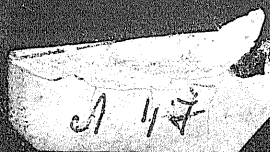


Библиотека СибАДИ
За порчу этикетки-штраф



1022 1000422425

МЕХАНИКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА



ЛЕОНОВИЧ, Н. П. ВЫРКО

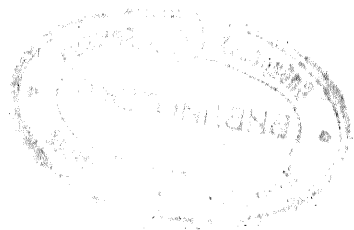
МЕХАНИКА
ЗЕМЛЯНОГО
ПОЛОТНА

И. И. ЛЕОНОВИЧ, Н. П. ВЫРКО

7/3

ПК

МЕХАНИКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА



Издательство «Наука и техника»
Минск 1975

— 1. Ковалевский +

625.73

всв
Л47
УДК 625.12 + 624.101

625.731

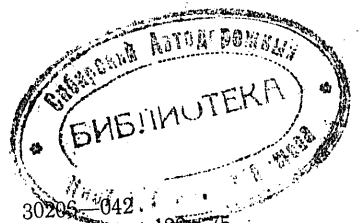
Леонович И. И., Вьрко Н. П. Механика земляного полотна. Минск, «Наука и техника», 1975, 232 с.

В книге отражены современные проблемы улучшения конструктивных и эксплуатационных показателей дорожного земляного полотна. Изложены теоретические вопросы водно-теплого режима грунтов, миграции влаги в вертикальном и горизонтальном направлениях, общей и местной устойчивости насыпей и выемок, деформации слабых водонасыщенных оснований, прогнозирования появления пучин на дороге. Дан анализ сил, действующих на земляное полотно, а также показаны практические методы проектирования геометрических параметров земляного полотна, выбор расчетных характеристик грунтов, способы повышения устойчивости земляного полотна против осадок, оползней, обвалов и других механических воздействий.

Книга рассчитана на научных и инженерно-технических работников, занимающихся вопросами механики грунтов, проектированием дорог и дамб, а также может быть полезна студентам строительных, дорожных и гидротехнических специальностей.
Таблиц 50. Иллюстраций 125. Библиография — 172 названия.

Рецензенты:

доктор технических наук Ю. А. Соболевский,
кандидат технических наук Л. К. Лукша,
кандидат технических наук И. К. Яцевич



Л 30206-042
М316-75

всв. 149634

© Издательство «Наука и техника», 1975.

принимает участие большое число специалистов различных научных школ и направлений.

Авторы настоящей книги обобщили новейшие исследования в области проектирования земляного полотна, рассмотрели узловые задачи, которые можно свести к механическим моделям. Наиболее подробно освещены исследования, проведенные белорусскими учеными, в том числе оригинальные работы авторов, в которых учитываются специфические условия запада второй дорожно-климатической зоны с обилием заболоченных и переувлажненных мест, мягким рельефом, высокой влажностью, частыми зимними оттепелями.

Авторам удалось найти правильное сочетание изложения теоретических решений и вытекающих из них инженерных методов расчета и конструирования конкретных сооружений, что определяет не только научную, но и практическую ценность данной монографии.

Несомненно, книга «Механика земляного полотна» станет полезным пособием для широкого круга специалистов дорожного дела.

И. Е. ЕВГЕНЬЕВ,
кандидат технических наук

ОТ АВТОРОВ

Земляное полотно является важнейшим конструктивным элементом дороги, от которого во многом зависят ее прочность, устойчивость и долговечность. Исходя из эксплуатационных требований, рельефа местности, почвенно-грунтовых и гидрологических условий, земляное полотно проектируется в виде насыпи, выемки, полунасыпи или полувыемки и в другой форме. К нему относятся также система водоотвода — водосливная площадка, боковые и нагорные канавы, дренарующие и изолирующие прослойки, водопропускные сооружения и т. д.

Земляное полотно воспринимает временные динамические нагрузки от проходящих транспортных средств, постоянные нагрузки от веса дорожной одежды или верхнего строения пути. Оно находится под воздействием собственного веса.

Условия работы земляного полотна весьма разнообразны. Кроме силовых факторов на него большое влияние оказывает окружающая среда и в первую очередь вода и температура. Причем степень этого влияния во многом определяется грунтовыми и гидрологическими факторами, размером основной площадки, формой поперечного профиля и т. д.

Исследованиями земляного полотна занимаются многие научно-исследовательские институты (Союздорнии, Ленинградский филиал Союздорнии, ЦНИИС, ЦНИИ МПС, Белдорнии и др.), высшие учебные заведения (МАДИ, МИИТ, ВАТТ, АЛТИ и др.), проектные организации и эксплуатационные дорожные службы нашей страны. В результате исследований накоплен большой теоретический материал, разработаны необходимые практические методы расчета конструкций, изданы нормативные документы, рекомендованы типовые поперечные профили земляного полотна автомобильных и железных дорог для различных условий строительства. Однако проблема земляного полотна исчерпана далеко не полно. Требуют дополнительного научного обоснования и решения вопросы тепло-массопереноса в земляном полотне, защиты грунтов земляного полотна от влаги, регулирования водно-тепловых процессов,

проектирования земляного полотна на слабых основаниях, армирования тела насыпей, стабилизации откосов и др.

Большинство явлений, связанных с работой земляного полотна, носит механический характер, а поэтому их можно рассматривать в рамках механики земляного полотна.

В книге изложены основные требования, предъявляемые к земляному полотну, формы и конструкции земляного полотна в различных условиях дорожного строительства, принципиальные вопросы грунтоведения. Содержатся также основные результаты исследований водно-теплого режима земляного полотна, миграции влаги в грунте, процесса пучения дороги, глубины промерзания грунтов, прогнозирования пучинообразования и решение других задач с использованием современных статических методов. Рассматриваются некоторые вопросы механики грунтов, дан анализ видов деформации земляного полотна и причин, которые их порождают, рекомендации по выбору расчетных характеристик грунтов. В ней освещены и общие вопросы механики земляного полотна: устойчивость откосов насыпей и выемок, устойчивость насыпей на косогорах и на слабых основаниях. Показаны некоторые возможные пути повышения устойчивости земляного полотна в трудных рельефных и гидрологических условиях.

Объем книги не позволил полностью охватить все вопросы рассматриваемой проблемы и дать исчерпывающий анализ выполненных другими авторами научно-исследовательских работ. Степень детализации материала принята неодинаковой. Некоторые теоретические положения и обоснования практических рекомендаций, которые широко освещены в научной литературе, в настоящей книге схематизированы. Ряд вопросов изложен в проблематичном плане.

Авторы выражают искреннюю благодарность Ю. А. Соболевскому, Л. К. Лукше, И. К. Яцевичу за ценные советы и замечания при рецензировании книги.

Принимая во внимание необходимость дальнейшей работы над проблемой механики земляного полотна, авторы просят читателей свои замечания и пожелания высылать по адресу: 220630, г. Минск, ул. Свердлова, 13а, Белорусский технологический институт им. С. М. Кирова.

КОНСТРУКЦИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

1.1. НАЗНАЧЕНИЕ И ТРЕБОВАНИЯ К ЗЕМЛЯНОМУ ПОЛОТНУ

✓ Земляное полотно дороги является грунтовым основанием для дорожной одежды автомобильных или верхнего строения железных дорог и должно быть прочным независимо от погодных-климатических условий местности и времени года. В зависимости от положения проектной линии продольного профиля оно может иметь форму насыпи или выемки с целью обеспечения требуемых расчетных уклонов.

Земляное полотно нужно проектировать в комплексе с дорожной одеждой исходя из требования обеспечения его наибольшей устойчивости при минимальных земляных работах и капитальных затратах на строительство, а также удобства производства земляных работ современными механизированными способами.

Дорожное покрытие будет прочным и ровным в течение долгого времени в том случае, если оно возведено на прочных основаниях и земляном полотне. В настоящее время к прочности земляного полотна и дорожных одежд предъявляются повышенные требования в связи с ростом осевых нагрузок и скоростей движения автомобилей. С учетом перспективного развития автомобильного транспорта и увеличения интенсивности движения земляное полотно в отличие от покрытия должно устраиваться прочным сразу на длительный срок, чтобы избежать реконструкции дороги, которая связана со значительными трудностями и материальными затратами.

