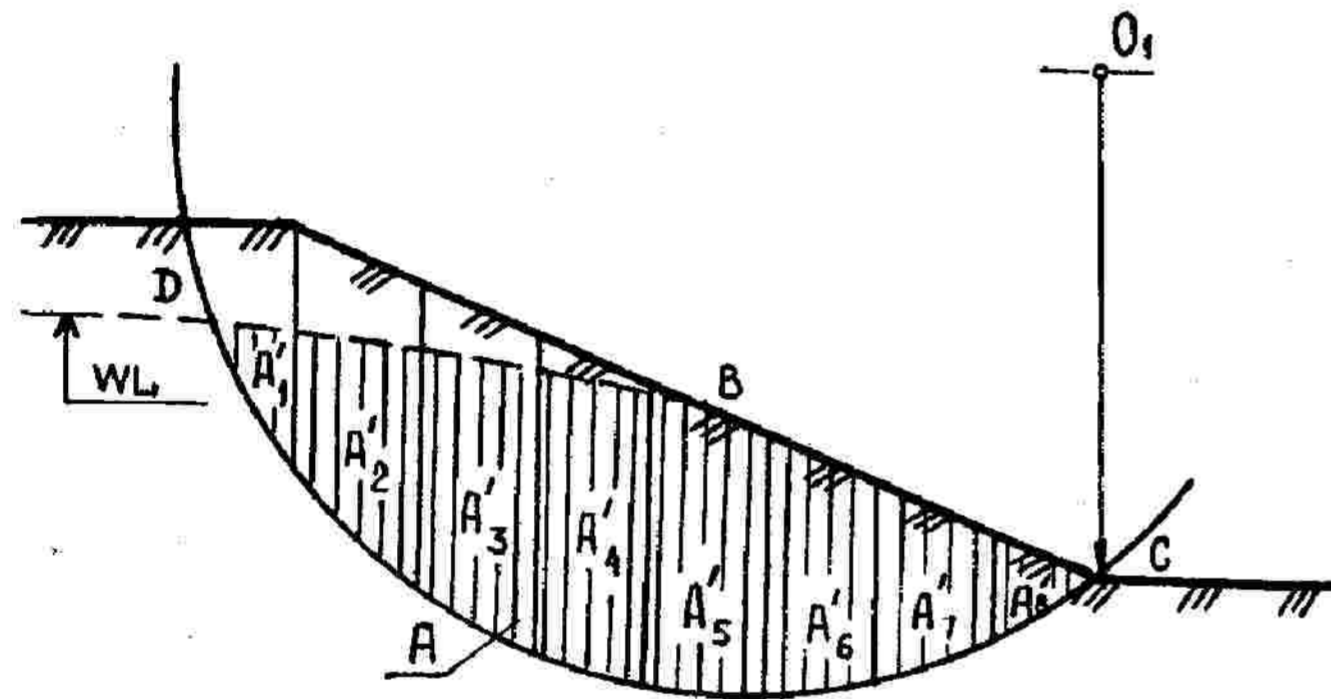


Рис. 9.10. Схема к определению площади, занятой фильтрационным потоком

Фильтрационное давление влияет только на нормальную составляющую формулы (9.23).

Устойчивость откоса согласно изложенной расчетной методике обеспечена, если $k_s > 1$. При проектировании сооружений коэффициент устойчивости назначают обычно в пределах 1,2—1,3.

Для решения практических задач установлен следующий порядок расчета. Из некоторого произвольного центра O_1 радиусом R через точку C проводят поверхность скольжения (см. рис. 9.9). Участок откоса, ограниченный дугой AC и ломаной линией откоса ABC , разбивают на ряд призм равной ширины, массу которых подсчитывают как площади соответствующих фигур, умноженных на удельный вес грунта. При наличии в откосе грунтов с

различным удельным весом строят фиктивный профиль с удельным весом, приведенным к одному из имеющихся.

Далее по формуле (9.23) определяют коэффициент устойчивости. После того повторяют построения и расчеты при цилиндрических поверхностях скольжения, проведенных из новых центров O_2, O_3 и т.д. до тех пор, пока не будет найдено минимальное значение k_s на первой вертикали. Аналогично проводят расчет, определяя минимальное значение коэффициента устойчивости для второй вертикали, строя круглоцилиндрические поверхности, проведенные из центров O_4, O_5, O_6 . Затем такие же расчеты повторяют для третьей, четвертой и т.д. вертикалей, пока не будет определен самый минимальный коэффициент устойчивости. Поверхность скольжения, имеющая наименьшую величину k_s , будет наиболее вероятной поверхностью скольжения грунтов склона.

Методика расчетов устойчивости откосов, в том числе в сложных инженерно-геологических условиях, подробно изложена в Справочнике проектировщика (1985) и другой справочной литературе.

9.3. Угол естественного откоса

Угол естественного откоса — это наибольший угол, который может быть образован откосом свободно насыпанного грунта в состоянии равновесия с горизонтальной плоскостью.

Угол естественного откоса зависит от гранулометрического состава и формы частиц. С уменьшением размера зерен угол естественного откоса становится положе.

В воздушно-сухом состоянии угол естественного откоса песчаного грунта равен $30\text{--}40^\circ$, под водой — $24\text{--}33^\circ$. Для грунтов, не обладающих сцеплением (сыпучих), угол естественного откоса не превышает угла внутреннего трения

$$\alpha \leq \varphi. \quad (9.25)$$

Для определения угла естественного откоса песчаного грунта в воздушно-сухом состоянии используют прибор УВТ (рис. 9.11, 9.12), под водой — ВИА (рис. 9.13).

Согласно рис. 9.12 при наклоне ящика песок осыпается и, разрыхляясь, образует откос с углом, который можно определить транспортиром или по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{l}. \quad (9.26)$$

Понятие об угле естественного откоса относится только к сухим сыпу-

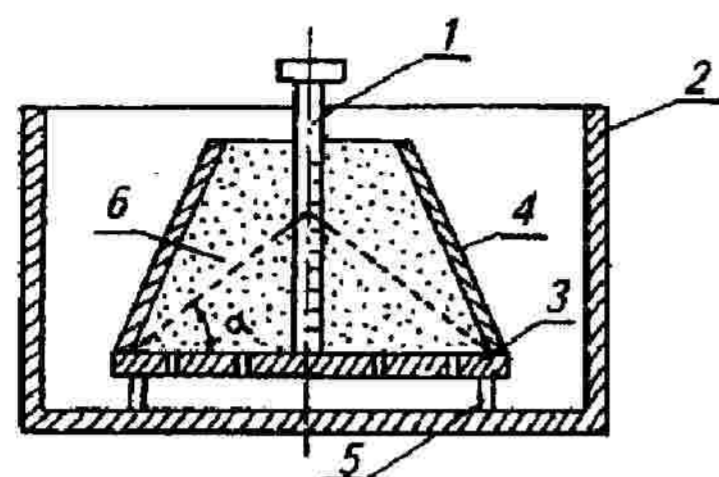


Рис. 9.11. Прибор УВТ-2:

1 — шкала; 2 — резервуар; 3 — мерительный столик; 4 — обойма; 5 — опора; 6 — образец песка

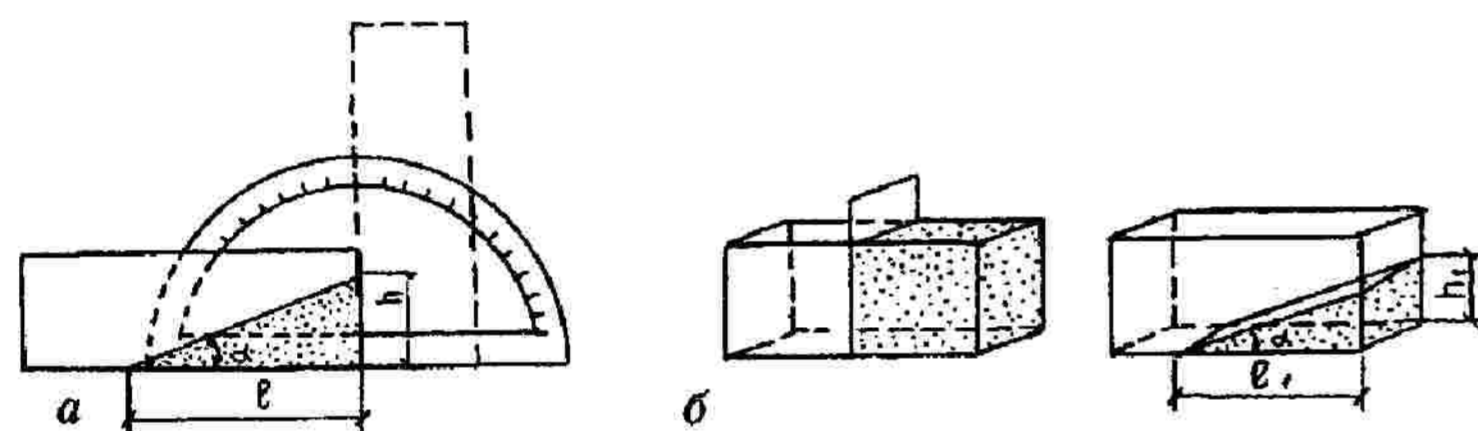


Рис. 9.12. Определение угла естественного откоса вращением емкости (а) и медленным снятием пластинки (б): А — ось вращения емкости

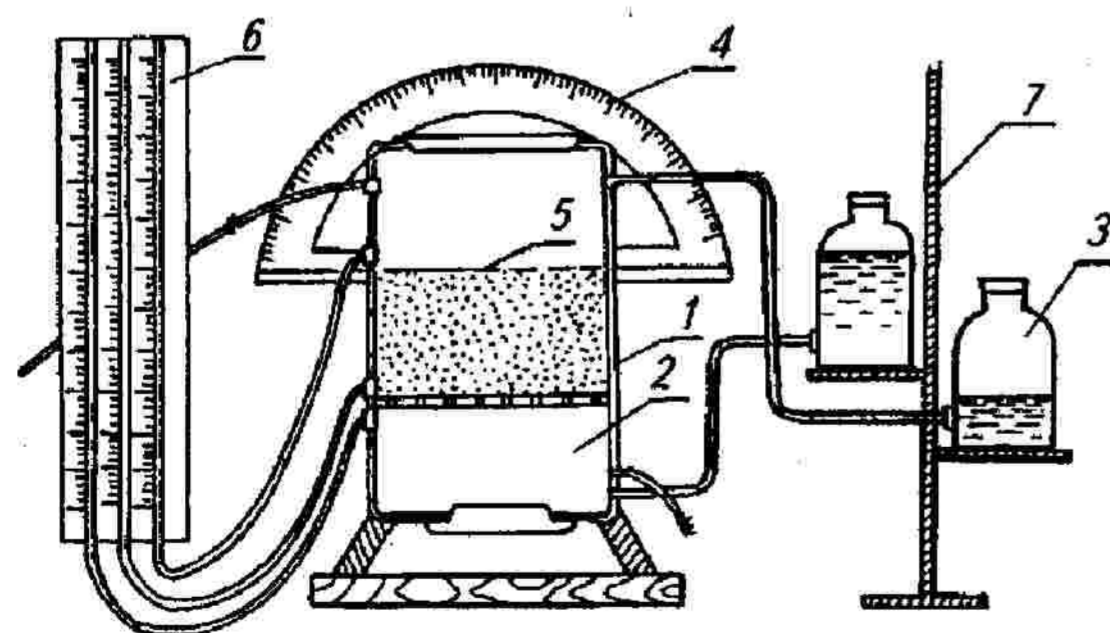


Рис. 9.13. Прибор ВИА:

1 — ящик ВИА; 2 — образец песка; 3 — емкость с водой; 4 — транспортер; 5 — ось вращения; 6 — пьезометр; 7 — штатив

чим грунтам, а для связных глинистых оно теряет всякий смысл, так как у последних он зависит от влажности, высоты откоса и величины пригрузки на откос и может изменяться от 0 до 90°.

При разработке и усадке разрыхленного грунта выемки и насыпи образуют естественные откосы различной крутизны. Наибольшую крутизну плоских откосов земляных сооружений, траншей и котлованов, устраиваемых без креплений, следует принимать согласно табл. 9.2. При обеспечении естественной крутизны откосов обеспечивается устойчивость земляных насыпей и выемок.

Таблица 9.2

Наибольшая крутизна откосов траншей и котлованов, град.

Грунты	Крутизна откосов при глубине выемки, м (отношение высоты к заложению)		
	1,5	3,0	5,0
Насыпные неуплотненные	56 (1:0,67)	45 (1:1)	38 (1:1,25)
Песчаные и гравийные влажные	63 (1:0,5)	45 (1:1)	45 (1:1)
Глинистые:			
супесь	76 (1:0,25)	56 (1:0,67)	50 (1:0,85)
суглинок	90 (1:0)	63 (1:0,5)	53 (1:0,75)
глина	90 (1:0)	76 (1:0,25)	63 (1:0,5)
Лессы и лессовидные сухие	90 (1:0)	63 (1:0,5)	63 (1:0,6)
Моренные:			
песчаные, супесчаные	76 (1:0,25)	60 (1:0,57)	53 (1:0,75)
суглинистые	78 (1:0,2)	63 (1:0,5)	57 (1:0,65)

Откосы насыпей постоянных сооружений выполняют более пологими, чем откосы выемок.

9.4. Методы борьбы с оползнями

Методы борьбы с оползнями устанавливают на основе тщательного изучения природных физико-геологических условий, уяснения основных причин неустойчивости и аналитических расчетов предельного равновесия рассматриваемых массивов грунта.

В практике в качестве основных противооползневых мероприятий применяются:

- организация стока поверхностных вод в зоне оползней и прилегающих к ней территорий;
- дренирование подземных вод путем сооружения различных дренажных систем;

- уменьшение внешних нагрузок;
- уположивание откосов и пригрузка их с помощью контрбанкетов;
- ограждение откосов и защита их от подмыва и размыва проточными водами рек или волнами морей, водохранилищ;
- зеленые насаждения по верху откоса и оползневого откосе;
- искусственное закрепление масс оползневого тела;
- искусственные сооружения для удержания грунтовых масс.

Такие мероприятия осуществляются:

- с помощью вертикальной планировки и производства земляных работ;
- путем устройства дренажных сетей;
- применением агролесомелиоративных мер;
- с применением подпорных стен, волноломов, свай и др.

Применяемые в борьбе с оползнями мероприятия разработаны и выбор их определяется причинами возникновения оползней.

В настоящее время единой классификации оползней не существует. Составленные в разное время и по различному принципу многочисленные классификации, среди которых следует отметить классификации Ф.П. Саваренского, И.В. Попова, А.М. Дранникова, Н.Н. Маслова, Е.П. Емельяновой, В.Д. Ломтадзе и др.

Весьма полная и практически приемлемая классификация противооползневых мероприятий разработана Н.Н. Масловым (табл. 9.3).

Все наиболее важные противооползневые мероприятия по их характеру воздействия разделены на 10 групп (I—X). В каждой группе по эффекту воздействия и капитальности выделены классы (А, Б, В и т.д.). Каждому классу соответствуют несколько видов защитных мероприятий. Согласно табл. 9.3 для каждого конкретного случая можно выбрать одно или несколько защитных мероприятий.

Остановимся более подробно на рассмотрении некоторых мероприятий.

С помощью вертикальной планировки и производства земляных работ выполняется уположивание откосов и создание контрбанкетов. Уположивание откосов преследует цель уменьшения крутизны оползневого склона, обеспечивающей его устойчивость. Уположивание склона целесообразно как профилактическое мероприятие при наличии неактивизировавшегося оползня. Кроме того, целесообразность уположивания склона определяется объемом земляных работ и характером грунтов (рис. 9.14).

Таким образом, благодаря контрбанкету увеличивается вес тела оползня в его нижней части и создается некоторый упор, противодействующий сползающей массе оползня.