Стадийное строительство автомобильных дорог (путем наращивания слоев дорожной одежды) в неблагоприятных климатических и грунто-гидрологических условиях местности неэффективно из-за преждевременного разрушения дорожной одежды. Какой бы прочной ни была дорожная одежда, она не может устранить условия, вызывающие пучинообразование в грунтах, на которых или из которых возведено земляное полотно. Вследствие этого на покрытиях капитального типа воз-

никают трещины, на колеиных покрытиях — ступени и т. д. На таких дорогах приходится ограничивать движение тяжелых автомобилей или при строительстве предусматривать ряд мероприятий, повышающих прочность земляного полотна, например:

предохранение верхней части земляного полотна от увлажнения (придание уклонов поверхности полотна, защита от проникания воды через обочины);

предохранение земляного полотна от увлажнения снизу (устройство полотна в насыпях при достаточном его возвышении над УГВ и с надлежащим уплотнением насыпи грунта, устройство прослоек, изолирующих или прерывающих капиллярное поднятие, замена неблагоприятных грунтов в выемках и невысоких насыпях морозоустойчивыми грунтами или материалами);

обеспечение своевременного отвода воды, скапливающейся в верхней части земляного полотна и в основании (укладка дренирующих песчаных или других крупнопористых слоев с осушением их дренажными трубами и другими устройствами).

Эти мероприятия являются наиболее экономичными средствами повышения качества и долговечности дорожных покрытий.)

При уплотнении грунта насыпи необходимо, чтобы его влажность не превышала определенных пределов. Максимальная влажность, при которой будет обеспечена требуемая плотность грунта в насыпях для железных дорог, устанавливается по кривой стандартного уплотнения данного грунта или определяется по формуле

$$W_p + 0,25F \geq W_{\max} = \gamma_v \left(\frac{1-0,01v}{\delta_{ск}} - \frac{1}{\gamma_v} \right) 100\%, \quad (1.1)$$

где W_p — влажность предела раскатывания, %; F — число пластичности, %; W_{\max} — максимально допускаемая влажность грунта насыпи, %; γ_v — удельный вес воды, $Г/см^3$; $\delta_{ск}$ — объемный вес скелета грунта, $Г/см^3$; γ_v — удельный вес грунта насыпи, $Г/см^3$.

Максимальная влажность грунтов для насыпей автомобильных дорог находится из уравнения

$$W_{\max} = k_{п} W_{\text{опт}}\%, \quad (1.2)$$

где $k_{п}$ — коэффициент переувлажнения, принимаемый по табл. 1.1; $W_{\text{опт}}$ — оптимальная влажность грунта, % (для песков она равна 8—10, супесей — 9—15, суглинков — 12—22, глин — 16—26).

Уплотнение грунта является экономичным и довольно простым способом повышения устойчивости земляного полотна. Так, затраты на выполнение этого процесса составляют всего 4—6% от общей стоимости дорог. Вместе с тем данные, полу-

Таблица 1.1

Значение коэффициента переувлажнения

Грунт	$k_{п}$ при требуемом коэффициенте уплотнения грунта в теле насыпи	
	0,98	0,95
Пески пылеватые; супеси легкие крупные	1,35	1,60
Супеси легкие и пылеватые	1,25	1,35
Супеси тяжелые пылеватые; суглинки легкие и легкие пылеватые	1,15	1,30
Суглинки тяжелые и тяжелые пылеватые	1,05	1,20

ченные Н. Я. Хархутой в результате обследования новых дорог, показывают, что при плотности грунта земляного полотна 0,98—1 от максимальной стандартной плотности δ_{\max} деформации, вызванные неустойчивостью земляного полотна, практически не наблюдаются и дорожное покрытие имеет ровную поверхность, в то время как при 0,9 δ_{\max} протяжение деформированных участков составляет около 25%. Следовательно, дополнительные средства, вложенные на уплотнение грунта, всегда окупятся.

Дополнительные затраты на мероприятия по уплотнению земляного полотна, предохранению его от увлажнения и осушению покрываются за счет удешевления дорожной одежды, улучшения эксплуатационных показателей работы транспорта и т. д. Снижение сметной стоимости дорог достигается прежде всего при использовании в дорожных одеждах дешевых местных дорожно-строительных материалов и в первую очередь грунтов, укрепленных вяжущими материалами.

Общие требования к прочности и устойчивости земляного полотна периодически пересматриваются и отражаются в нормативных технических документах.

В табл. 1.2 приведены нормы плотности грунтов земляного полотна, т. е. минимально требуемые коэффициенты уплотнения для автомобильных дорог.

Уплотнение насыпей должно быть произведено послойно до требуемой плотности, которая определяется по формуле

$$\delta_{\text{тр}} = k \delta_{\max}, \quad (1.3)$$

где k — коэффициент уплотнения грунта (табл. 1.2); δ_{\max} — наибольшая плотность при оптимальной влажности, определяемая в лаборатории методом стандартного уплотнения.

Естественные основания насыпей и земляное полотно выемки также должны уплотняться. Н. Я. Хархуга и Ю. М. Васильев установили, что естественные грунты, находящиеся в зоне промерзания, по сравнению с только что уплотненными

Таблица 1.2

Минимально требуемые коэффициенты уплотнения

Виды земляного полотна	Часть земляного полотна	Глубина расположения слоя от поверхности покрытия, м	Усовершенствованные покрытия капитального типа		Усовершенствованные покрытия облегченного и переходного типов	
			дорожно-климатические зоны			
			II-III	IV-V	II-III	IV-V
Насыпь	Верхняя	До 1,5	1—0,98	0,98—0,95	0,98—0,95	0,95
Выемка, нулевые места и естественные основания низких насыпей	Нижняя неотапливаемая	1,5—6	0,95	0,95	0,95	0,95—0,90
		Более 6	0,98	0,95	0,95	0,95
	Нижняя подтапливаемая	1,5—6	0,98—0,95	0,95	0,95	0,95
		Более 6	0,98	0,98	0,95	0,95
В зоне промерзания	До 12 (в пределах II—IV зон глубина промерзания принимается до 0,8 м)	1,0—0,98	0,98—0,95	0,98—0,95	0,95	
Ниже зоны промерзания		0,95	0,95—0,92	0,95—0,92	0,90	

Примечания: 1. Большие значения коэффициента уплотнения принимают при цементно-бетонных и цементно-грунтовых покрытиях и основаниях, а также при усовершенствованных облегченных покрытиях. 2. Коэффициент уплотнения верхней части грунтового основания непосредственно под дорожной одеждой на глубину 0,2 м принимают 1,0 при покрытиях капитального типа и 0,98 при покрытиях облегченного типа.

грунтами более склонны к морозному пучению несмотря на то, что они имели одну и ту же плотность и влажность. Следовательно, грунты в естественном залегании менее устойчивы, их относительное морозное пучение в среднем на 30—40% больше, чем только что уплотненных грунтов. Особенно оно большое в местах с высоким уровнем грунтовых вод.

Более устойчивы грунты естественных оснований в том случае, если они не находятся в зоне промерзания, т. е. под высокими насыпями. Поэтому особое внимание должно быть уделено грунтам естественных оснований, и прежде всего в выемках, нулевых местах и в невысоких насыпях, так как они находятся под воздействием не только погодно-климатических факторов, но и нагрузок от движущихся автомобилей. При неблагоприятных условиях образуются просадки. В результате просадок грунты независимо от их начального состояния приобретают так называемую стабильную плотность, значение которой зависит от величины нагрузки, т. е. от глубины распо-

ложения рассматриваемого слоя. Если с самого начала придать грунту такую стабильную плотность, то просадки не будут образовываться.

С учетом изложенного требования к земляному полотну сводятся к обеспечению неизменяемости проектной геометрической формы независимо от сезона года и нагрузок, незаносимости полотна дороги снегом или песком, неразмываемости его водой, а также к минимальной стоимости строительства.

В дальнейшем при неизбежности роста интенсивности движения, увеличении скорости движения автомобилей и нагрузок требования к прочности дорог неуклонно будут возрастать. Если при проектировании одежды идти только по пути все большего увеличения толщины дорожной одежды, то получаемые решения будут малоэкономичны. Уменьшения толщины одежды можно достичь в результате повышения прочности земляного полотна за счет его уплотнения и осушения, что обычно является более экономичным. С повышением плотности грунта увеличивается его модуль деформации, а чем выше значение модуля деформации, тем тоньше может быть покрытие (рис. 1.1).

Из рис. 1.1 видно, насколько большое влияние оказывает модуль деформации грунта земляного полотна на толщину дорожной одежды. Многолетняя практика строительства и эксплуатации автомобильных дорог, а также научные исследования в этой области со всей очевидностью подтвердили исключительное значение земляного полотна автомобильной дороги для прочности и устойчивости всей дорожной конструкции. В настоящее время это отражено в соответствующих инструкциях и нормативных требованиях по проектированию, строительству и эксплуатации автомобильных дорог.

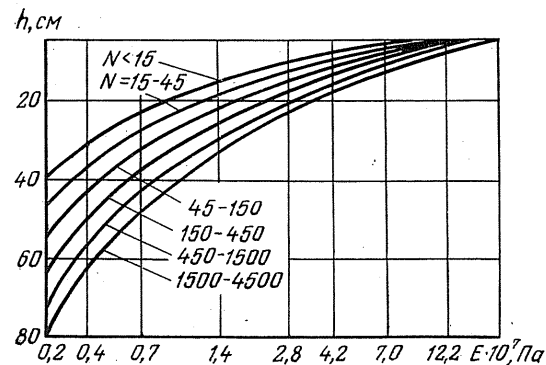


Рис. 1.1. Зависимость необходимой толщины дорожной одежды h от модуля деформации грунта полотна E и интенсивности движения N , авт/сут

1.2. ГРУНТ КАК ДОРОЖНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ

Грунтом называется рыхлая горная порода, образующая верхний слой земной коры, изменившаяся под влиянием внешних природных факторов и представляющая собой смесь минеральных частиц различной крупности.

Изучением грунтов занимаются две научные дисциплины: грунтоведение и механика грунтов.

Грунтоведение является частью инженерной геологии, и в задачу его входит изучение состава, строения и свойств грунтов, используемых в дорожном строительстве.

Механика грунтов — один из разделов строительной механики, в основу которой положены как законы теоретической механики (механики твердых абсолютно несжимаемых тел), так и закономерности деформируемых тел (законы упругости, пластичности, ползучести и др.). Она занимается изучением напряжений и деформаций, возникающих в грунтовом массиве под действием внешних нагрузок.

Грунтоведение опирается на широкий круг геологических (минералогия, петрографию, динамическую и историческую геологию, геохимию и др.) и негеологических дисциплин (физику, коллоидную химию, строительную механику и др.), используя их основные положения.

Одной из основных задач грунтоведения является предвидение возможных изменений свойств грунтов под влиянием естественных и искусственных факторов в их сложном взаимодействии между собой и с возводимыми сооружениями и рекомендация профилактических мероприятий по предотвращению возможных деформаций сооружений.

Грунты образовались в результате физического и химического выветривания горных пород. Образование рыхлых обломочных осадочных пород начинается с седиментации терригенных материалов. Эти осадки уплотнялись под действием лежащих выше слоев породы и протекающих в их толще сложных физико-химических процессов, превращаясь из осадка в породу. Процесс преобразования осадка в породу называется диагенезом. Диагенез проявляется в уплотнении осадка, изменении минерального состава и структуры, что в конечном итоге и превращает ее в породу.

Важнейшую роль с инженерно-геологической точки зрения диагенетические процессы играют в изменении плотности и упрочении осадков. Плотность гравия, гальки и отчасти песка, характеризующая их пористостью, под влиянием давления лежащих выше толщ практически не увеличивается.

Диагенез глинистых осадков отличается от диагенеза крупнообломочных и песчаных грунтов и в существенной мере

зависит от состава осадков и среды. В результате проявления диагенетических процессов прочность глинистых пород увеличивается.

В процессе образования грунтов и последующих условиях существования происходило многократное изменение природной обстановки и формирование свойств грунтов. По своему происхождению и условиям формирования грунты бывают двух видов: состоящие из континентальных и морских отложений. К континентальным отложениям относятся элювиальные, делювиальные, аллювиальные, ледниковые, водно-ледниковые, озерно-ледниковые, эоловые.

Элювиальные отложения, или отложения продуктов выветривания горных пород, залегают на месте своего первоначального образования и отличаются угловатой неокатанной формой частиц, неотсортированностью их по размерам, разнообразным минеральным составом и различной мощностью залегания. По своему петрографическому составу элювиальные отложения близки к исходной материнской породе. Элювий обладает неравномерной сжимаемостью.

Делювиальные отложения располагаются на склоне тех же возвышенностей, где они и возникли, в результате перемещения из вершин этих возвышенностей под действием силы тяжести, а также дождевых и снеговых вод. Они представляют собой рыхлые, неустойчивые, часто подвергающиеся оползанию образования, неоднородные по своему составу и залегающие на склонах слоем разной мощности с увеличением его к подножию склона.

Аллювиальные отложения — это такие, которые переносятся водными потоками (ручьями, реками) на значительные расстояния от места их первоначального залегания. Это отложения древних и современных долин, образующие значительные толщи грунтов (более 100 м). Этим отложениям свойственны слоистость, чередование песчаных и глинистых слоев.

Ледниковые отложения возникли в результате действия ледникового покрова четвертичного оледенения. Основными видами грунтов этого происхождения являются грунты, состоящие из моренных, водно-ледниковых (флювиогляциальных) и озерно-ледниковых отложений.

Моренные отложения представляют собой обломки горных пород различной крупности, скапливающиеся в придонной части ледника и уплотненные его весом. Различают морены конечные и основные. Конечные морены представлены валунами, гравием, галечниками и песками, а основные — суглинками и супесями с включениями валунов, гальки и гравия.

Водно-ледниковые (флювиогляциальные) отложения — это отложения рек и потоков, которые образовались в результате

таяния ледников. К ним относятся разнозернистые пески, супеси и пылеватые суглинки. Последние обычно называют покровными суглинками.

Озерно-ледниковые отложения — ленточные глины, суглинки и супеси — характеризуются слоистостью, обусловленной сезонными выпадениями переносимых теплыми водами осадков, которые в зимнее время отстаиваются в обширных ледниковых озерах.

Золовые отложения являются продуктами физического выветривания горных пород пустынных областей, переносимыми воздушными течениями. Особенностью золовых (преимущественно лёссовых и песчаных дюн и барханов) отложений являются однородность их состава, неуплотненность и значительное содержание пыли.

Морские отложения образуются на дне морей за счет материала приносимого водными потоками. К ним относятся глины, ракушечники, органо-минеральные образования — илы, заторфованные грунты, различные пески и галечники. На состав и свойство этих образований большое влияние оказывают растительные организмы.

Из приведенного краткого перечня грунтовых отложений видно, насколько разнообразен состав природных грунтов и сложна их физическая природа.

Грунт в естественном состоянии является сложной системой, которая состоит из твердых минеральных частиц, поры которых заполняют вода и воздух. Системы, состоящие из двух и более веществ, распределенных одно в другом, называются дисперсными. Они делятся на однофазные (гомогенные), например истинный раствор, и многофазные (гетерогенные), например суспензия твердых частиц в воде.

Грунты являются многофазной дисперсной системой, в которой дисперсной средой служит вода, а дисперсной фазой — твердые раздробленные минеральные частицы. Песчаные грунты относятся к грубым дисперсным, а глинистые — к тонким и даже к коллоидным системам.

Дисперсные системы, состоящие из частиц различной крупности называются полидисперсными. Грунт относится к полидисперсным системам. В зависимости от раздробленности минеральных частиц изменяются физические свойства грунта и поверхность раздела между твердыми частицами (дисперсной фазой) и водой (дисперсной средой). Значительное влияние на устойчивость грунтов в инженерных сооружениях оказывает их минералогический состав.

Оценка несущей способности грунтов земляного полотна является более сложной, чем основания инженерных сооружений. Это можно объяснить тем, что грунты земляного полотна постоянно подвергаются попеременному промораживанию и

оттаиванию, увлажнению и высыханию, а также воздействию других разрушающих факторов. Поэтому рациональное строительство инженерных сооружений, в том числе земляного полотна, дорожной одежды, мостов и т. д., должно отвечать следующим основным требованиям:

обеспечению прочности и устойчивости сооружения; исключению деформаций сооружения в размерах, способных нарушить его нормальную эксплуатацию;

сооружение должно быть экономичным, простым по технологии возведения и строиться в минимально короткие сроки.

В связи с этим можно сказать, что физико-механические свойства грунтов влияют на конструкцию земляного полотна, дорожную одежду, систему водоотвода. От свойств грунтов и трудности их разработки зависят выбор типа и производительность дорожных машин, а следовательно, организация и методы производства земляных работ.