Таблица 9.3

Классификация противооползневых мероприятий (по Маслову, 1977)

Вид	Класс					
	Класс А Ограничения по зеленому поясу	Класс Б Ограничения по строительству	Класс В Ограничения по земляным работам	Класс Г Ограничения и требования в области водного хозяйства	Класс Д Ограничения и требования по режиму омывающих водотоков	Класс Е Ограничения в области динамических воздействий
1	Запрещение рубок леса	Ограничение строительства в плане (предельная черта застройки)	Запрещение съёмов пород в пассивной зоне (искусственные выработки, выемки, лопаны, подсыпки, углубления русел)	Требования периодической планировки поверхности (заделка ям, трещин в породе и т.д.)	Ограничение в допустимом подъеме воды (затопление, взвешивание, замачивание)	Ограничение и полное запрещение работы транспорта и машин возбудителей сотрясений
2	Запрещение уничтожения кустарников	То же, по типу сооружения	Запрещение дополнительной загрузки в активной зоне (отвалы, подсыпки, насыпки и т.д.)	Содержание в порядке водоотводящих и осушительных устройств	Ограничение в допустимой сработке уровня воды в водохранилищах	Ограничение и полное запрещение применения взрывных работ
3	Запрещение корчевания	То же, по весу сооружения	Запрещение увеличения крутизны откосов	То же, канализационные сети	Ограничение в темпе сработки воды	—
4	Запрещение уничтожения травяного покрова	Снос существующих сооружений	Запрещение вскрытия неустойчивых горизонтов (плывуны, пластичные и разжиженные глины, вытекающие и выносящие пески)	Ограничение и полное запрещение спуска хозяйственных вод	Ограничение в подъеме уровня (как фактор разгрузки пассивной зоны)	—
5	Запрещение разработки участков под огородами	Замедление в темпе строительства	Замедление с выполнением пригрузочных работ	То же	—	—

II группа. Берегозащитные мероприятия и сооружения			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	На оврагах и малых водотоках	На оврагах в больших водотоках	На водосмах (озера, море)
1	Защитные покрытия (см. группу VII)	Защитные покрытия (см. группу VII)	Защитные покрытия (см. группу VII)
2	Отвод русел	Выправление русел	Защитные стенки
3	Лотки	Струнаправляющие устройства	Набережные
4	Быстротоки	Защитные стенки	Поперечные буны
5	Перепады (плотины-каскады)	Набережные	Продольные волноломы
III группа. Водоотводные, осушительные и дренажные мероприятия и устройства			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	Поверхностные устройства и мероприятия	Дренажные устройства	Изоляционные мероприятия
1	Планировка	Дренаж трещин (с водовыпуском и водопоглощением)	Цементационные завесы
2	Заделка трещин (глиной, асфальтом, цементом, трамбованием и т.д.)	Прорези продольные	Силикатизационные завесы
3	Покрyтия (см. группу VII)	Прорези поперечные	Битуминизационные завесы
4	Каптаж источников	Штольни продольные с выходом на откос	Глинизация
5	Обвалование	То же, с выходом в дренажные шахты	Мерзлотные пояса
6	Канавы нагорные	Штольни поперечные с выходом на откос	—
7	Канавы осушительные	Дренажные шахты	—
8	Канавы водоотводные	Фауфилтры (дренажные скважины по линии штолен)	—
9	Лотки	Поглощающие скважины и колодцы	—
10	—	Автоматические дренажные скважины (разгрузка напора)	—
11	—	Скважины грунтового водоотлива	—

IV группа. Мероприятия по линии земляных работ			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	
	Разгрузочные работы в активной зоне	Пригрузочные работы	
1	Полный сьем оползневых масс	Подсыпки (в пассивной зоне)	
2	Срезки	Отвалы (в пассивной зоне)	
3	Террасирование	Пригрузочный слой	
4	Уположение откоса	—	
V группа. Механическое крепление откоса			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	
	Шпонки	Стенки-преграды (против течения и выжимания породы)	
1	Столбы-шпонки	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)	
2	Сваи-шпонки (деревянные, железобетонные, забивные, набивные с компрессором, наливные системы Маслова и т.д.)	Каменные, бетонные и железобетонные стенки	
3	Сваи-шпильки	Инъекционные преграды (цементация и силикатизация)	
4	Мерзлотные надолбы	Мерзлотные преграды	
VI группа. Подпорные сооружения			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	Собственные подпорные стенки	Контрфорсы-упоры	Направляющие стенки (для отвода оползающей массы)
1	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)	Упоры из земли	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)
2	Подпорные стенки (из сухой кладки, каменные, бетонные, железобетонные)	Упоры из каменной наброски	Собственно стенки (каменные, бетонные, железобетонные)
3	Мерзлые блоки	Упоры из каменной или бетонной кладки	—

VII группа. Покрытия			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	Простые покрытия	Усовершенствованные легкие покрытия	Усовершенствованные тяжелые покрытия
1	Песчаные, гравелистые и галечниковые	Мостовые (одиночные и двойные)	Фашинные тьюфаки
2	Покрытия из каменной наброски	Битумные покрытия и асфальтирование	Тяжелые фашины
3	—	Шлако-глинобетонная одежда	—
VIII группа. Использование растительности			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	Покрытие травяным ковром	Посадка кустарников	Облесение
1	По линии защиты от атмосферных агентов	Для защиты от размыва текучими водами	В целях укрепления грунта корневой системы
2	То же, от возможных поверхностных размывов	Для укрепления грунта корневой системы	Для осушения (водолюбивые сорта)
3	То же, от возможного разжижения глинистых грунтов	Для осушки (водолюбивые сорта)	Для защиты от атмосферных агентов (теневой ковер, задержка снега)
4	—	Для защиты от атмосферных агентов (теневой ковер, задержка снега)	—
IX группа. Искусственные мероприятия по уплотнению и закреплению грунтов			
Вид	Класс		
	Класс А	Класс Б	Класс В
	Замораживание	Инъекции	Электросприкатизация
1	Естественным холодом	Цементация	В обеспечение повышения водонепроницаемости
2	Искусственным холодом	Силикатизация	То же, в обеспечение повышения прочности и сопротивляемости грунта
3	—	Битумизация	То же, в целях понижения влажности породы (электроосмос)
4	—	Глинизация (с добавками)	—

X группа. Обеспечение устойчивости возводимых сооружений		
Вид	Класс	
	Класс А	Класс Б
	По линии обоснования сооружений	По линии противооползневое строительства
1	Обоснование на устойчивом массиве с полным съемом неустойчивых масс	Использование железных и деревянных связей
2	Обоснование на глубоких фундаментах с передачей давления на устойчивый массив (заложение ниже поверхности скольжения)	Применение железобетонных поясов
3	То же, на свайном фундаменте	Использование железных и железобетонных каркасных конструкций
4	—	Разгрузочные швы
5	—	Компенсаторы деформации

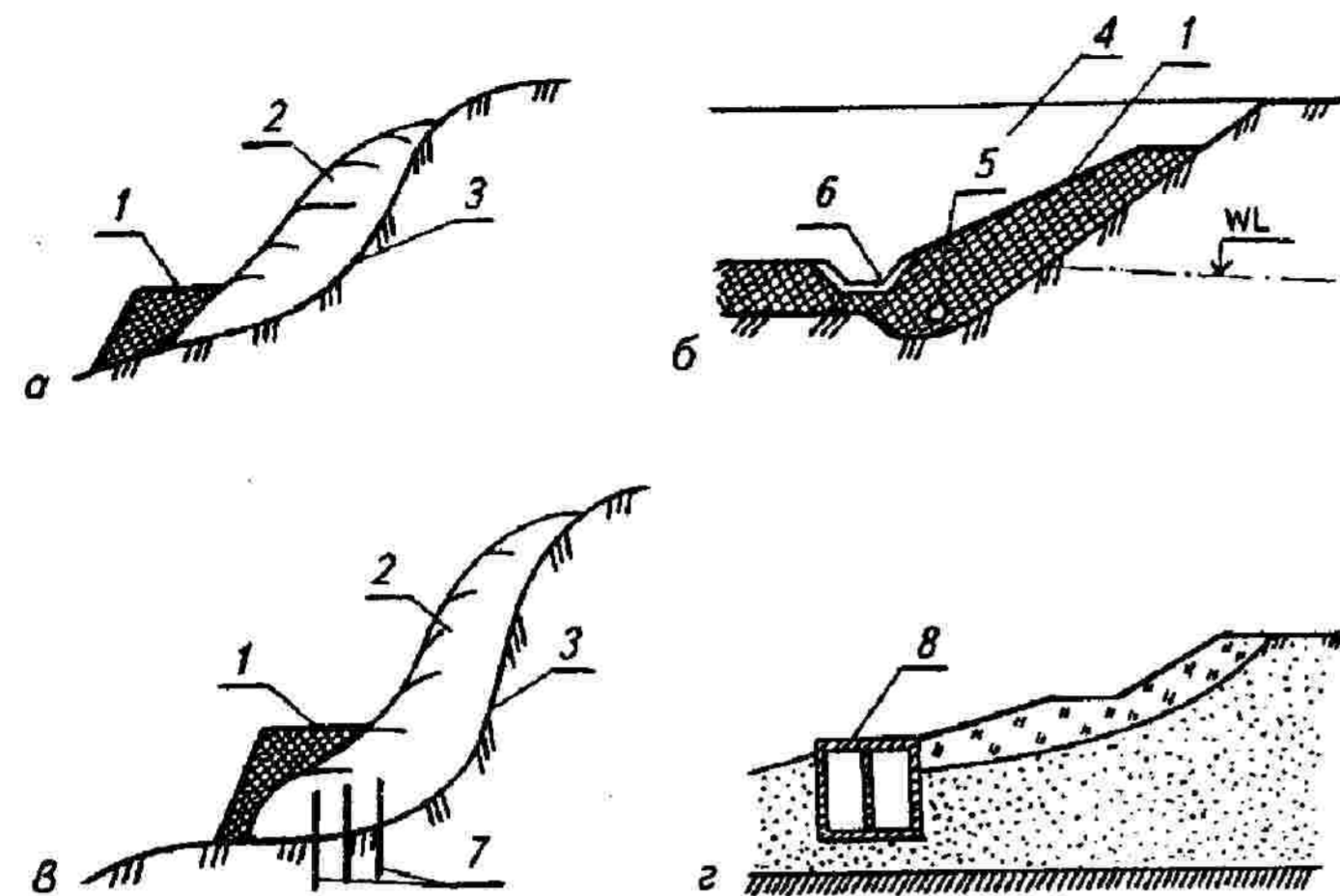


Рис. 9.14. Схемы вариантов, сдерживающих перемещение нижней части оползня:

а, б — контрфорс из грунта; *в* — контрфорс с забивкой удерживающих оползень свай; *г* — контрфорс в виде железобетонных ящиков, заполненных песком или щебнем; 1 — упорная призма; 2 — тело оползня; 3 — поверхность скольжения; 4 — первоначальная поверхность склона; 5 — дренаж; 6 — лоток водоотвода; 7 — сваи; 8 — железобетонный ящик

Дренаживание подземных вод также является одним из основных мероприятий по борьбе с оползнями. Для этого применяются различные дренажные системы и типы дренажей, которые позволяют производить полный или частичный перехват грунтового потока.

Различают два вида дренажа оползневого склона: головной дренаж, перехватывающий грунтовый поток выше оползневого откоса и откосный дренаж, предназначенный для осушения тела самого оползня.

Наиболее существенным является дренаж, прокладываемый вдоль верхней бровки склона и перехватывающий подземные воды, предотвращая их выход на оползневой склон.

Головной дренаж, решая задачу перехвата грунтового потока, предотвращает вынос частиц грунта из пластов оползневого откоса, осушает плоскость скольжения и обезвоживает массу оползня, что приводит к снижению фильтрационного давления, влияющего на устойчивость откоса.

В качестве головных дренажных систем применяются горизонтальные однолинейные или двухлинейные дренажи: трубчатые — при глубине водо-

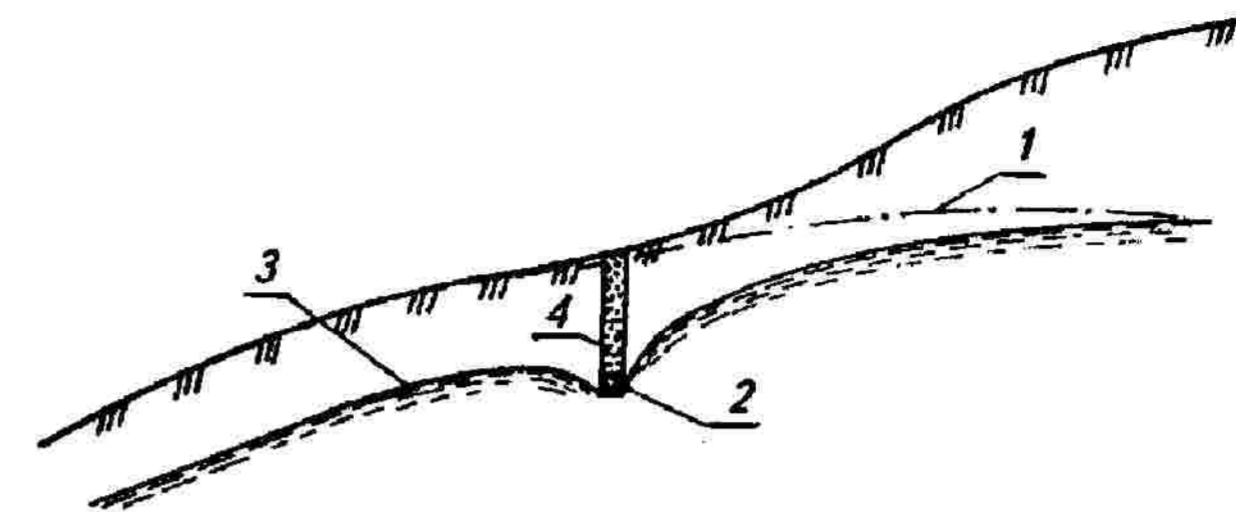


Рис. 9.15. Схема понижения уровня грунтовой воды на оползневом участке склона закрытой дренаж:

1 — уровень грунтовых вод до строительства дренажа; 2 — дрена; 3 — кривая депрессии; 4 — обратная засыпка траншеи с уплотнением

носного слоя в 2—3 м; сплошные прорезы (щели) — открытые глубиной 3—4 м и закрытые — глубиной до 10—12 м (рис. 9.15) дренажные галереи, прокладываемые открытым способом и штольни, сооружаемые закрытым способом, в водоносном грунте или ниже его (рис. 9.16).