Прочность грунта находится в зависимости от следующих основных факторов: гранулометрического состава, влажности, плотности и температуры. Наиболее существенно меняются в течение года влажность и в некоторых случаях плотность грунта. Поэтому основные требования к грунту земляного полотна — прочность и водоустойчивость.

Водоустойчивыми грунтами считаются такие, которые сохраняют определенную прочность при колебании влажности в значительных пределах (например, пески).

Теоретически весь грунт можно использовать в дорожном строительстве, однако для отдельных типов грунтов следует предусматривать некоторые конструктивные и технологические мероприятия по регулированию водно-теплового режима.

Наиболее устойчивыми грунтами в земляном полотне считаются крупно- и среднезернистые пески, супеси (непылеватые) и легкие суглинки.

Оценивая грунты с точки зрения их работы в проектируемых насыпях и выемках, необходимо учитывать как их свойства в естественном залегании, так и изменение этих свойств в процессе производства работ.

Рассмотрим коротко наиболее часто встречающиеся грунты с точки зрения пригодности их для возведения насыпей и устройства в них выемок.

Крупнообломочные и песчаные грунты характеризуются хорошей водопроницаемостью. Их применяют как дренирующий материал в подстилающих слоях, как гранулометрические добавки или заполнители в цементном или асфальтовом бетоне.

Песчаные пылеватые грунты мало связаны в сухом состоянии, а при увлажнении плывут, поэтому для устройства земляного полотна их применять нежелательно.

Супесчаные грунты широко используются для возведения земляного полотна. Они устойчивы и в сухом и во влажном состоянии, потому что сочетают в себе достоинства песчаных (большое внутреннее трение и хорошая водопроницаемость) и глинистых (вязность в сухом состоянии) частиц.

Пылеватые супеси по сравнению с предыдущими грунтами содержат повышенное количество пылеватых частиц. В сухом состоянии они сильно пылят, а при увлажнении плывут; довольно быстро и на большую высоту поднимают капиллярную воду (до 3 м); склонны к образованию пучин на дорогах; обладают малой пластичностью, плохой водопроницаемостью и в дорожном отношении весьма неблагоприятны.

Суглинистые грунты отличаются вязностью и незначительной водопроницаемостью. Пластичность, липкость, набухание и капиллярные свойства проявляются очень заметно, особенно с увеличением количества глинистых частиц. Они представляют собой хороший грунт для полотна, но требуют защитных мер против избыточного увлажнения.

Тяжелосуглинистые грунты в сухом состоянии обладают значительной вязностью и плотностью, но трудно разрабатываются, медленно просыхают после увлажнения и имеют малую водопроницаемость. Пластичность, липкость, набухание, влагоемкость и капиллярные свойства резко выражены. Это удовлетворительный грунт для возведения земляного полотна, но требующий специальных мероприятий против его избыточного увлажнения.

Суглинистые пылеватые грунты близки к тяжелосуглинистым, переходят в плывающее состояние при увлажнении, весьма склонны к пучинообразованию. В дорожном строительстве они могут применяться только в сухих местах и то в нижних слоях.

Глинистые грунты характеризуются большой плотностью и вязностью. Практически они водонепроницаемы, трудно-разрабатываемы, обладают большой пластичностью, липкостью и набуханием. Капиллярные свойства выражены менее, чем в суглинистых и пылеватых грунтах. В дорожных сооружениях при плохом водоотводе эти грунты обладают малой несущей способностью, а при хорошем уплотнении и водоотводе устойчивы.

1.3. КОНСТРУКЦИИ И ФОРМА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Земляным полотном называют искусственно выровненную полосу земли, которой приданы допустимые для движения автомобилей продольные уклоны и с которой обеспечен отвод воды.

Земляное полотно состоит из собственно полотна, включающего проезжую часть и обочины, и его откосов, представляющих собой наклонные плоскости, ограничивающие полотно по бокам; на кривых участках откосы представляют собой поверхности вращения.

Проезжая часть — это полоса, по которой движется транспорт. Обочины — боковые полосы по бокам проезжей части, используемые для кратковременной стоянки автомобилей и складывания материалов при ремонте дороги. Линия пересечения поверхности откоса и обочины является бровкой дороги.

Для отвода воды и осушения земляного полотна устраивают боковые каналы. Если из грунта боковых канав возводят земляное полотно, то каналы расширяются и называются резервами. Оставшиеся по бокам земляного полотна части полосы отвода называют обрезами. На них сажают деревья и кустарники для борьбы со снежными заносами.

Форма и поперечные профили земляного полотна на разных участках дороги зависят не только от рельефа местности, на которой проложена трасса дороги, но и от грунтовых, геологических и гидрологических условий.

В зависимости от расположения проезжей части по отношению к окружающей местности возможны следующие основные формы земляного полотна: насыпь, выемка, полунасыпь-полувыемка.

Поперечный профиль представляет собой проекцию дороги с относящимися к ней сооружениями на вертикальную плоскость, перпендикулярную оси дороги. Ширина земляного полотна равна расстоянию между бровками и определяется в зависимости от типа подвижного состава, скорости движения, рельефа местности и др. Основные параметры земляного полотна автомобильных и железных дорог по СНиП II—Д.5—72 и СН 449—72 приведены в табл. 1.3.

Для размещения автомобильных дорог на местности выделяют так называемую полосу отвода. Помимо дороги, на полосе отвода располагают вспомогательные сооружения и служебные постройки. Ширина ее строго ограничивается, и для наиболее совершенных дорог I категории она равна 39 м, а для V—18 м.

Для обеспечения стока дождевых и талых вод поверхность земляного полотна делают выпуклой в виде водосливной призмы, основной характеристикой которой является поперечный уклон.

Поперечные уклоны проезжей части при двухскатном поперечном профиле придаются в зависимости от типа покрытий по СНиП II—Д.5—72 (табл. 1.4).

Крутизну высоких откосов назначают исходя из условия устойчивости грунтовых масс (см. гл. 4). Для обычных грун-

рем. 149634

Таблица 1.3

Основные параметры земляного полотна на прямых участках пути

Категория линии или дороги	Ширина однопутных железных дорог, м, при использовании грунтов		Число полос движения на автомобильной дороге	Ширина автомобильных дорог, м					
	глинистых и глинесто-песчаных и пылеватых	скальных, крупнообломочных и песчаных дренирующих		полосы движения	земляного полотна	проезжей части	обочин	разделительной полосы между разными направлениями движения	
								наименьшая	наименьшая в исключительных случаях
I	6,5*	5,8*	4	3,75	27,5** и более	15,0 и более	3,75	5	2
II	6,5	5,8	2	3,75	15,0	7,5	3,75	—	—
III	5,8	5,2	2	3,50	12,0	7,0	2,50	—	—
IV	5,5	5,0	2	3,00	10,0	6,0	2,00	—	—
V	5,0	4,6	1	—	8,0	4,5	1,75	—	—

* Ширину земляного полотна для железных дорог I категории при соответствующих технико-экономических обоснованиях допускается принимать равной 7 м в случаях использования глинистых грунтов и 6 м — скальных и дренирующих.

** Ширина земляного полотна автомобильных дорог I категории принимается более 27,5 м при числе полос движения более четырех.

Таблица 1.4

Поперечные уклоны проезжей части

Покрyтия	Поперечные уклоны, ‰
Цементнобетонные и асфальтобетонные	15—20
Брусчатые, мозаиковые и клинкерные мостовые	20—25
Покрyтия из щебеночных, гравийных и других материалов, обработанных органическими вяжущими	20—25
Щебеночные и гравийные	25—30
Мостовые из колотого и булыжного камня, грунтовые, укрепленные местными материалами	30—40

Таблица 1.5

Крутизна откосов насыпей

Вид грунтов	Наибольшая крутизна откосов при высоте насыпи, м	
	до 6	до 12
Камни из слабыветривающихся пород Каменистый (валунный), щебенистый (галечниковый), дресвяный (гравийный); песок гравелистый крупный и средней крупности; шлак металлургический	1:1—1:1,3	1:1,3—1:1,5
	1:1,5	1:1,5
Песок мелкий и пылеватый; глинистые грунты, в том числе лёссы и лёссовидные суглинки	1:1,5	В верхней части (высота 6 м) 1:1,5 1:1,75* В нижней части (до 6 м) 1:1,75 1:2*
	1:1,75*	
Песок мелкий барханный в районах с засушливым климатом	1:2	1:2

* Для пылеватых грунтов в районах избыточного увлажнения и для одно-размерных мелких песков.

тов и невысоких откосов крутизна последних устанавливается из опыта службы автомобильных и железных дорог, на основе наблюдений над устойчивостью полотна построенных дорог в разных условиях и из теоретических соображений. Крутизна откосов насыпей и выемок приведена в табл. 1.5 и 1.6.

Большую крутизну откосов насыпей, возводимых из местных (с перевозкой до 0,5 км) грунтов, как правило, следует принимать:

для дорог I—III категорий при высоте насыпей до 2 м — 1:4;

для дорог остальных категорий при высоте насыпей до 1 м — 1:3.

Конструкции земляного полотна следует разрабатывать по данным о рельефе, почвенно-грунтовых, геологических, гидрологических и климатических условиях с учетом дорожно-климатического районирования территории СССР, а также местности по характеру и степени увлажнения.

На основе теоретических соображений и длительной практики выработаны определенные формы и размеры земляного полотна в поперечном профиле для различных условий, рекомендуемые соответствующими инструкциями.

Таблица 1.6

Крутизна откосов выемок

Вид грунтов	Высота откосов выемок, м, до	Наибольшая крутизна откосов
Скальные:		
слабовыветривающиеся	16	1 : 0,2
легковыветривающиеся	16	1 : 0,5—1 : 1,5
неразмягчаемые		
Скальные легковыветривающиеся, размягчаемые	6	1 : 1
	От 6 до 12	1 : 1,5
Крупнообломочные	12	1 : 1—1 : 1,5
Песчаные, глинистые однородные твердой, полутвердой и тугопластинной консистенции	12	1 : 1,5
Пески мелкие барханные	2	1 : 10
	12	1 : 1,75
Лёсс в районах с засушливым климатом	12	1 : 0,1—1 : 0,5
Лёсс вне районов с засушливым климатом	12	1 : 0,5—1 : 1,5

Примечания: 1. В скальных слабовыветривающихся грунтах допускается предусматривать вертикальные откосы. 2. При расположении выемок глубиной более 2 м в мелких и пылеватых песках, переувлажненных пылеватых суглинках, легковыветривающихся сильнотрещиноватых скальных породах, а также в вечномёрзлых грунтах, переходящих при оттаивании в мягкопластичное состояние, следует предусматривать закуветные полки шириной 0,5—2 м (в зависимости от состояния и свойств грунтов, крутизны и высоты откосов выемки).

Типовые поперечные профили земляного полотна для насыпей показаны на рис. 1.2, а для выемки — на рис. 1.3.

Индивидуальные проекты земляного полотна, а соответственно и их поперечные профили разрабатываются в следующих случаях (СНиП II—Д.5—72):

для насыпей высотой более 12 м из нескальных грунтов;

для насыпей на участках временного подтопления, а также в местах пересечения водоемов и водостоков;

для насыпей на болотах глубиной более 4 м или при меньшей глубине, когда не предусматривается выторфовывание, а также при наличии поперечных уклонов дна болота более 1 : 10;

для насыпей на участках со слабыми естественными основаниями, в том числе в местах размещения водопропускных устройств, а также при выходе ключей в пределах основания;

для выемок в нескальных грунтах при высоте откосов более 12 м и в скальных — более 16 м при благоприятных инженерно-геологических условиях;

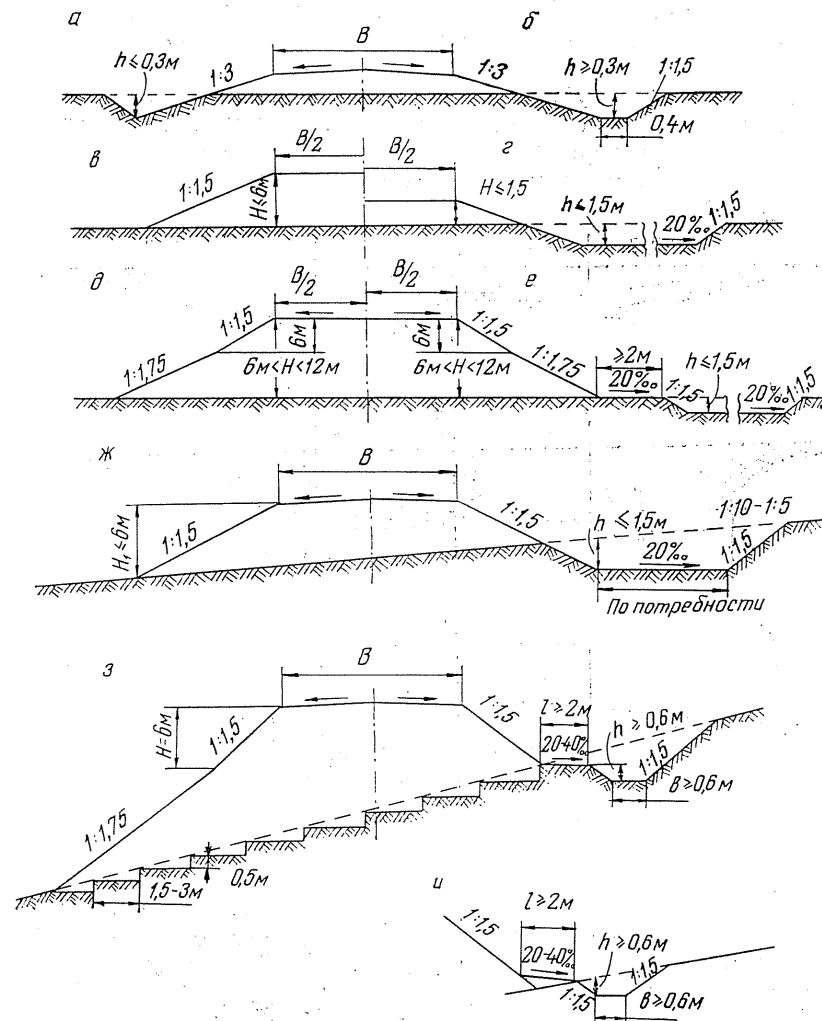


Рис. 1.2. Типовые поперечные профили земляного полотна в насыпях: а — насыпь высотой до 0,6 м с треугольными канавами; б — до 0,6 м с трапециевидными канавами; в — до 6 м из привозного грунта; г — до 1,5 м с резервом; д — от 6 до 12 м из привозного грунта; е — от 6 до 12 м с резервом; ж — насыпь на косогорах с крутизной от 1 : 10 до 1 : 5 с устройством резерва (поверхность косогора перед отсыпкой насыпи разрыхляется); з — насыпь с нагорной канавой; и — вариант устройства канавы

для выемок при высоте откосов менее 16 м в скальных породах, имеющих наклон пластов в сторону полотна;

для выемок в глинистых переувлажненных грунтах с коэффициентом консистенции более 0,5 или вскрывающих водоносные горизонты;

для выемок глубиной более 6 м в глинистых пылеватых грунтах в районах с избыточным увлажнением, а также в глинистых грунтах, теряющих прочность и устойчивость в откосах под воздействием климатических факторов;