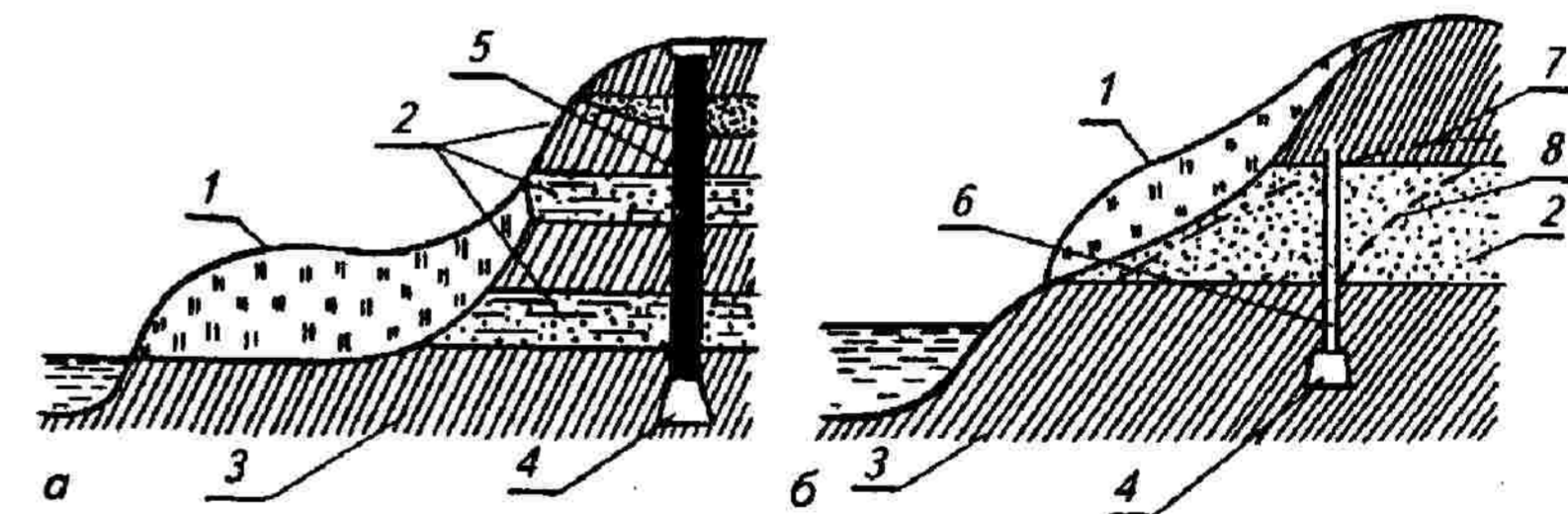


Рис. 9.16. Схемы перехвата грунтовых вод (осушение откоса):

а — штольня с вертикальными дренами; *б* — штольня с забивными фильтрами; 1 — тело оползня; 2 — водоносные пласты; 3 — коренная порода; 4 — штольня; 5 — дренажный колодец; 6 — забивной фильтр; 7 — уровень грунтовых вод; 8 — кривая депрессии

Механическое сопротивление движению оползня также осуществляется с помощью подпорных стенок (см. главу 10) или свайных рядов (см. рис. 9.14, в, 9.17).

Конструкции типа свай применяют, когда устройство упорных сооружений нецелесообразно по планировочным или другим соображениям.

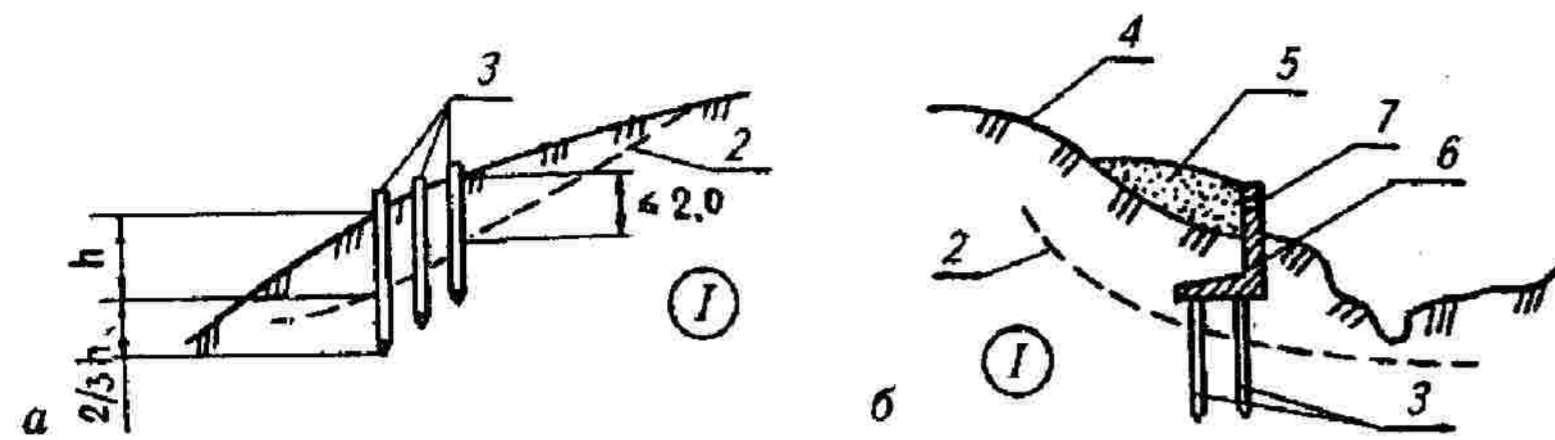


Рис. 9.17. Схемы свайных рядов, используемых для удержания оползня: а — свайное поле; б — подпорная стена на сваях; 1 — коренная порода; 2 — плоскость скольжения; 3 — сваи; 4 — поверхность естественного рельефа; 5 — фильтрационная засыпка; 6 — подпорная стена; 7 — водовыпуск

В практике применяются деревянные, бетонные и железобетонные, а иногда и металлические сваи. Число свай определяется по нагрузке на сваю расчетом на опрокидывание и срез. Во избежание сотрясений склона при забивке сваи предварительно пробуриваются отверстия для каждой сваи диаметром несколько меньше ее расчетного.

Сваи располагают в плане в шахматном порядке и заглубляют в несмещающийся грунт на глубину не менее 2 м.

Таким образом, все эти мероприятия дорогостоящи и трудоемки в исполнении, поэтому применяются на основе тщательного анализа причин, вызывающих развитие процесса сдвига, а выбор производят на основе технико-экономического сравнения вариантов. Методы расчета и проектирования соответствующих мероприятий рассматриваются в специальной литературе.

Контрольные вопросы

1. Перечислите основные причины потери устойчивости откосами.
2. Как определяется устойчивость откосов методом круглоцилиндрической поверхности?
3. Что называется углом естественного откоса и как он определяется?
4. Каким образом классифицируются противооползневые мероприятия?
5. Перечислите некоторые виды защитных мероприятий.

Давление грунтов на подпорные стены и другие сооружения

10.1. Классификация подпорных стен

Подпорные стены — одно из широко распространенных видов строительных конструкций, используемых в гидротехническом, гидромелиоративном и дорожном строительстве.

Они используются в различных областях строительства для ограждения:

- откосов, насыпей и выемок, при невозможности выполнения откосов с требуемыми уклонами;
- террас, располагаемых по генплану в различных уровнях;
- отдельных приподнятых или заглубленных по требованиям технологии участков, внутри или вне сооружений.

Также используются они для крепления котлованов, траншей, устройства водовыпусков, искусственных водоемов, водобойных колодцев и т. д.

Подпорными стенами называются сооружения, предназначенные для ограждения грунта или сыпучих тел от обрушения.

Подпорные стены по конструктивному решению подразделяются на массивные, тонкостенные и парусного типа. Массивные подпорные стены имеют примерно одинаковые размеры по высоте и ширине. Формы поперечных сечений массивных стен представлены на рис. 10.1.

Устойчивость массивных подпорных стен на сдвиг и опрокидывание обеспечивается их собственным весом.

Некоторые формы поперечного сечения тонкостенных подпорных стен углового профиля представлены на рис. 10.2 и 10.3.

Устойчивость тонкостенных подпорных стен обеспечивается собственным весом стены и грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу, либо

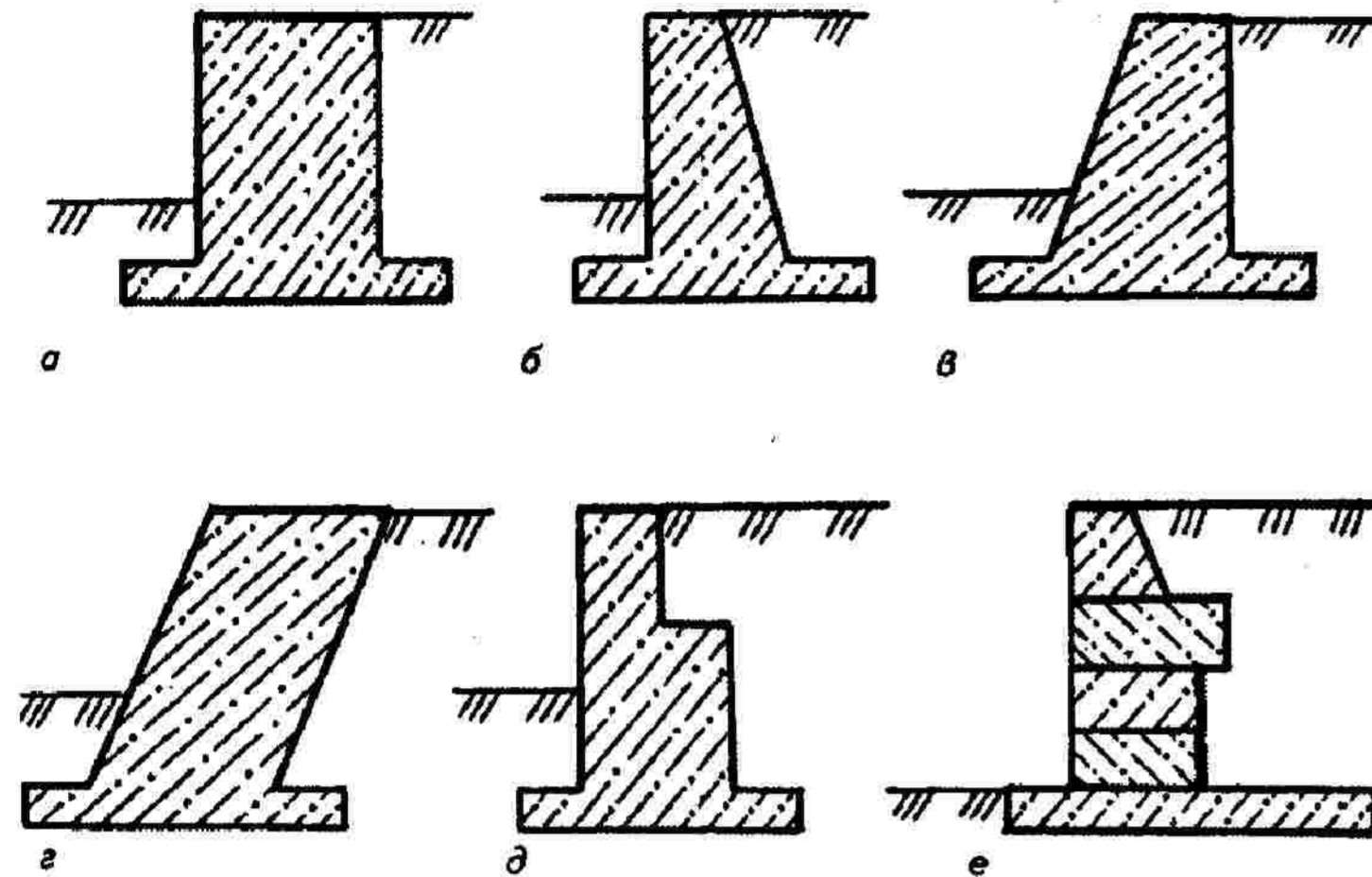


Рис. 10.1. Массивные подпорные стены:

a — с двумя вертикальными гранями; *b* — с вертикальной лицевой и наклонной тыльной гранью; *в* — с наклонной лицевой и вертикальной тыльной гранью; *г* — с двумя наклонными в сторону засыпки гранями; *д* — со ступенчатой тыльной гранью; *е* — массивные из сборных элементов

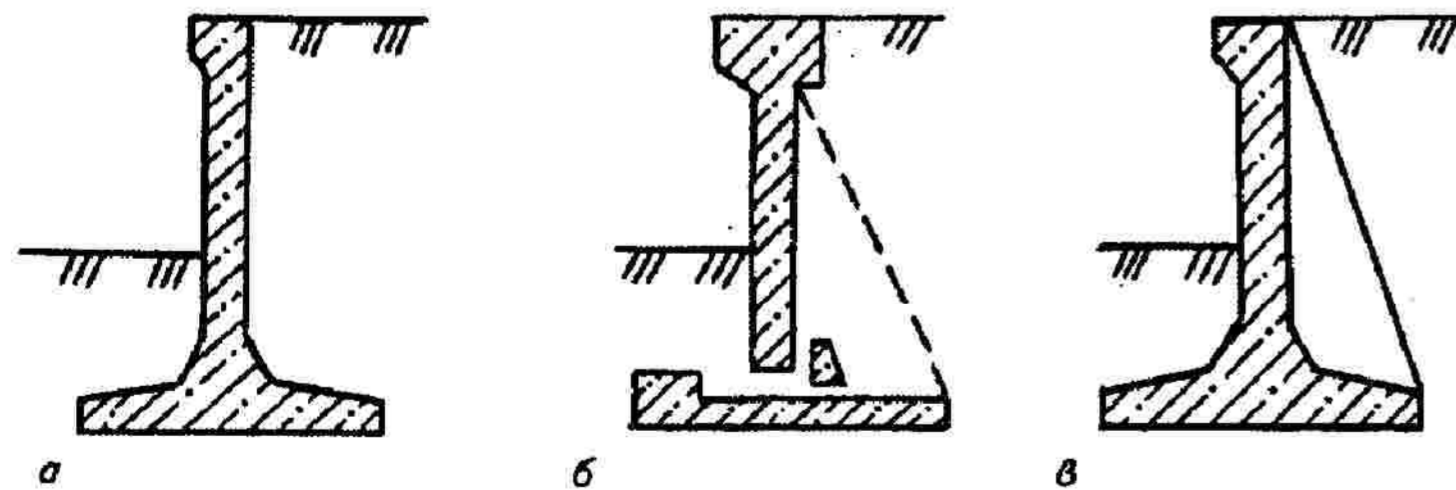


Рис. 10.2. Тонкостенные подпорные стены:

a — консольные; *б* — с анкерными тягами; *в* — контрфорсные

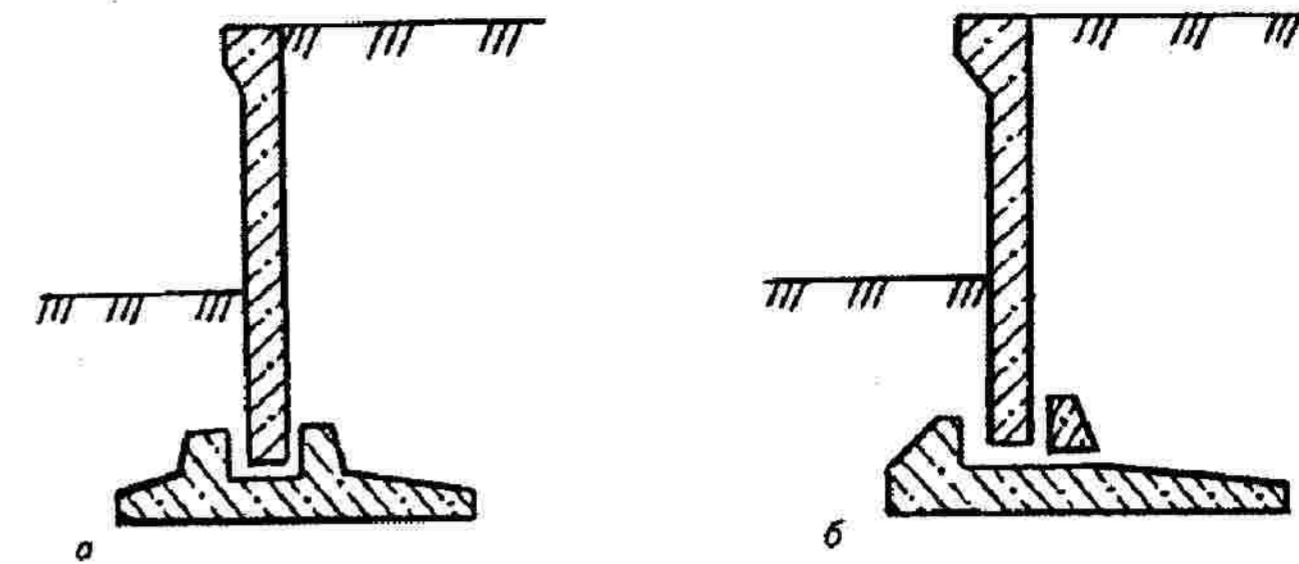


Рис. 10.3. Сопряжение лицевых и фундаментных плит:
a — с помощью шелевого паза; *б* — с помощью петлевого стыка

защемлением стен в основание (гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения).