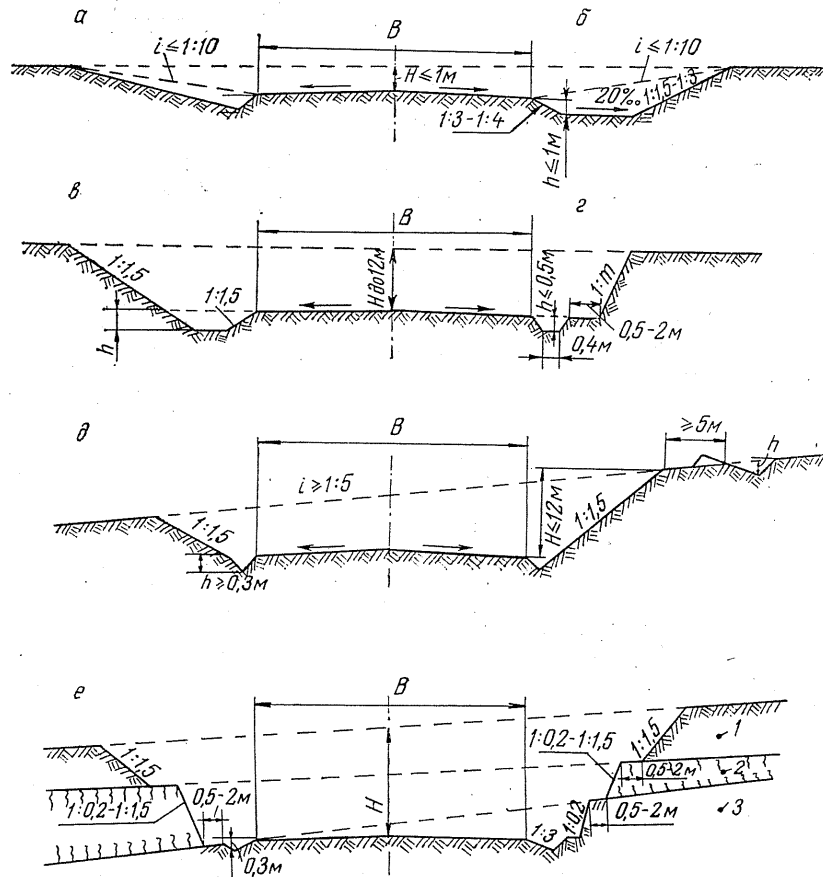


Рис. 1.3. Типовые поперечные профили земляного полотна в выемках: а — раскрытая выемка глубиной до 1 м; б — выемка глубиной до 1 м, разделанная под насыпь; в — от 1 до 12 м в однородных глинистых и песчаных грунтах при отсутствии кособорности; г — от 1 до 12 м в легковыветривающихся скальных грунтах; д — выемка на косогоре крутизной более 1:5; е — выемка в неоднородных пластах грунтов; 1 — рыхлый грунт; 2 — сильновыветрившаяся скала; 3 — слабовыветрившаяся скала

для насыпей и выемок, сооружаемых в сложных инженерно-геологических условиях (на косогорах круче 1:3, на участках с наличием или возможным развитием оползней, оврагов, карста, обвалов, осыпей, селей, снежных лавин, наледей и т. д.).

Геометрическая форма и конструкция земляного полотна должны способствовать тому, чтобы дороги не заносились снегом и песком. Этого можно достичь назначением пологих откосов насыпей и выемок (от 1:4 до 1:6), возвышением бровки полотна на 0,5—0,8 м над поверхностью снегового покрова (в данной местности при расчетной вероятности превышения 5%), ограждением дороги насаждениями и снегозащитными устройствами. Лучше всего трассу прокладывать вдоль господствующих в зимние месяцы ветров.

При проектировании земляного полотна на косогорах крутизной 1:5 и более проводят мероприятия для предотвращения оползания насыпей по склону и размыва земляного полотна водами, поступающими с нагорной стороны. На расстоянии не менее 5 м от наружной бровки выемки или 2 м от основания насыпи предусматривают нагорные каналы с банкеттами, расположенными с низовой стороны. На косогорах крутизной менее 1:5, а также в скальных грунтах нагорные каналы проектируют без банкетов. Грунтовые воды, которые могут нарушить устойчивость земляного полотна, должны перехватываться дренажными сооружениями. Эти сооружения выполняются по специальным проектам.

Во всех случаях при проектировании земляного полотна выбор наиболее рационального решения должен быть обоснован технико-экономическими расчетами на основе соответствующих обследований трассы проектируемой или реконструируемой дороги по отдельным участкам.

1.4. ЗЕМЛЯНОЕ ПОЛОТНО НА БОЛОТАХ

Болота занимают около 10% территории нашей страны. По данным Главторффонда, на долю СССР приходится 3/4 их общей площади на земном шаре (200 млн. га).

Болота представляют серьезное препятствие для хозяйственного освоения важных для экономики страны районов: Западной Сибири, европейского севера, лесной зоны Дальнего Востока, части Белоруссии.

Специфические почвенно-климатические условия затрудняют промышленное и гражданское строительство, развитие сельского хозяйства в этих районах, требуют значительных затрат на мелиоративные работы. Однако наибольшие трудности приходится, пожалуй, на долю транспортного строи-

тельства, строительства автомобильных дорог, которые являются первым звеном в комплексном освоении заболоченных районов.

Разработка минеральных ресурсов, лесных массивов, земледелие, не говоря уже о строительстве и эксплуатации промышленных предприятий, невозможны в наше время без развитой сети дорог.

Рост капиталовложений во всех отраслях народного хозяйства обеспечивает условия для ускорения окупаемости дорог, делает целесообразным строительство дорог капитального типа с высокими технико-эксплуатационными показателями и длительным сроком службы. Создание в этих условиях всякого рода временных путей, требующих высоких эксплуатационных затрат, оказывается малоэффективным.

Строительство дорог капитального типа в заболоченных местах является очень сложной инженерной задачей как для проектировщиков, так и для строителей. Условия избыточного увлажнения, чрезвычайно низкая несущая способность болотных грунтов, характерный дефицит качественных минеральных материалов — все это создает препятствия, преодоление которых связано со значительными материальными затратами. Средняя стоимость строительства дороги на переходе через болото в 3—5 раз выше, чем в обычных условиях. В некоторых случаях затраты на устройство перехода сравнимы с затратами на строительство мостовых сооружений.

Применяющиеся в настоящее время конструкции и методы возведения земляного полотна на болотах разработаны на основе научных исследований И. Е. Евгеньевым, Н. П. Кузнецовой, Н. Н. Ивановым, К. С. Ордуянцем и многими другими.

Для торфяных болот глубиной более 1 м, расположенных на севере и северо-западе европейской части СССР, К. С. Ордуянцем разработана строительная классификация, согласно которой болота делятся на три основных типа:

I — сплошь заполненные торфом устойчивой консистенции, подстилаемым достаточно плотными минеральными грунтами;

II — заполненные торфом неустойчивой консистенции, подстилаемым органическими или полуорганическими илами (сапропелями);

III — заполненные жидким торфом с плавающей торфяной коркой (сплавинные болота).

При проектировании земляного полотна на болотах предусматривают:

а) пересечение болот в наиболее узком и неглубоком месте, имеющем наименьшие поперечные уклоны минерального дна;

б) ограничение сроков стабилизации осадки насыпи по возможности периодом ее возведения;

в) осушение болота во всех случаях, когда это технически возможно и экономически целесообразно (при этом мелиоративные работы производят до возведения насыпей).

На дорогах с усовершенствованными капитальными покрытиями при глубине болота до 4 м, а с облегченными усовершенствованными покрытиями при глубине до 2 м торф из-под насыпей должен быть полностью удален.

При проектировании дорог с переходными и низшими типами покрытий на болотах с устойчивыми торфами насыпи возводят без выторфовывания или с частичным выторфовыванием с таким расчетом, чтобы толщина оставшегося слоя торфа, учитывая его обжатие, была при переходных покры-

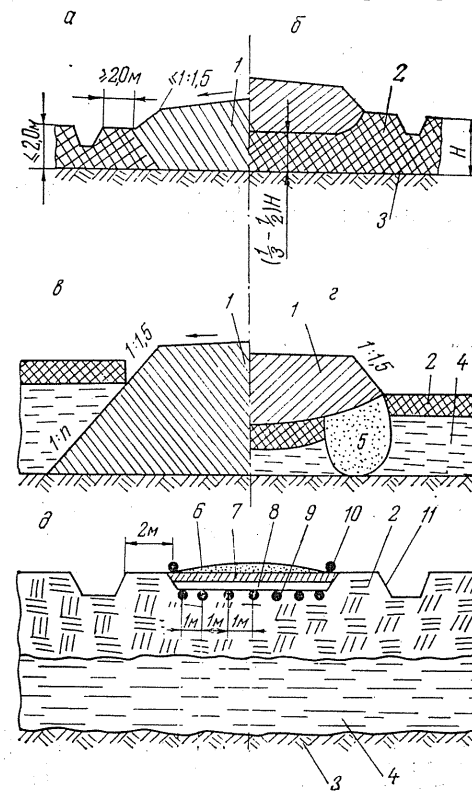


Рис. 1.4. Поперечные профили дорог на болоте: а — на плотном торфе с полным выторфовыванием; б — на плотном торфе с частичным выторфовыванием; в — на болотах, заполненных сапропелем под верхней плотной коркой (сплавинной); 1 — тело насыпи; 2 — плотный торф; 3 — минеральное дно; 4 — жидкий торф; 5 — песчаная призма; 6 — гравий; 7 — мох; 8 — жерди 12—16 см; 9 — лежни 16—18 см; 10 — прижимные брусья 18—20 см; 11 — канава

тиях не более 1/3, а при низших не более 1/2 толщины минеральной части насыпи.