В последнем случае возникает напряженное состояние грунта в заглубленной части шпунтов.

Массивные и тонкостенные стены можно устраивать с наклонной подошвой или с дополнительной анкерной плитой (рис. 10.4), обеспечивающей устойчивость стены при сдвиге.

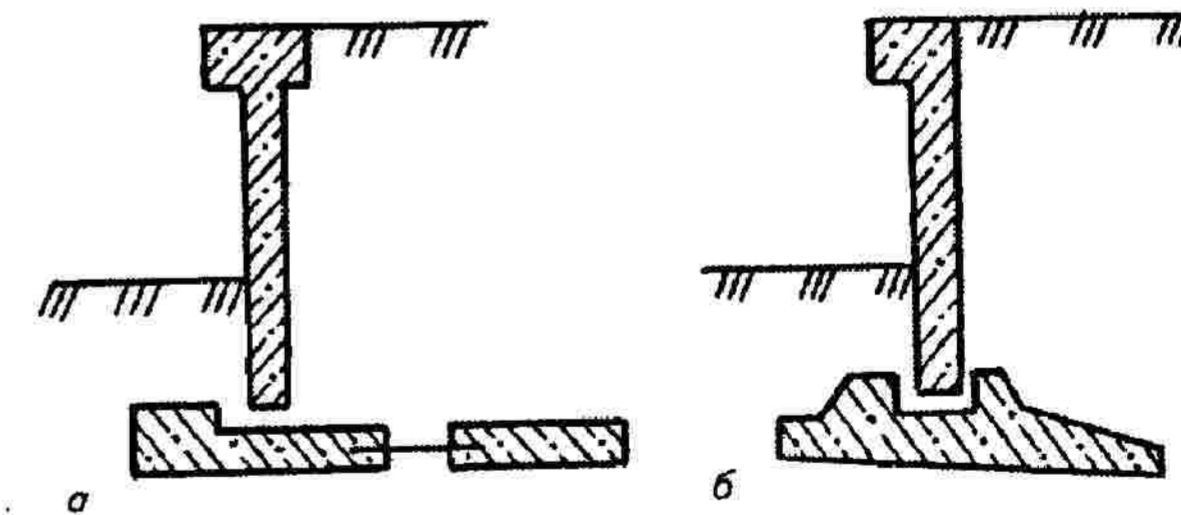


Рис. 10.4. Сборные подпорные стены:

a — с анкерной плитой; *б* — с наклонной подошвой

Гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения можно выполнять из деревянного, железобетонного и металлического шпунта специального профиля. При небольшой высоте используются консольные стены; высокие стены заанкеривают, устанавливая анкеры в несколько рядов (рис. 10.5).

В последнее время используются мягкие подпорные стенки парусного типа (рис. 10.6). Грунт засыпки поддерживается парусом, работающим на

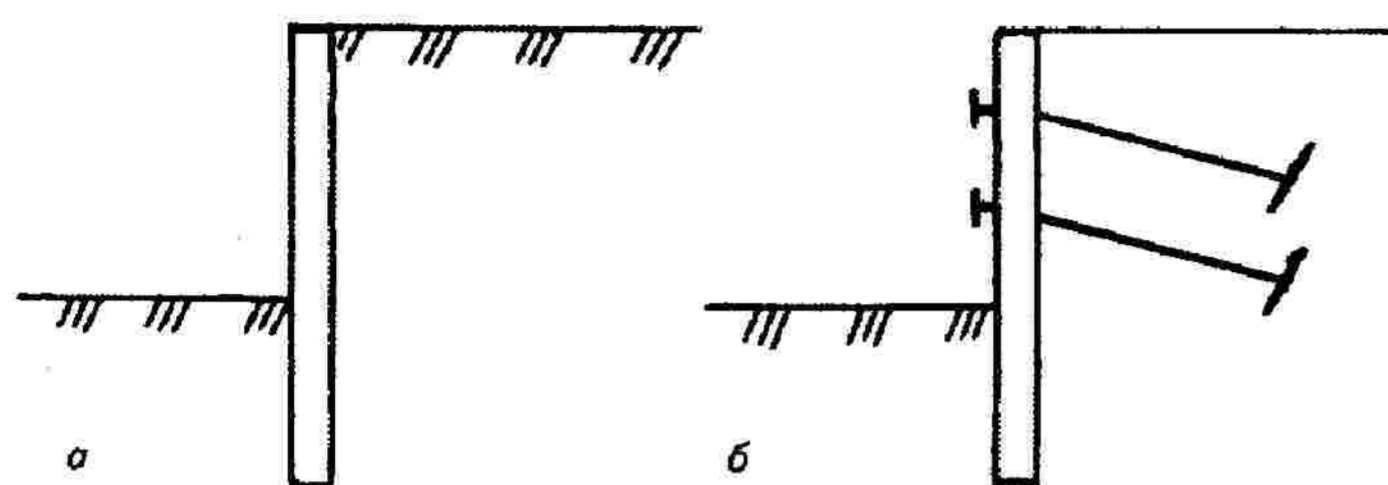


Рис. 10.5. Схема гибких подпорных стен:
а — консольные; б — с анкерами

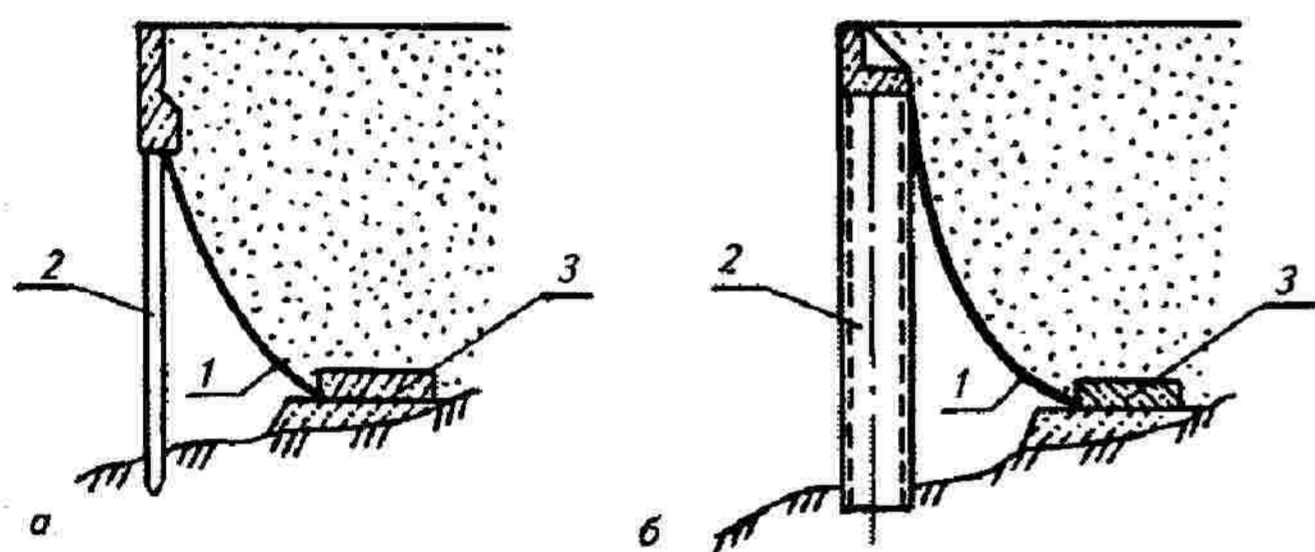


Рис. 10.6. Схема подпорных стен парусного типа:
а — с опорами из пневматических свай; б — с опорами из свай-оболочек; 1 — парус — гибкое полотнище; 2 — свая (свая-оболочка); 3 — анкерная плита

растяжение и передающим осевую сжимающую силу сваями, а растягивающую силу — анкерными плитами.

10.2. Давление грунта на ограждающую поверхность

10.2.1. Основные понятия и допущения

Давление грунта на ограждающую поверхность зависит от многих факторов: способа и последовательности засыпки грунта; естественного и ис-

кусственного трамбования; физико-механических свойств грунта; случайных или систематических сотрясений грунта; осадок и перемещений стенки под действием собственного веса, давления грунта; типа сопряженных сооружений. Все это значительно осложняет задачу определения давления грунта. Существуют теории определения давления грунта, использующие предположения, позволяющие с разной степенью точности выполнять решения задачи. Отметим, что решение этой задачи выполняется в плоской постановке.

Теория Кулона, предложенная в 1776 г., основывается на рассмотрении предельного равновесия призмы грунта, ограниченной прямолинейными плоскостями обрушения (выпираания). Более строгое решение о предельном равновесии показывает, что действительное очертание этих поверхностей скольжения является криволинейным. Однако величины активного давления грунта на вертикальные или близкие к вертикальным, жесткие, гладкие и шероховатые стенки, определенные по Кулону и по точной методике, различаются между собой на 2—3% что, несомненно, можно считать удовлетворительным результатом с инженерной точки зрения. Пассивное давление грунта весьма существенно зависит от трения грунта о стенку, которое в реальных условиях всегда имеет место. Учет трения грунта о стенку с использованием зависимостей, вытекающих из теории Кулона, дает при $\varphi = 15-20^\circ$ существенную погрешность в сторону преувеличения по сравнению с имеющимся решением. Более точные результаты дает теория, предложенная С.В. Соколовским, построенная на основе общей теории предельного напряженного состояния сыпучей среды. Существуют различные интерпретации этой теории, в том числе и хорошо известная графическая трактовка С.С. Галушкевича.

В большинстве инженерных расчетов используются результаты, полученные на основании теории Кулона; в тех случаях, когда результаты следует уточнить, используются поправочные коэффициенты, вводимые на основании точных решений и экспериментальных данных. Различают следующие виды бокового давления грунта:

- *давление покоя* (E_d), называемое также естественным (натуральное), действующее в том случае, когда стена (ограждающая поверхность) неподвижна или относительные перемещения грунта и конструкции малы (рис. 10.7);
- *активное давление* (E_a), возникающее при значительных перемещениях конструкции в направлении давления и образования плоскостей скольжения в грунте, соответствующих его предельному равновесию (рис. 10.8). ABC — основание призмы обрушения, высота призмы — 1 м;
- *пассивное давление* (E_p), появляющееся при значительных переме-

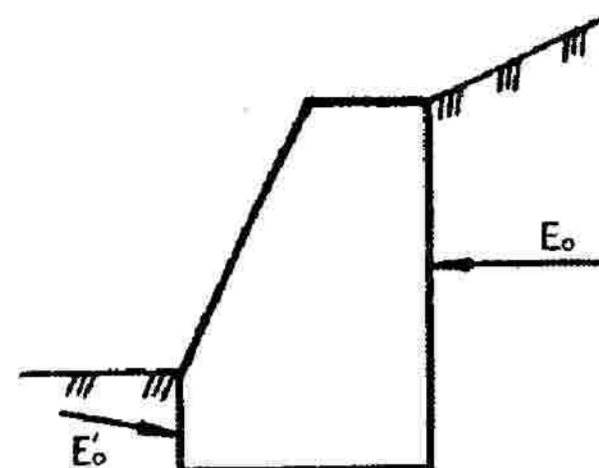


Рис. 10.7. Схема к понятию давления покоя

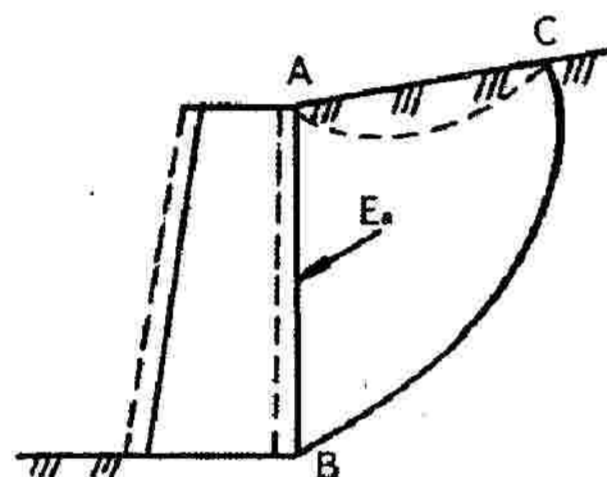


Рис. 10.8. Схема к понятию активного давления

щениях конструкции в направлении, противоположном направлению давления и сопровождающееся началом «выпора грунта» (рис. 10.9). ABC — основание призмы выпирания, высота призмы — 1 м;

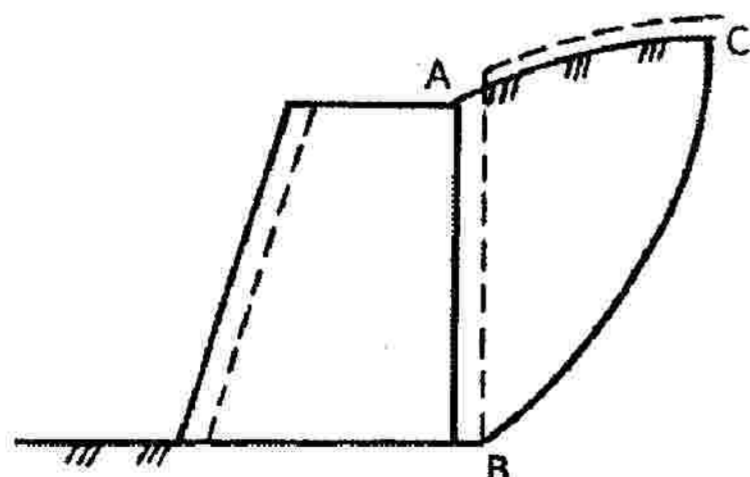


Рис. 10.9. Схема к понятию пассивного давления

— дополнительное реактивное давление (E_r), которое образуется при движении конструкции в сторону грунта (в направлении, противоположном давлению), но не вызывает «выпора грунта».

Наибольшей из этих нагрузок (для одного и того же сооружения) является пассивное давление, наименьшей — активное. Соотношение между рассмотренными силами выглядит так:

$$E_a < E_0 < E_r < E_p. \quad (10.1)$$

Изменение давления грунта в зависимости от перемещения стены и представлено на рис. 10.10.

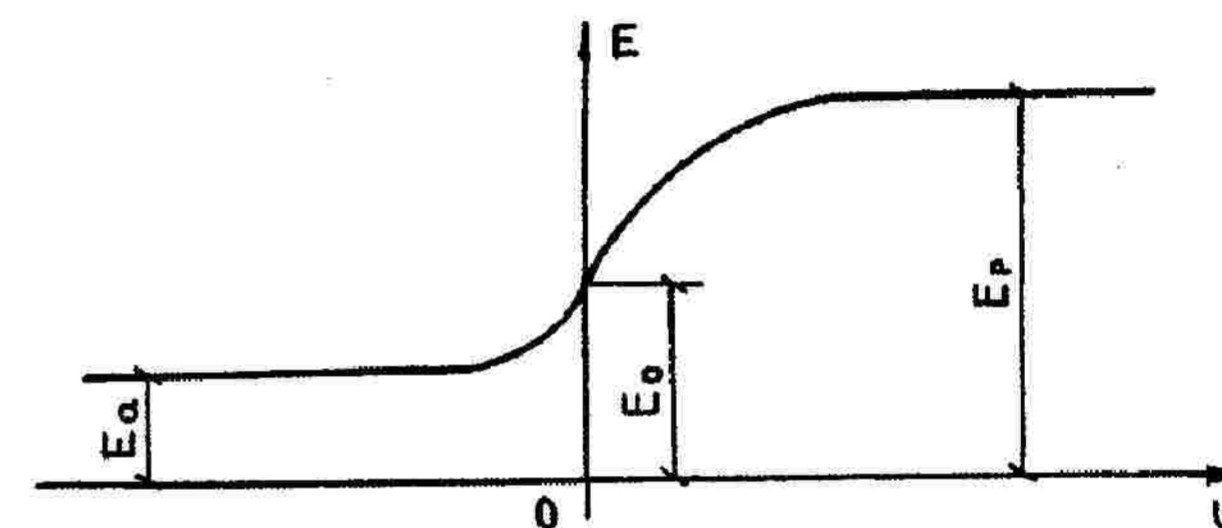


Рис. 10.10. Схема изменения давления грунта на подпорную стенку в зависимости от ее перемещения

Активное давление грунта вводится в качестве внешней нагрузки в расчетах на устойчивость сооружений на сдвиг и прочность гибких конструкций.

Пассивное давление учитывается как предельная реактивная сила при устойчивости и прочности сооружений, для которых горизонтальные перемещения являются допустимыми.

Боковое давление грунта в состоянии покоя принимают во внимание в том случае, когда устанавливают прочность уголковых и контрфорсных подпорных стен, массивных стен камер шлюзов, доков и т.п.

Для расчета подпорной стенки необходимо знать полное давление на любой участок, считая от поверхности земли. Рассматривая бесконечно длинную стенку с одинаковыми условиями по ее длине, приводим задачу к плоской. В этом случае рассматривается подпорная стенка протяженностью 1 м. Давление грунта, приходящееся на единицу высоты стенки шириной 1 м, называется *интенсивностью давления*, которая считается распределенной по высоте стенки по линейному закону. Рассмотрим наиболее часто встречающиеся случаи давления грунта на ограждающие поверхности.

10.2.2. Активное давление грунта

Несвязный грунт. Если поверхность грунта ограничена плоскостью, то горизонтальная составляющая интенсивности активного давления несвязного грунта (рис. 10.11) определяется по формуле

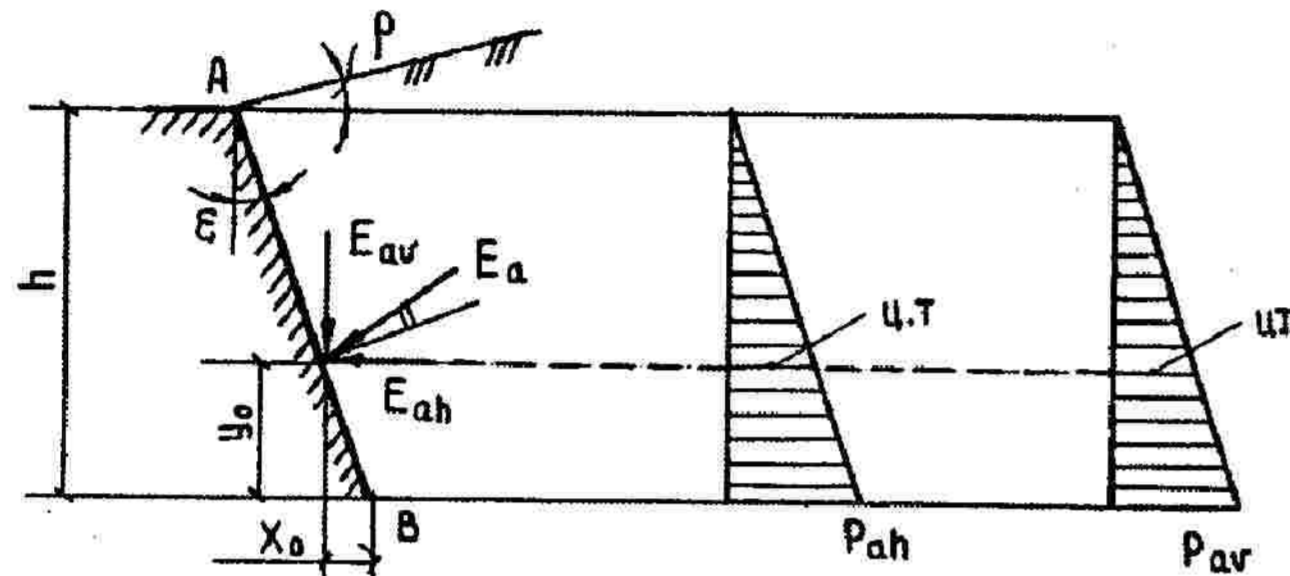


Рис. 10.11. Схема к расчету активного давления несвязного грунта

$$P_{ah} = \gamma h \lambda_{ah\varphi} \quad (10.2)$$

где γ — удельный вес грунта;

h — высота стенки;

$\lambda_{ah\varphi}$ — коэффициент активного давления, который определяется по формуле

$$\lambda_{ah\varphi} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{(1 + \sqrt{K_1}) \cos \varepsilon} \right] \quad (10.3)$$

Здесь

$$K_1 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}$$

где φ — угол внутреннего трения грунта;

ε — угол наклона задней грани к вертикали; положителен при отклонении от вертикали в сторону от грунта;

ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту; положителен при отклонении поверхности грунта от горизонтали вверх, град.;

φ_s — угол трения грунта о поверхность стены, принимается равным φ для стен с повышенной шероховатостью; со ступенчатой задней гранью повышенной шероховатости — $0,5\varphi$; для мелкозернистых водонасыщен-

ных грунтов и при действии вибрационных нагрузок принимается равным нулю.

Вертикальная составляющая интенсивности давления грунта ограниченной плоскостью определяется по формуле

$$P_{av} = P_{ah} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_s) \quad (10.4)$$

Величина активного давления грунта (вертикальная и горизонтальная составляющая) на участок ограждающей поверхности определяется как площадь составляющей эпюры интенсивности давления. Точка приложения давления по высоте совпадает с центром тяжести соответствующего участка эпюры интенсивности давления (по Волосухиной В. А. и др., 2000).

Согласно рис. 10.11 давление на участок AB определяется: равнодействующей горизонтального давления грунта

$$E_{ah} = \frac{P_{ah} \cdot h}{2}; \quad (10.5)$$

равнодействующей вертикального давления грунта

$$E_{av} = \frac{P_{av} \cdot h}{2} \quad (10.6)$$

Силы E_{ah} и E_{av} приложены в точке стены, совпадающей по высоте с центром тяжести треугольника:

$$y_0 = \frac{h}{3}, \quad (10.7)$$

по горизонтали:

$$x_0 = y_0 \cdot \operatorname{tg} \varepsilon. \quad (10.8)$$

Для вертикальной подпорной стенки ($\varepsilon = 0$) при горизонтальной поверхности отсыпки ($\rho = 0$) и угле трения грунта о стенку — равным нулю ($\varphi_s = 0$), коэффициент бокового давления

$$\lambda_{ah} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10.9)$$

Связный грунт. Горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности активного давления для определения связного грунта определяются по формулам

$$P_{ah} = \gamma h \cdot \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 (1 - \lambda_{ahc}), \quad (10.10)$$

$$P_{av} = P_{ah} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_s), \quad (10.11)$$

где

$$\lambda_{ahc} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon + \rho)}{(1 + \sqrt{K_2}) \cos \varepsilon} \right]^2 K_3,$$

$$K_2 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)},$$

$$K_3 = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cdot \cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho)}.$$

Равнодействующая горизонтального и вертикального давлений связного грунта (рис. 10.12) определяется по формулам

$$E_{ah} = \frac{1}{2} P_{ah} (h - h_c), \quad (10.12)$$

$$E_{av} = \frac{1}{2} P_{av} (h - h_c), \quad (10.13)$$

где $h_c = \frac{c(1 - \lambda_{ahc})}{P_{ah} \cdot \operatorname{tg} \varphi}$;

c — удельное сцепление грунта.

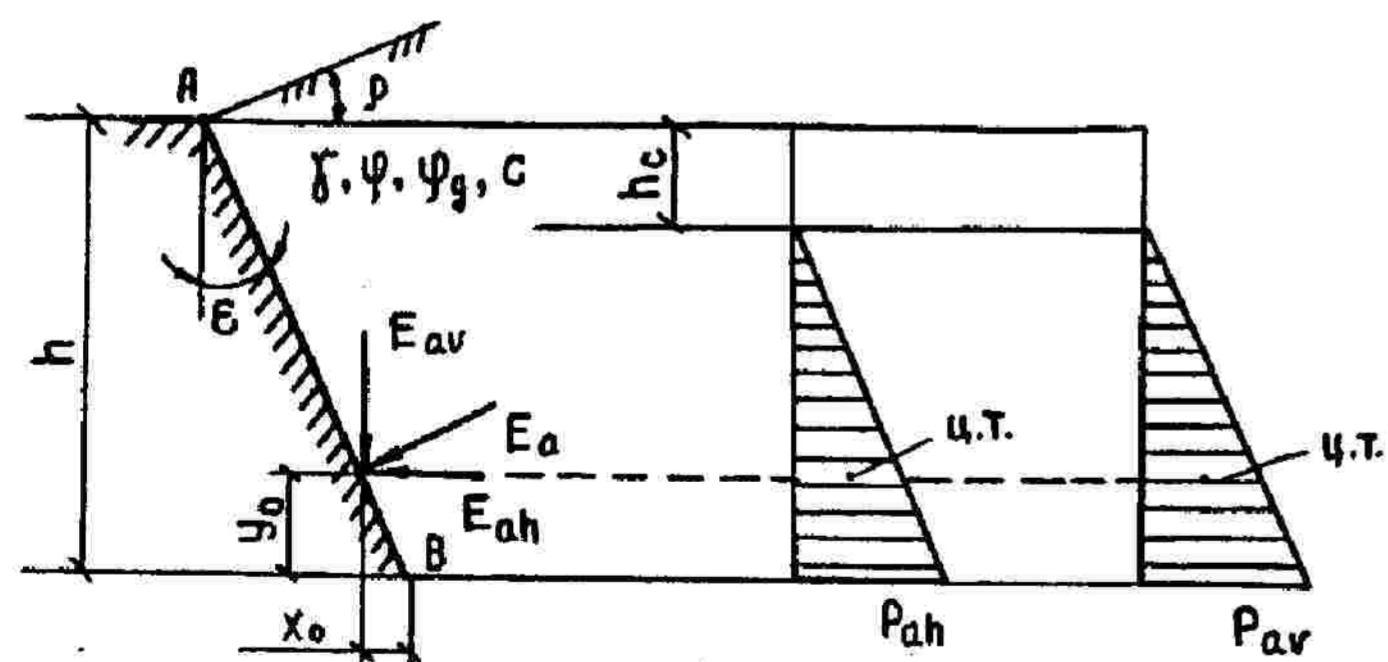


Рис. 10.12. Схема к расчету активного давления связного грунта

Точка приложения активного давления располагается по высоте

$$y_0 = \frac{h - h_c}{3},$$

по горизонтали от точки B на расстоянии $x_0 = y_0 \cdot \operatorname{tg} \varepsilon$.

При $\varepsilon = \rho = \varphi_s = 0$,

$$\lambda_{ah} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad \frac{1 - \lambda_{ahc}}{\operatorname{tg} \varphi} = 2 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10.14)$$

Равномерно распределенная нагрузка. Сплошная равномерно распределенная нагрузка, действующая на грунт, в расчетах заменяется эквивалентным слоем грунта:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma}, \quad (10.15)$$

и огражденная поверхность продляется до пересечения с приведенной отсыпкой — точка A_1 (рис. 10.13).

Для стенки высотой $h + \frac{h_0}{1 + \operatorname{tg} \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \rho}$ эпюра интенсивности активного

давления грунта строится для ограждающей поверхности A_1B (несвязного и связного грунта). В качестве примера на рис. 10.13 показаны эпюры P_{ah} и P_{av} для несвязного грунта.

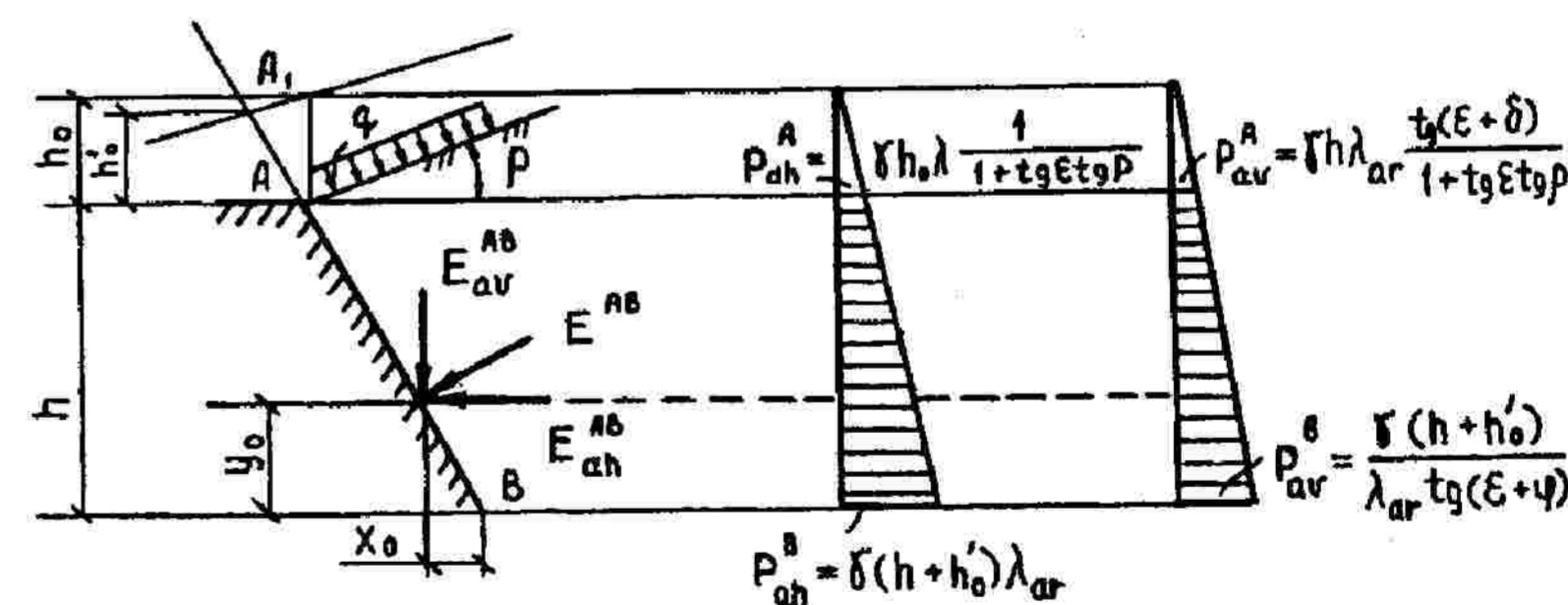


Рис. 10.13. Схема к расчету активного давления грунта при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта

Давление на поверхность AB определяется площадью трапеции:

$$A_{ah}^{AB} = \frac{P_{ah}^A + P_{ah}^B}{2} \cdot h; \quad (10.16)$$

$$E_{av}^{AB} = \frac{P_{av}^A + P_{av}^B}{2} \cdot h. \quad (10.17)$$

Положение точки приложения горизонтальной E_{ah}^{AB} и вертикальной E_{av}^{AB} составляющих по высоте определяется положением центра тяжести трапеции

$$y_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{2P_{ah}^A + P_{ah}^B}{P_{ah}^A + P_{ah}^B}, \quad (10.18)$$

по горизонтали по формуле (10.8).