На болотах II и III типов насыпи должны опираться на минеральное дно болота.

Насыпи на болотах проектируют, как правило, из водостойчивых гравелистых, песчаных или супесчаных грунтов. Выбор конструкции полотна на болотах зависит от следующих факторов:

типа подъездного пути, конструкции верхнего строения дороги, величины допустимых прогибов и неравномерности деформаций;

типа болота, его глубины и физико-механических свойств торфа;

сроков строительства.

Многочисленные конструкции полотна на болотах могут быть сведены к следующим основным типам (рис. 1.4):

I — с посадкой на минеральное дно болота (полное выторфовывание);

II — взвешенное в торфе (частичное выторфовывание);

III — с погружением на сплаvinу;

IV — на настилах.

Таблица 1.7

Способы возведения насыпей на болотах

Тип болота	Глубина, м	Категории дорог		
		I	II	III
I	<2	Полное выторфовывание	Полное выторфовывание	Массивная насыпь, отсыпаемая на поверхность болота
	2—4		Полное выторфовывание или дренажные прорезы	
II	>4	Вертикальные дрены	Вертикальные дрены	Облегченная насыпь из шлака (плавающая) или насыпь на фашинной (хворостяной) выстилке в основании
	<2	Полное выторфовывание	Полное выторфовывание	
	2—6	Посадка насыпи на минеральное дно болота путем выдавливания торфа	Посадка насыпи на минеральное дно	
III	>6	Свайная эстакада	Вертикальные дрены	Прокладка трассы по болоту экономически нецелесообразна
	<6	Посадка насыпи на минеральное дно путем выдавливания торфа	Посадка насыпи на дно болота	
	>6	Свайная эстакада	Свайная эстакада	

В табл. 1.7 приведены способы возведения насыпей на болотах, принимаемые в дорожном строительстве.

Все насыпи на болотах должны быть отсыпаны с запасом на осадку, величина которой может быть установлена по одному из методов, описанных в гл. 4.

Технология производства работ на болотах должна обеспечить требуемую стабилизацию насыпи в период строительства до устройства дорожной одежды во избежание ее разрушения от просадок.

При строительстве дорог через болота большой удельный вес занимает транспортировка привозных дренирующих грунтов. Поэтому особое значение должно уделяться расположению карьеров дорожно-строительных материалов, что будет способствовать наиболее оптимальному использованию транспортных средств, повышению их производительности.

При строительстве земляного полотна через болота основными технологическими операциями являются выторфовывание, разработка и транспортировка грунта, укладка его в насыпь и уплотнение.

Выторфовывание может производиться тремя способами: механическим, взрывным и гидромеханическим. При механическом способе выторфовывания обычно применяют драглайны с уширенными гусеницами. Торф при этом удаляют в отвал рядом с насыпью или вывозят за ее пределы.

При взрывном способе выторфовывания используют энергию взрыва. Данный способ обычно применяют при большой глубине болота и при неустойчивой консистенции торфа, когда проходимость машин затруднена. Торф направленным взрывом удаляется в отвалы рядом с насыпью.

При гидромеханическом способе выторфовывание производится путем выжимания торфа пульпой или перемещением торфа по напорному пульпопроводу.

При возведении земляного полотна на болотах ответственной операцией является уплотнение грунта, в связи с тем что

Таблица 1.8

Стоимость способов производства работ, % от стоимости способа выторфовывания

Способ выторфовывания	Толщина слоя, м	
	8	12
Полное	100	160
Вертикальные дрены	40—50	40—50
Взрывание на выброс	80—100	100—120
Гидромеханизация	80—90	90—100

нижнюю часть насыпи обычно отсыпают сразу толщиной 2—3 м. Поэтому при уплотнении слоев такой толщины необходимо применять трамбующие плиты на экскаваторах, трамбующие и вибрационные машины. Для уплотнения верхней части насыпи, отсыпаемой слоями меньшей толщины (0,2—0,3 м), применяют катки на пневматических шинах.

Эффективность возведения земляного полотна на болотах зависит от местных условий. Ориентировочная стоимость различных способов производства работ в зависимости от стоимости способа выторфовывания приведена в табл. 1.8.

Выбор того или иного способа возведения земляного полотна на болотах должен обосновываться расчетами и сравнениями вариантов с учетом стоимости производства земляных работ по устройству земляного полотна, дорожной одежды, подстилающего слоя, водоотвода и т. д.

В нашей стране накоплен богатый опыт проектирования и строительства дорог на заболоченных грунтах. Однако проблема эта сложна и многообразна. Чтобы успешно ее решить, необходимы дальнейшие исследования несущей способности слабых оснований, конструкций дорог и технологии строительства.

Глава 2

ВОДНО-ТЕПЛОВОЙ РЕЖИМ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

2.1. ВЛИЯНИЕ ПРОМЕРЗАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ НА ДЕФОРМИРОВАНИЕ ГРУНТА В ТЕЛЕ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Автомобильные дороги в большинстве случаев строятся в районах, где грунты подвергаются сезонному промерзанию и оттаиванию. Это сопровождается изменением физико-механических и физико-химических процессов, оказывающих существенное влияние на свойства замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов. Поэтому изучению процессов, происходящих в грунтах при замерзании и оттаивании, должно уделяться большое внимание. Без исследования этих вопросов невозможно понять основные физические причины изменения свойств грунтов и правильно установить причину потери их несущей способности при оттаивании, образования пучин, изменения структуры и механических свойств грунтов и др.

Вопросам миграции влаги и процессам, происходящим во время промерзания и оттаивания грунтов, посвящены многие исследования.

Миграция влаги в промерзающих грунтах впервые была установлена В. И. Штукенбергом. Он предложил гипотезу «промерзания», согласно которой для образования пучин требуется количество воды значительно большее, чем имеется ее в порах грунта до замерзания. Пучины образуются главным образом от того, что в полотно дороги дополнительно поступает значительное количество воды, которая при замерзании образует лед в больших количествах в верхней части слоя [94]. На основании этого он разделил пучины на коренные и верховые и предложил практические меры борьбы с ними. В 1890 г. С. Г. Войслав обнаружил, что пучение происходит главным образом за счет капиллярного поступления воды по порам из талых слоев в промерзающие, где она и замерзает; дополнительным источником увлажнения для образования пучин является грунтовая вода.

Таким образом, В. И. Штукенберг, С. Г. Войслав, а также Н. С. Богданов связывали явление пучения с наличием грун-

товых вод, которые по капиллярам проникали в зону промерзания. Однако объяснить миграцию влаги в зоне промерзания действием только менисковых капиллярных сил нельзя, так как капиллярная вода замерзает при температуре, практически равной 0 °С. Поступление влаги в зону промерзания может осуществляться главным образом в связанном состоянии (пленочная вода), когда она по пленкам поступает в кристалл льда.

Исследования В. И. Штукенберга и ряда других ученых того времени являются неполными еще и потому, что значительное влагонакопление в грунтах наблюдается и при отсутствии постоянных грунтовых вод.

С. И. Буюкос миграцию влаги в зону промерзания объясняет совместным действием как капиллярных, так и молекулярно-адсорбционных сил, действующих по поверхности частиц грунта и по поверхности образующихся вновь кристаллов льда. Эти силы называются силами кристаллизации.

Теорию пленочной миграции влаги разрабатывали Тебер [125], А. Ф. Лебедев [99], М. Н. Гольдштейн [24], Н. А. Пузаков [93, 94] и др.

Так, Тебер объяснял миграцию влаги действием только сил кристаллизации; подтягивание воды к зоне промерзания грунта происходит, по его мнению, вследствие большей энергии связи молекул воды со льдом, чем с частицами грунта. Между тем А. Ф. Лебедев [99] экспериментально доказал, что миграция пленочной воды происходит в грунтах и при отсутствии льда, например в талом грунте при испарении из него влаги. Он показал, что под действием молекулярно-адсорбционных сил пленочная вода движется от более толстых пленок к более тонким, а равновесная толщина пленки будет поддерживаться за счет свободной воды, находящейся в незамерзшей смежной зоне грунта.

Влияние сил кристаллизации на образование ледяных линз в мерзлом грунте находится в зависимости от запасов свободной воды или притока ее извне, приток же воды к фронту замерзания зависит от коэффициента фильтрации грунта, а также от температурного градиента.

Таким образом, объяснять миграцию влаги в промерзающих грунтах только действием сил кристаллизации невозможно, потому что они сами играют подчиненную роль.