Давление водонепроницаемого грунта совместно с водой. Рассмотрим давление водонепроницаемого грунта и воды на плоскую ограждающую поверхность (рис. 10.14). На участок ограждающей поверхности AB действует только вода, интенсивность давления которой определяется по законам гидростатики:

$$P_w = \gamma_w \cdot y. \quad (10.19)$$

Давление воды на грань AB :

$$W_{AB} = \frac{P_w \cdot L_{AB}}{2} = \frac{\gamma_w \cdot h_1^2}{2} \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}. \quad (10.20)$$

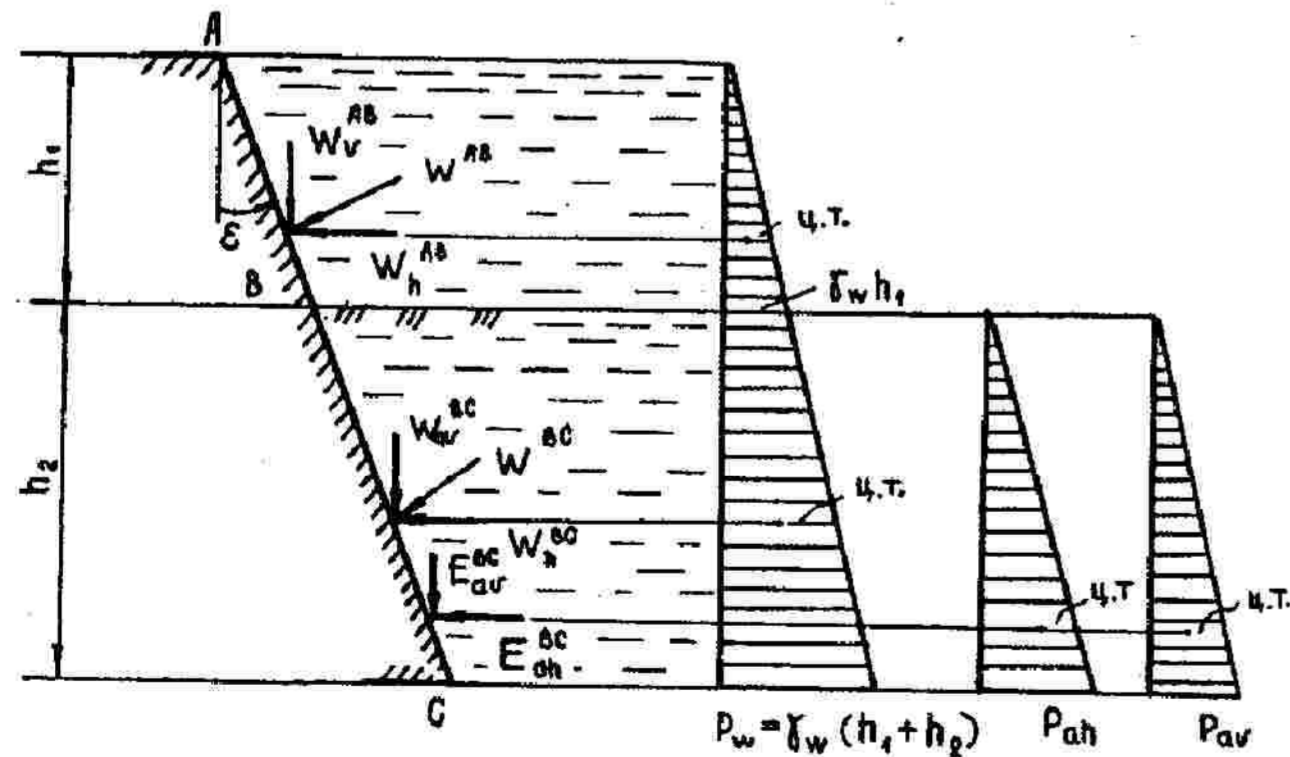


Рис. 10.14. Схема к расчету активного давления водонепроницаемого грунта и воды

Давление воды W_{AB} направлено по нормали к поверхности, по высоте совпадает с центром тяжести эпюры интенсивности P_w ; $y_0 = h_1/3$. Раскладывая полное давление воды на горизонтальную W_h^{AB} и вертикальную W_v^{AB} составляющие, имеем

$$W_h^{AB} = \frac{\gamma_w \cdot h_1^2}{2}; \quad W_v^{AB} = \frac{\gamma_w \cdot h_1^2}{2} \cdot \text{tg} \varepsilon. \quad (10.21)$$

При определении давления грунта на участок BC вода, расположенная выше грунта, считается равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q = \gamma_w \cdot h_1$, которая заменяется эквивалентным слоем грунта:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{\gamma_w \cdot h_1}{\gamma}.$$

Дальнейший расчет проводится по методике, изложенной выше в этом разделе.

Давление водонепроницаемого грунта с водой. Грунт на участке BC водонепроницаем (рис. 10.15). На участок ограждающей поверхности AB действует только вода, давление которой находим так же, как описано выше. Давление на участок BC складывается из гидростатического давления воды и давления взвешенного грунта с удельным весом:

$$\gamma_{sb} = \gamma - (1 - n)\gamma_w, \quad (10.22)$$

где γ_{sb} — удельный вес взвешенного грунта может быть найден по формуле (3.7) или:

$$\gamma_{sb} = \gamma - \frac{\gamma}{\gamma_s} \cdot \gamma_w. \quad (10.23)$$

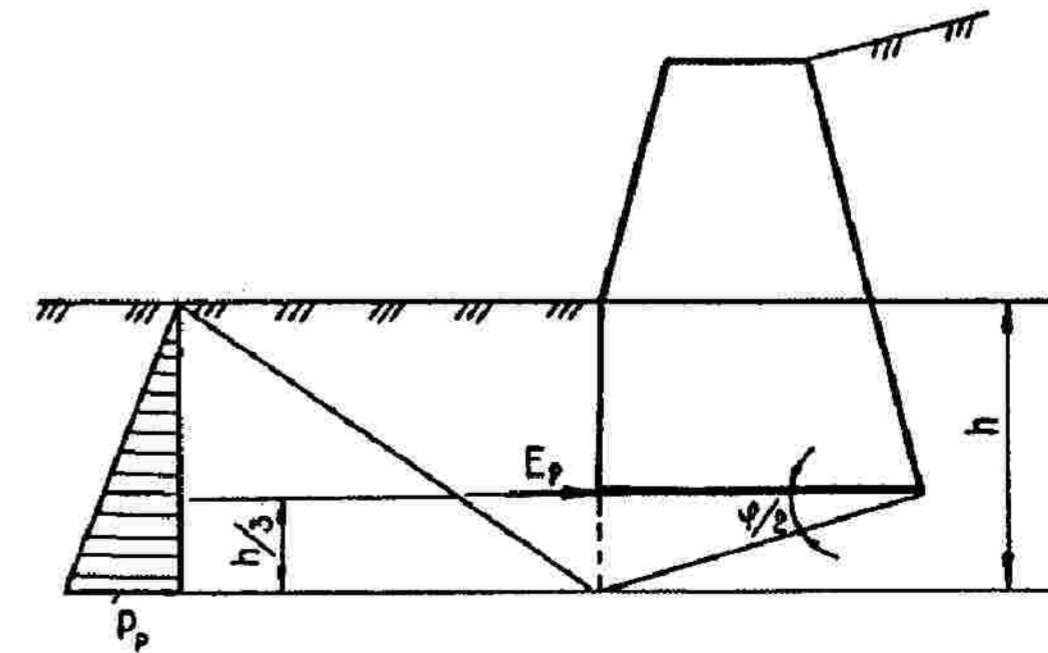


Рис. 10.15. Схема к расчету активного давления водонепроницаемого грунта

Для грунта во взвешенном состоянии принимается угол трения грунта о стенку $\varphi_s = 0$, сцепление грунта не учитывается.

При построении эпюр интенсивности давления взвешенного грунта следует обратить внимание на то, что расчетной высотой является h_2 и в формулах (10.2)–(10.8) используются h_2 , γ_{sb} , $\varphi_s = 0$.

10.2.3. Пассивное давление грунта

Как указывалось выше, пассивное давление возникает при перемещении подпорной стенки в сторону грунта засыпки. Тогда, согласно рис. 10.16, равнодействующая пассивного давления определяется:

для несвязного грунта ($c = 0$)

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad (10.24)$$

для связного грунта ($c \neq 0$)

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2ch \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10.25)$$

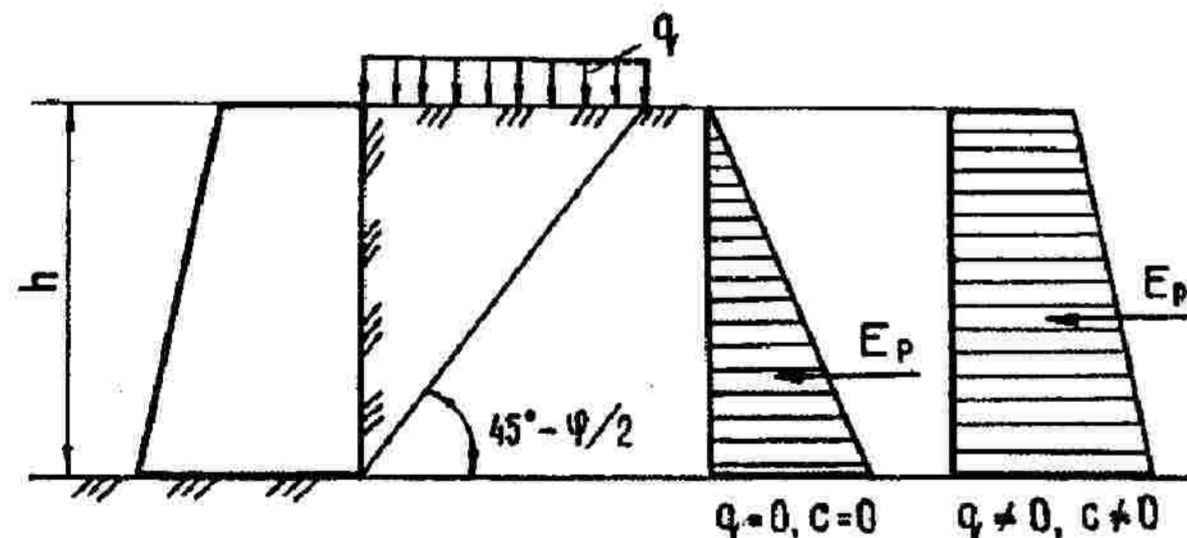


Рис. 10.16. Схема к расчету пассивного давления грунта на вертикальную гладкую стенку

В расчетах устойчивости стен при глубинном сдвиге на нескальном основании на передней грани определяется пассивное давление. Во многих случаях передняя грань представляет вертикальную плоскость. Для ограждающей вертикальной поверхности ($\varepsilon = 0$) при горизонтальной отсыпке ($\rho = 0$) пассивное давление грунта определяется по формуле

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \lambda_{ph\varphi} + \frac{ch}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{ph\varphi} - 1), \quad (10.26)$$

где $\lambda_{ph\varphi}$ — коэффициент пассивного давления грунта

$$\lambda_{ph\varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10.27)$$

На рис. 10.17 показана эпюра интенсивности пассивного давления грунта и точка приложения пассивного давления при глубинном сдвиге на нескальных грунтах, поверхность скольжения в качестве примера наклонена под углом $\varphi/2$ к горизонту.

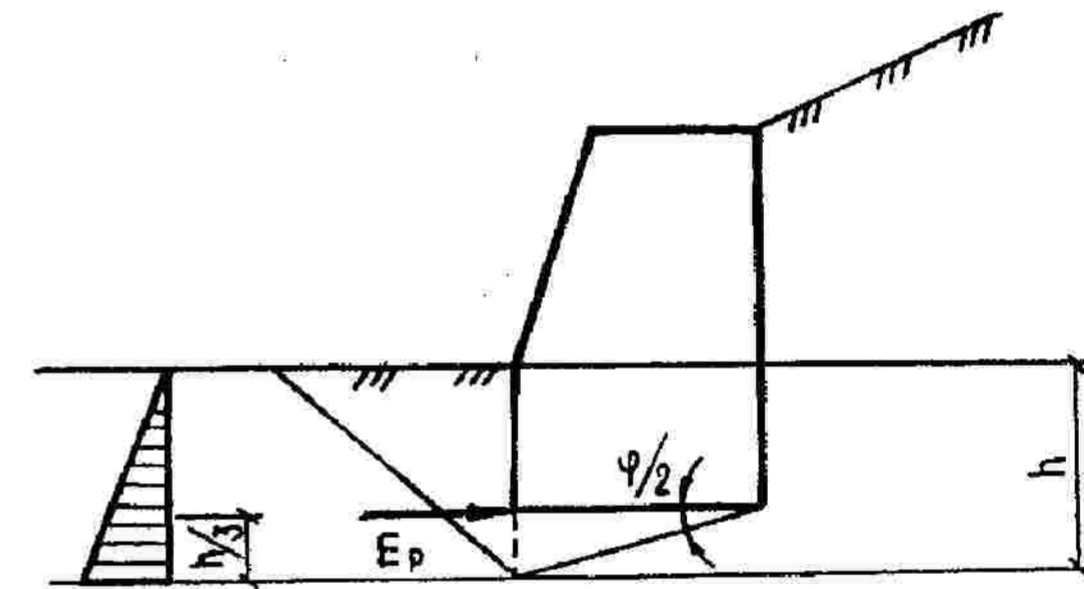


Рис. 10.17. Схема к расчету пассивного давления грунта

10.2.4. Определение активного и пассивного давления грунта методом предельного равновесия (по В.В. Соколовскому)

Строгое решение задачи о давлении грунта на подпорные стенки получено В.В. Соколовским (1960) путем численного решения методом конечных разностей дифференциальных уравнений предельного состояния грунта за подпорной стенкой.

Горизонтальная составляющая активного давления грунта вычисляется по выражению

$$P_{ah} = \bar{q}_0 (\gamma z + q), \quad (10.28)$$

где \bar{q}_0 — безразмерный коэффициент, полученный как функция двух величин — угла внутреннего трения грунта (φ , град.) и угла трения грунта о

поверхность стены (φ_s , град.). Значения коэффициента \bar{q}_0 для вертикальной подпорной стенки ($\rho = 0$) и горизонтальной поверхности грунта ($\varepsilon = 0$) приведены в табл. 10.1;

γ — удельный вес грунта, кН/м³;

q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки на горизонтальной поверхности засыпки, кН/м.

Таблица 10.1

Значение безразмерного коэффициента \bar{q}_0 для определения активного давления грунта для вертикальной подпорной стенки ($e = 0$) при горизонтальной поверхности грунта засыпки ($r = 0$) (метод В.В. Соколовского, 1960)

Угол внутреннего трения грунта φ , град.	Угол внутреннего трения о поверхность подпорной стенки φ_s , град.	Значение безразмерного коэффициента q_0
10	0	0,70
	5	0,67
	10	0,65
20	0	0,49
	10	0,45
	20	0,44
30	0	0,33
	15	0,30
	30	0,31
40	0	0,22
	20	0,20
	40	0,22

Значения безразмерных коэффициентов для определения активного давления, полученные разными авторами, представлены в табл. 10.2.

Горизонтальная составляющая пассивного давления грунта вычисляется по выражению

$$P_{ph} = \bar{q}'_0 (\gamma z + q), \quad (10.29)$$

где \bar{q}'_0 — то же, что и в формуле (10.28), только определяется по табл. 10.3.

Построив эпюры активного и пассивного давления по приведенным выше формулам, легко определить значения их равнодействующих E_a и E_n .

Как для случая активного, так и для пассивного давления значения безразмерных коэффициентов, полученных различными авторами, совпадают (табл. 10.4).

Таблица 10.2

Сопоставление безразмерных коэффициентов для определения активного давления грунта для вертикальной подпорной стенки при горизонтальной поверхности грунта засыпки

Угол внутреннего трения грунта φ , град.	Угол внутреннего трения о поверхность подпорной стенки φ_s , град.	Значения безразмерных коэффициентов		
		по В.В. Соколовскому	по зависимости Мюллера — Браслау	по формуле Мора — Кулона
10	0	0,70	0,704	0,704
	5	0,67	0,662	—
	10	0,65	0,635	—
20	0	0,49	0,490	0,490
	10	0,45	0,447	—
	20	0,44	0,427	—
30	0	0,33	0,333	0,333
	15	0,30	0,301	—
	30	0,31	0,297	—
40	0	0,22	0,217	0,217
	20	0,20	0,199	—
	40	0,22	0,210	—

Таблица 10.3

Значения безразмерного коэффициента \bar{q}'_0 для определения пассивного давления грунта для вертикальной подпорной стенки ($e = 0$) при горизонтальной поверхности грунта засыпки ($r = 0$) (метод В.В. Соколовского, 1960)

Угол внутреннего трения грунта φ , град.	Угол внутреннего трения о поверхность подпорной стенки φ_s , град.	Значение безразмерного коэффициента \bar{q}'_0
10	0	1,42
	5	1,56
	10	1,66
20	0	2,04
	10	2,55
	20	3,04
30	0	3,00
	15	4,62
	30	6,55
40	0	4,60
	20	9,69
	40	18,20

Таблица 10.4

Сопоставление значений безразмерных коэффициентов, определенных по различным зависимостям для вычисления пассивного давления грунта при вертикальной подпорной стенке и горизонтальной поверхности грунта засыпки

Угол внутреннего трения грунта φ , град.	Угол внутреннего трения о поверхность подпорной стенки φ_s , град.	Значения безразмерных коэффициентов		
		по В.В. Соколовскому	по зависимости СНиП	по формуле Мора – Кулона
10	0	1,42	1,42	1,42
	5	1,56	1,55	—
	10	1,66	1,63	—
20	0	2,04	2,04	2,04
	10	2,55	2,51	—
	20	3,04	2,86	—
30	0	3,00	3,00	3,00
	15	4,62	4,46	—
	30	6,55	5,67	—
40	0	4,60	4,60	4,60
	20	9,69	9,00	—
	40	18,20	11,50	—

Пример 10.1. Определить активное давление и проверить устойчивость массивной подпорной стенки (рис. 10.18) при плоском сдвиге и опрокидывании.

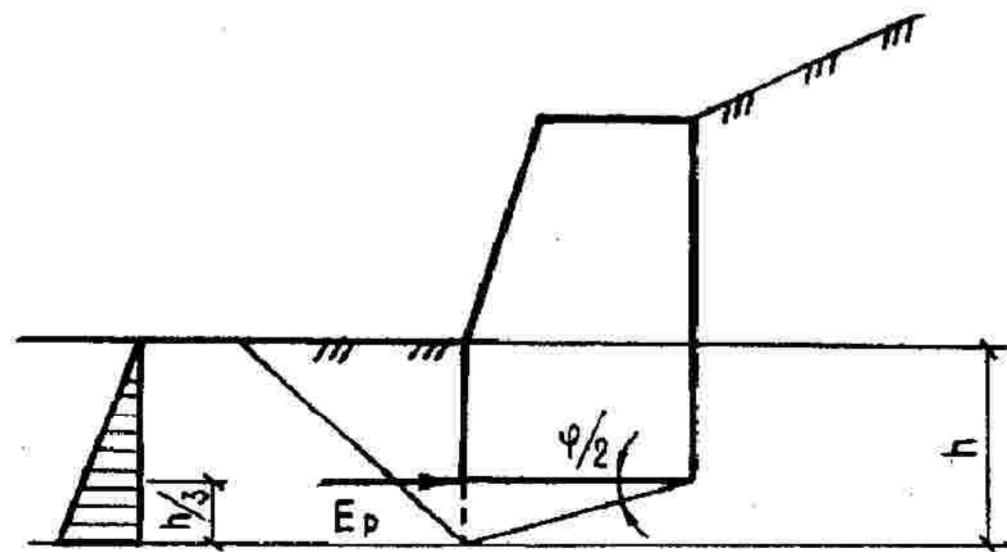


Рис. 10.18. Схема к примеру 10.1

Нормативные характеристики грунта:
 — удельный вес грунта $\gamma_n = 16 \text{ кН/м}^3$;

- угол внутреннего трения $\varphi = 28^\circ$;
- угол трения грунта о поверхность стенки $\varphi_s = 0$.

На поверхности грунта действует равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q_n = 9 \text{ кН/м}^2$.

Решение. Определяем силы активного давления грунта и воды на грани соответствующих блоков.

Расчетное значение удельного веса грунта при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

$$\gamma = \gamma_n \cdot \gamma_f = 1,6 \cdot 1,2 = 19,2 \text{ кН/м}^3.$$

Заменяя расчетную равномерно распределенную нагрузку интенсивностью $q = q_n \cdot \gamma_f = 9 \cdot 1,2 = 10,8 \text{ кН/м}^2$ эквивалентным слоем грунта (10.15), найдем приведенную высоту h_0 :

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{10,8}{19,2} = 0,562 \text{ м.}$$

Построение эпюры интенсивности бокового давления грунта показано на рис. 10.19.

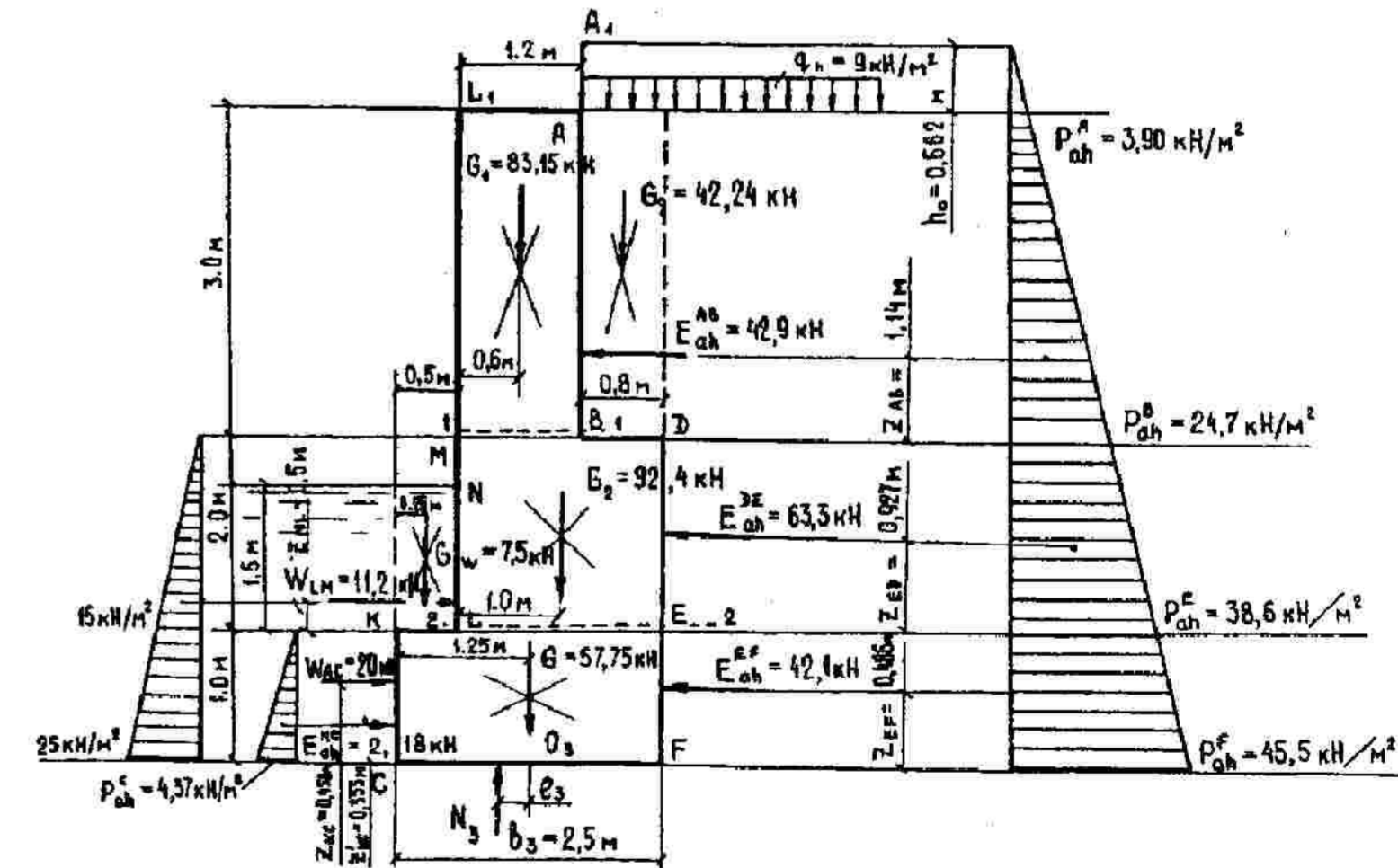


Рис. 10.19. Схема к примеру 10.1

Для напорной грани при вертикальной напорной поверхности, горизонтальной отсыпке и $\varphi_s = 0$ коэффициенты бокового давления

$$\lambda_{ah} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2}\right) = 0,361; \lambda_{av} = 0.$$

Вычисляем ординаты эпюры интенсивности активного давления грунта по формуле (10.2) для напорной поверхности (нулевая ордината располагается на горизонтали точки A_1):

$$P_{ah}^A = \gamma \cdot h_0 \cdot \lambda_{ah} = 19,2 \cdot 0,562 \cdot 0,361 = 3,90 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{ah}^B = P_{ah}^D = \gamma (h_0 + h_{AB}) \cdot \lambda_{ah} = 19,2 (0,562 + 3) \cdot 0,361 = 24,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{ah}^E = \gamma (h_0 + h_{AB} + h_{DE}) \cdot \lambda_{ah} = 19,2 \cdot 5,562 \cdot 0,361 = 38,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{ah}^F = \gamma (h_0 + h_{AB} + h_{DE} + h_{EF}) \cdot \lambda_{ah} = 19,2 \cdot 6,562 \cdot 0,361 = 45,5 \text{ кН/м}^2.$$

Рассмотрим лицевую грань (см. рис. 10.19). грунт на участке CK водопроницаем.

Определим удельный вес взвешенного грунта по формуле (10.23):

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w \cdot \frac{\gamma}{\gamma_s} = 19,2 - 10 \cdot \frac{19,2}{27} = 12,1 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_s — удельный вес скелета грунта, $\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3$.

Коэффициент бокового давления грунта для грани KC :

$$\lambda_{ah} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,361; \lambda_{av} = 0.$$

Интенсивность активного давления взвешенного грунта в точке C :

$$P_{ah}^C = \gamma_{sb} \cdot h_{KC} \cdot \lambda_{ah} = 12,1 \cdot 1 \cdot 0,361 = 4,37 \text{ кН/м}^2.$$

Построим эпюру интенсивности давления воды на лицевую грань:

$$P_w^L = P_w^K = \gamma_w \cdot h_w = 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_w^C = \gamma_w (h_w + h_{KC}) = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем силы активного давления грунта и воды на грани по опорной стене и точек их приложения по формулам (10.16), (10.18) и (10.20):

$$E_{ah}^{AB} = \frac{P_{ah}^A + P_{ah}^B}{2} \cdot h_{AB} = \frac{3,90 + 24,7}{2} \cdot 3 = 42,9 \text{ кН};$$

$$Z_{AB} = \frac{h_{AB}}{3} \cdot \frac{(2P_{ah}^A + P_{ah}^B)}{(P_{ah}^A + P_{ah}^B)} = \frac{3}{3} \cdot \frac{(2 \cdot 3,90 + 24,7)}{(3,90 + 24,7)} = 1,14 \text{ м};$$

$$E_{ah}^{DE} = \frac{P_{ah}^D + P_{ah}^E}{2} \cdot h_{DE} = \frac{24,7 + 38,6}{2} \cdot 2 = 63,3 \text{ кН};$$

$$Z_{DE} = \frac{h_{DE}}{3} \cdot \frac{(2P_{ah}^D + P_{ah}^E)}{(P_{ah}^D + P_{ah}^E)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{(2 \cdot 24,7 + 38,6)}{(24,7 + 38,6)} = 0,927 \text{ м};$$

$$E_{ah}^{EF} = \frac{P_{ah}^E + P_{ah}^F}{2} \cdot h_{EF} = \frac{38,6 + 45,5}{2} \cdot 1 = 42,1 \text{ кН};$$

$$Z_{FE} = \frac{h_{EF}}{3} \cdot \frac{(2P_{ah}^E + P_{ah}^F)}{(P_{ah}^E + P_{ah}^F)} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(2 \cdot 38,6 + 45,5)}{(38,6 + 45,5)} = 0,486 \text{ м};$$

$$W_{NL} = \frac{P_w^L \cdot h_{NL}}{2} = \frac{15 \cdot 1,5}{2} = 11,2 \text{ кН};$$

$$Z_{NL} = \frac{h_{NL}}{3} = \frac{1,5}{3} = 0,5 \text{ м};$$

$$W_{CK} = \frac{P_w^K + P_w^C}{2} \cdot h_{CK} = \frac{25 + 15}{2} \cdot 1 = 20 \text{ кН};$$

$$Z_{CK} = \frac{h_{CK}}{3} \cdot \frac{(2P_w^K + P_w^C)}{(P_w^K + P_w^C)} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(2 \cdot 15 + 25)}{(15 + 25)} = 0,458 \text{ м};$$

$$E_{ah}^{CK} = \frac{P_{ah}^C \cdot h_{CK}}{2} = \frac{4,37 \cdot 1,0}{2} = 2,18 \text{ кН};$$

$$Z_{CK} = \frac{h_{CK}}{3} = 0,333 \text{ м}.$$

Производим проверку подпорной стены на устойчивость при плоском сдвиге. Расчетное значение сдвигающей силы

$$F = E_{ah}^{AB} + E_{ah}^{DE} + E_{ah}^{FE} - W_{LN} - W_{CK} - E_{CK} = \\ = 42,9 + 63,3 + 42,1 - 11,2 - 20 - 2,18 = 115,0 \text{ кН}.$$

Нормальный удельный вес материала стены $\gamma_{sn} = 22 \text{ кН/м}^3$. Найдем силы, действующие на подпорную стену, предварительно разбив ее на блоки в соответствии с поставленной задачей.

Коэффициенты надежности по нагрузке для собственного веса блоков стены $\gamma_f = 1,05$ (по СНиПу 2.05.01—86).

Блок $ABML_1$:

$$G_1 = V_1 \cdot \gamma_{sn} \cdot \gamma_f = 1,2 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 22 \cdot 1,05 = 83,15 \text{ кН}.$$

Блок $MDEL$:

$$G_2 = 2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 22 \cdot 1,05 = 92,4 \text{ кН}.$$

Блок $KEFC$:

$$G_3 = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22 \cdot 1,05 = 57,75 \text{ кН}.$$

Расчетное значение веса грунта на уступе $ВД$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

$$G_8 = 0,8 \cdot 3 \cdot 1,0 \cdot 16 \cdot 1,1 = 42,24 \text{ кН}.$$

Расчетное значение веса воды на уступе KL. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

$$G_w = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 10 \cdot 1,0 = 7,5 \text{ кН.}$$

Силы G_1 , G_2 , G_3 , G_g , G_w приложены в центрах тяжести соответствующих блоков.

Расчетное значение силы предельного сопротивления сдвигу

$$R = \text{tg } \varphi \sum F_{yi} = (G_1 + G_2 + G_3 + G_g + G_w) \text{tg } \varphi = \\ = (83,5 + 92,4 + 57,75 + 42,24 + 7,5) \cdot \text{tg } 28^\circ = 150 \text{ кН.}$$

Условие устойчивости при сдвиге проверяется по условию (8.45):

$$\gamma_{lc} \cdot F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_{fn}} R; 1 \cdot 115,0 = \frac{1}{1,15} 150; 115 \leq 130.$$

Здесь $\gamma_{fn} = 1,15$, т.е. принято, что сооружение III класса.

Подпорная стенка устойчива при плоском сдвиге.

Проверка устойчивости подпорной стенки на опрокидывание. Опрокидывающий момент (момент опрокидывающих активных) сил относительно точки С:

$$M_{s,a} = 42,9(3 + 1,14) + 63,3 \cdot 1,927 + 42,1 \cdot 0,486 - 11,2 \cdot 1,5 - \\ - 20 \cdot 0,458 - 2,18 \cdot 0,333 = 293 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Удерживающий момент

$$M_{s,r} = 83,15(0,5 + 0,6) + 92,4(0,5 + 1) + 57,75 \cdot 1,25 + \\ + 42,24(2,5 - 0,4) - 7,5 \cdot 0,25 = 393 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие устойчивости при опрокидывании

$$\gamma_{lc} \cdot M_{s,a} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_{fn}} M_{s,r}.$$

Устойчивость при опрокидывании обеспечена:

$$1 \cdot 293 < \frac{1}{1,15} \cdot 393 = 342.$$

Контрольные вопросы

1. Приведите классификацию подпорных стен.
2. Дайте определение активного и пассивного давления.
3. Перечислите факторы, влияющие при давлении грунта на ограждающую поверхность.
4. Как определяется давление сыпучих грунтов на подпорные стены?
5. Как рассчитывается давление связных грунтов на подпорные сооружения?
6. Каким образом учитывается наличие нагрузки на горизонтальной поверхности засыпки?

ЛИТЕРАТУРА

1. Амарян Л.С. Свойства слабых грунтов и методы их изучения. — М.: Недра, 1990. — 220 с.
2. Ананьев В.П., Гильман Я.Д., Коробкин В.И. и др. Лессовые породы как основания зданий и сооружений. — Ростов н/Д: Изд-во Рост. ун-та, 1976. — 216 с.
3. Бабков В.Ф., Безрук В.М. Основы грунтоведения и механики грунтов: Учеб. пособие для автомоб. дор. спец. вузов. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Высшая школа, 1986. — 239 с.
4. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. — Л.: Стройиздат, 1970. — 207 с.
5. Берлинов М.В. Основания и фундаменты. — М.: Высшая школа, 1998. — 319 с.
6. Бородавкин П.П. Механика грунтов в трубопроводном строительстве: Учебник для вузов. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Недра, 1986. — 224 с.
7. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов: Учебное пособие для вузов. 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1990. — 304 с.
8. Волосухин В.А., Воропаев В.И., Яицкий Л.В. Расчет подпорных стен гидротехнических сооружений: Учеб. пособие. — Новочеркасск: НГМА, 2000. — 81 с.
9. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов: Учеб. пособие. — М.: Высшая школа, 1978. — 447 с.
10. Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты: Справочник /Под ред. К.С. Силина. — М.: Транспорт, 1990. — 240 с.
11. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин: Учеб. пособие / . — М.: Изд-во АСВ, 2001. — 384 с.
12. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. — М.: Стройиздат, 1971. — 367 с.
13. Гороховский В.М. Механика грунтов. — Ростов н/Д: Изд-во Рост. ун-та, 1986. — 160 с.
14. Грунтоведение /Под ред. Е.М. Сергеева. — М., 1973. — 388 с.
15. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. 2-е изд. перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, 1988. — 415 с.
16. Дидух Б.И. Механика грунтов: Учеб. пособие. — М.: Изд-во УДН, 1990. — 92 с.
17. Дидух Б.И. Упругопластическое деформирование грунтов. — М.: Изд-во УДН, 1987. — 166 с.
18. Дмитриев В.В. Оптимизация лабораторных инженерно-геологических исследований. — М.: Недра, 1989. — 184 с.
19. Дудлер И.В. Комплексные исследования грунтов полевыми методами. — М.: Стройиздат, 1979. — 132 с.

20. *Зарецкий Ю.К.* Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. — М.: Стройиздат, 1988. — 352 с.
21. *Иванов П.Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. — М.: Высшая школа, 1985. — 325 с.
22. *Калаев А.И.* Несущая способность оснований сооружений. — Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1990. — 183 с.
23. *Кандауров И.И.* Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. — Л.: Стройиздат, 1988. — 280 с.
24. *Качан А.И.* Расчетные характеристики грунтов. — М.: Стройиздат, 1985. — 247 с.
25. *Малышев М.В.* Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1994. — 228 с.
26. *Маслов Н.Н.* Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними): Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1977. — 320 с.
27. *Маслов Н.Н.* Прикладная механика грунтов. — М., 1949. — 328 с.
28. *Маслов Н.Н.* Проблемы устойчивости и деформации грунтов. — М., 1961. — 196 с.
29. Мелиорация и водное хозяйство. 4. Сооружения: Справочник / Под ред. П.А. Полад-заде. — М.: Агропромиздат, 1987. — 464 с.
30. *Миллиган Дж. У.Э., Хоулсби Дж. Т., Ониси Ю.* и др. Програмное обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроению / Под ред. В.М. Лиховцева. — М.: Стройиздат, 1991. — 528 с.
31. *Мулин В.И.* Механика грунтов для инженеров строителей. — М.: Стройиздат, 1978. — 118 с.
32. *Мурзенко Ю.Н.* Расчет оснований зданий и сооружений в упруго-пластической стадии работы с применением ЭВМ. — Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1989. — 175 с.
33. *Мурзенко Ю.Н., Абуханов А.З., Субботин А.И., Шматков В.В.* Инженерные сооружения природоохранных комплексов и информационное моделирование их взаимодействия с грунтовым массивом: Учеб. пособие. — Новочеркасск: ЮРГТУ, 1999. — 58 с.
34. *Мустафаев А.А.* Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. — М.: Высшая школа, 1989. — 591 с.
35. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 479 с.
36. Основания и фундаменты: Справочник / Под ред. Г.И. Швецова. — М.: Высшая школа, 1991. — 383 с.
37. *Петрухин В.П.* Строительство сооружений на засоленных грунтах. — М.: Стройиздат, 1989. — 264 с.
38. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01—83). — М.: Стройиздат, 1986. — 415 с.
39. *Рейш А.К., Куртинов А.В., Дегтярев А.П.* и др. Земляные работы. Справочник строителя / Под ред. А.К. Рейша. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1984. — 320 с.

40. *Силкин А.М.* Сооружения мелиоративных систем в торфяных грунтах. — М.: Агропромиздат, 1986.
41. *Силкин А.М., Фролов Н.Н.* Основания и фундаменты. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Агропромиздат, 1987. — 285 с.
42. *Ситников М.А.* Грунты в сельском строительстве. — Минск: Урожай, 1978. — 112 с.
43. *Скабалланович И.А., Осауленко В.Т.* Инженерная геология, гидрология и осушение месторождений. — М.: Недра, 1989. — 197 с.
44. *Скальный В.С., Абуханов А.З., Еремина И.В.* Основы грунтоведения и механика разрабатываемых грунтов в задачах инженерной логики: Учеб. пособие. — М.: УМО ГУ ВУЗ, 1993. — 132 с.
45. *Слюсаренко С.А.* Механика грунтов. Лабораторные работы. — Киев, 1982. — 87 с.
46. СНиП 2.06.05—84* Плотины из грунтовых материалов. — М.: Стройиздат, 1990. — 31 с.
47. СНиП 2.02.01—83* Основания зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1995. — 41 с.
48. СНиП 2.02.02—85 Основания гидротехнических сооружений. — М.: Госстрой СССР, 1988. — 45 с.
49. СНиП 2.06.07—87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. — М.: Стройиздат, 1987. — 11 с.
50. СНиП 2.01.07—85 Нагрузки и воздействия. — М.: Стройиздат, 1988. — 35 с.
51. *Соколовский В.В.* Статика сыпучей среды. — М.: Физматиздат, 1960. — 260 с.
52. *Сорочан Е.А.* Строительство сооружений на набухающих грунтах. 2-е изд. перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1989. — 312 с.
53. *Сорочан Е.А.* Фундаменты промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1986. — 303 с.
54. *Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П.* Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / Под ред. С.Н. Сотникова. — М.: Стройиздат, 1986. — 96 с.
55. *Терцаги К.* Теория механики грунтов. — М.: Госстройиздат, 1961. — 907 с.
56. *Ухов С.Б.* и др. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник. — М., 1994. — 527 с.
57. *Фролов Н.Н.* Проектирование оснований и фундаментов сооружений гидро-мелиоративных систем. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Колос, 1983. — 272 с.
58. *Фролов А.Ф., Коротких И.В.* Инженерная геология. 2-е изд. перераб. и доп. — М.: Недра, 1990. — 412 с.
59. *Цытович Н.А.* Механика грунтов (краткий курс). — М.: Высшая школа, 1983. — 268 с.
60. *Швец В.Б., Лушников В.В., Швец Н.С.* Определение строительных свойств грунтов: Справочное пособие. — Киев: Будівельник, 1981. — 104 с.
61. *Швец В.Б., Гинзбург Л.К., Гольштейн В.М.* и др. Справочник по механике и динамике грунтов / Под ред. В.Б. Швеца. — Киев: Будівельник, 1987. — 232 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. ФИЗИЧЕСКАЯ ПРИРОДА ГРУНТОВ	4
1.1. Природа образования грунтов и виды грунтовых отложений	4
1.2. Строительная классификация грунтов	13
1.3. Определение нормативных и расчетных характеристик грунтов	17
1.3.1. Лабораторные методы определения характеристик грунтов	35
1.3.2. Полевые методы испытания грунтов	51
Глава 2. ГРУНТЫ КАК ДИСПЕРСНЫЕ СИСТЕМЫ	72
2.1. Составные элементы грунтов	72
2.2. Твердые минеральные частицы и их роль в формировании прочности грунта	73
2.3. Вода в грунтах, ее виды и свойства	80
2.4. Изменение влажности в грунтах в пространстве и во времени	86
2.5. Прогноз уровня подземных вод	89
2.6. Газообразная составляющая грунта	90
2.7. Структурные связи и строение грунта	91
Глава 3. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	96
3.1. Физические свойства несвязных грунтов	96
3.2. Разжижение водонасыщенных песчаных грунтов	106
3.3. Физические свойства глинистых грунтов	108
3.4. Реологические свойства глинистых грунтов	115
3.5. Прогнозирование осадков во времени	118
Глава 4. ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	122
4.1. Растворимость грунтов	122
4.2. Размокаемость грунтов	124
4.3. Разрыхляемость грунтов	125
4.4. Размываемость грунтов	125
4.5. Размягчаемость грунтов	126
4.6. Липкость грунтов	127
4.7. Пластичность грунта	129
4.8. Набухаемость грунтов	131
4.9. Усадочность грунтов	133
4.10. Просадочность грунтов	135
4.11. Пучинистость грунта	140
4.12. Тиксотропность грунтов	143
4.13. Плывунность грунтов	145
Глава 5. ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ	147
5.1. Основные механические свойства грунтов	148
5.2. Сжимаемость грунтов. Закон уплотнения	149
5.2.1. Одноосное испытание	150
5.2.2. Компрессионное испытание грунта	151
5.2.3. Трехосное испытание грунта	155
5.3. Основные деформационные характеристики грунтов	157
5.4. Прочность грунтов. Закон Кулона для связных и несвязных грунтов	162

5.5. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации	167
5.6. Физико-механические свойства структурно-неустойчивых грунтов	171
Глава 6. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ	188
6.1. Основы напряженного состояния грунтов оснований	188
6.2. Фазы напряженного состояния грунта	192
6.3. Расчетные модели грунтовых оснований	197
6.4. Напряжения от действия сосредоточенной силы (основная задача)	199
6.5. Напряжения от действия группы (нескольких) сил	204
6.6. Напряжения от равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади	206
6.7. Определение напряжений методом угловых точек (метод Польшина)	210
6.8. Распределение напряжений от полосовой нагрузки (плоская задача)	214
6.8.1. Треугольная полосовая нагрузка	219
6.9. Природное напряжение (от собственного веса грунта)	224
6.10. Напряжения по подошве нагруженной площадки (контактная задача)	230
Глава 7. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДКОВ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ	233
7.1. Виды деформаций зданий и сооружений	233
7.2. Причины возникновения неравномерных осадок	237
7.3. Определение осадок сооружений	239
7.3.1. Метод послойного суммирования	242
7.3.2. Метод линейно-деформируемого слоя	248
7.3.3. Метод эквивалентного слоя	252
Глава 8. ОСНОВЫ ТЕОРИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ	258
8.1. Основные уравнения теории предельного равновесия	258
8.2. Определение начального критического давления на грунтовое основание	264
8.3. Предельное сопротивление грунта основания	267
8.4. Расчетное сопротивление грунта основания	272
8.5. Анализ устойчивости сооружения (три вида сдвига)	281
8.6. Несущая способность основания	289
ГЛАВА 9. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ	297
9.1. Основные виды нарушения устойчивости откосов	297
9.2. Методы расчета устойчивости откосов	299
9.3. Угол естественного откоса	309
9.4. Методы борьбы с оползнями	311
Глава 10. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ДРУГИЕ СООРУЖЕНИЯ	321
10.1. Классификация подпорных стен	321
10.2. Давление грунта на ограждающую поверхность	324
10.2.1. Основные понятия и допущения	324
10.2.2. Активное давление грунта	328
10.2.3. Пассивное давление грунта	334
10.2.4. Определение активного и пассивного давления грунта методом предельного равновесия (по В.В. Соколовскому)	335
Литература	343

Серия «Строительство»

Абуханов Абдурахман Залимханович

Механика грунтов

Учебное пособие

Ответственный редактор *И.Ю. Жиляков*
Художник: *В. Кириченко*
Технический редактор *Л. Багрянцева*
Корректоры: *Г. Бибилова, В. Югобаян*

Сдано в набор 01.03.06. Подписано в печать 12.09.06
Формат 60×84/16. Бум. тип № 2.
Гарнитура CG Times. Печать высокая. Усл. п. л. 21.12
Тираж 4000 экз. Зак. № 1724

Издательство «Феникс»
344082, г. Ростов-на-Дону, пер. Халтуринский, 80

Упечатано с готовых диапозитивов в ЗАОр «НПП «Джангар»,
358000, г. Элиста, ул. Ленина, 245

ФЕНИКС

Торговый Дом «Феникс»

В Москве книги издательства «Феникс» можно купить:

Для книготорговых организаций

в региональных представительствах:

1. Ул. Космонавта Волкова, 25/2, 1-й этаж, м. «Войковское»
Т.: (045) 156-05-68, 450-08-35, 8-916-523-4376
E-mail: fenix-m@yandex.ru

Контактное лицо: Моисеенко Сергей Николаевич
**Для оптовых покупателей — оптовые издательские цены,
гибкая система скидок, бесплатная доставка по Москве**

2. Шоссе Фрезер, д. 17, м. «Авиамоторная»
Т.: (045) 517-32-95, 107-44-98, 711-79-81
Т./факс: 8-501-413-75-78

E-mail: mosfen@pochta.ru, mosfen@bk.ru
Директор: Мячин Виталий Васильевич

3. Торговый Дом «КноРус»:
Ул. Б. Переяславская, 46,
м. «Рижская», «Проспект Мира»
Т.: (045) 680-02-07, 680-72-54, 680-91-06, 680-92-13
E-mail: phoenix@knorus.ru
Лебедев Андрей

в крупнейших магазинах:

ТД «Библио-Глобус»
Ул. Мясницкая, 6 (тел.: 925-24-57)

ТД «Москва»
Ул. Тверская, 8 (тел.: 229-66-43)

«Московский Дом книги»
Ул. Новый Арбат, 8 (тел.: 291-78-32)

«Молодая гвардия»
Ул. Большая Полянка, 28 (тел.: 238-11-44)

«Дом педагогической книги»
Большая Дмитровка, 7/5, строение 1 (тел.: 299-68-32)

«Медицинская книга»
Комсомольский проспект, 25 (тел.: 245-39-33)