К дополнительным внутренним силам, от которых зависит миграция влаги, некоторые исследователи относят осмотические.

Так, шведский инженер Бесков в 1947 г. тоже пришел к выводу, что замерзание внешней пленки создает дефицит давления, который и вызывает перемещение воды к фронту промерзания.

М. Н. Гольдштейн для объяснения миграции влаги в промерзающих грунтах выдвинул гипотезу, названную им «гидратационной теорией льдовыделения», согласно которой при замерзании части воды в гидратационной оболочке грунта повышается концентрация раствора, в результате чего возникает разность осмотического давления; под влиянием последнего происходит подтягивание воды из менее концентрированных оболочек нижерасположенных частиц грунта, не захваченных промерзанием [24].

Таким образом, М. Н. Гольдштейн считает, что действием осмотического давления можно объяснить процесс миграции, причину льдовыделения в грунте и его пучения. Но действие осмотических сил в процессе миграции влаги, по данным ряда исследователей [14], незначительно, а «гидратационная теория» самим М. Н. Гольдштейном не была проверена.

По исследованиям А. П. Боженовой [14], передвижение воды происходит под одновременным действием различных сил, причем главную роль играют адсорбционные силы и соответствующий им механизм передвижения. Некоторые ученые считают, что движущей силой миграции влаги является градиент химического потенциала, который в криогенной системе находится в большой зависимости от температуры охлаждения [131].

Разность химических потенциалов между твердой и жидкой фазами при прочих равных условиях будет наибольшей в грунтах, которые имеют минеральные частицы многовалентных катионов и поэтому характеризуются интенсивным проявлением процесса миграции и пучения.

По мнению швейцарского инженера Рюкли, миграция влаги происходит за счет силы всасывания [101]. Он вычислил степень морозоопасности в зависимости от расстояния грунтовых вод. В основу определения притока влаги им положены две гипотезы:

- 1) напор, которым является всасывающая сила грунта, не зависит от температурных градиентов;
- 2) к движению влаги в замерзающем грунте применяется закон Дарси.

Скорость притока воды к фронту промерзания Рюкли рассчитывал по следующей формуле:

$$v = k_{\text{пр}} \frac{P_s}{\gamma_v l}, \quad (2.1)$$

где $k_{\text{пр}}$ — проницаемость грунта; γ_v — удельный вес воды; P_s — сила всасывания; l — расстояние от ледяных линз до уровня грунтовых вод.

Данная формула применима, когда уровень грунтовых вод изменяется незначительно. Если он залегает глубоко, то

скорость притока воды к границе промерзания грунта будет стремиться к нулю, т. е. приток воды от уровня грунтовых вод будет отсутствовать. При достижении фронта промерзания уровня грунтовых вод вода будет подсасываться с бесконечно большой скоростью, что не соответствует естественным условиям процесса пучения.

В своей теории Рюкли не учитывал роли парообразного увлажнения грунта. Парообразное передвижение влаги осуществляется под действием температурных градиентов.

В результате проведенных исследований установлено, что при промерзании большинства грунтов происходит перераспределение в них влаги с образованием прослоек и линз льда. Это явление получило название льдовыделения. Основными факторами, влияющими на образование прослоек и линз льда, являются структура грунта, его химический состав, т. е. наличие в нем коллоидов, влажность грунта, температура воздуха, интенсивность и продолжительность ее действия.

При промораживании влажных грунтов с большим содержанием коллоидов и тонкодисперсных фракций протекают два взаимно противоположных процесса: морозное агрегирование и морозное дезагрегирование. Под их воздействием происходит нарушение первоначальной и образование новой морозной структуры грунта. Это имеет большое значение при оценке морозоустойчивости разных грунтов. Так, глинистые грунты имеют довольно прочную структуру, а пылеватые — слабую. Поэтому при одинаковых водно-тепловых условиях первые более морозоустойчивы, чем вторые.

Работами М. Н. Гольдштейна, А. Е. Федосова, П. И. Перегуда и других установлено, что в процессе образования морозной структуры происходит выжимание воды из грунтовых частиц, заключенных между ледяными линзами и прослойками, т. е. обезвоживание. В результате в контактах между агрегатами и частицами развиваются внутренние неравномерные напряжения, которые приводят к неравномерному поднятию грунта в одних местах и оседанию в других.

В исследованиях Ренгмарка, Ганделя, Зобриста [71] показана связь между режимом промерзания и образованием продольных трещин на многих дорогах северной Швеции. Ими установлено, что трещины на покрытиях, построенных с применением битума, появляются в первый период промерзания (конец декабря, январь), т. е. когда основание дорожной одежды имеет довольно высокую несущую способность. Эти трещины образуются не под влиянием подвижных нагрузок при ослабленном основании, а в результате морозного воздействия.

Основной причиной образования морозных трещин авторы считают неравномерность промерзания по ширине дороги и

большее вспучивание проезжей части по оси, чем по краям. В итоге происходит излом дорожной одежды по линии наибольшего вспучивания с разрывом верхних слоев. Продольные трещины могут достигать 20—25 см в ширину и сотен метров в длину. Располагаются они в основном по оси дорожной одежды, а по глубине не выходят за пределы толщины дорожной одежды и не затрагивают земляного полотна. Такие же трещины наблюдались и в ФРГ [172].

Для исследования возможности получения более равномерного промерзания дорог по ширине и устранения образования продольных морозных трещин дорожной одежды Ренгмарком и Ганделем были построены специальные опытные участки (рис. 2.1). При сопоставлении разницы в глубине промерзания по оси дороги и по кромкам проезжей части с аналогичной разницей в величинах вспучивания поверхности покрытия (рис. 2.2) видно, что устройство грунтового основания с корытообразной выемкой в средней части поперечного про-

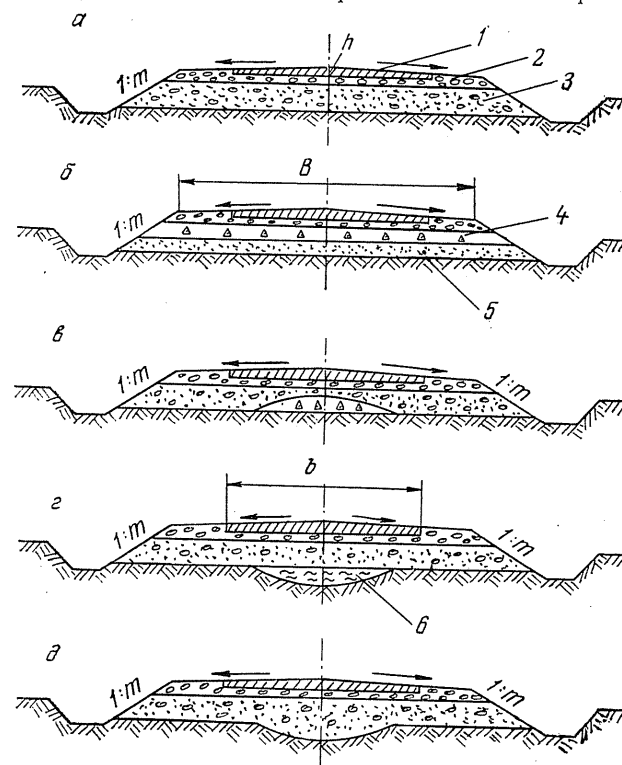


Рис. 2.1. Поперечные профили различных типов оснований, испытанных на опытном участке в северной Швеции: 1 — покрытие; 2 — основание; 3 — гравийно-песчаная смесь; 4 — легкий моренный грунт; 5 — песок; 6 — торф

филя дороги создает наиболее благоприятные условия для предупреждения образования морозных трещин. На этих участках (рис. 2.1, г, д) глубина промерзания и высота пучения были больше у кромок проезжей части, чем по оси дороги, и морозные трещины образовались лишь только у кромки проезжей части, в то время как в других конструкциях (рис. 2.1, а, б, в) трещины появлялись по оси дороги.

Устойчивость и прочность грунтов земляного полотна значительно нарушаются при его оттаивании, которое можно разделить на две стадии. В первой стадии происходит оттаивание грунта, а во второй — ледяных линз и прослоек. В результате оттаивания грунт приобретает взрыхленную структуру, которая имеет меньшую устойчивость при действии нагрузки и повышенную фильтрационную способность.

Повышенная фильтрационная способность грунта обусловливается образованием в местах растаявшего льда полостей в виде всевозможных трещин, заполненных водой. Она благоприятствует более эффективному осушению грунта при

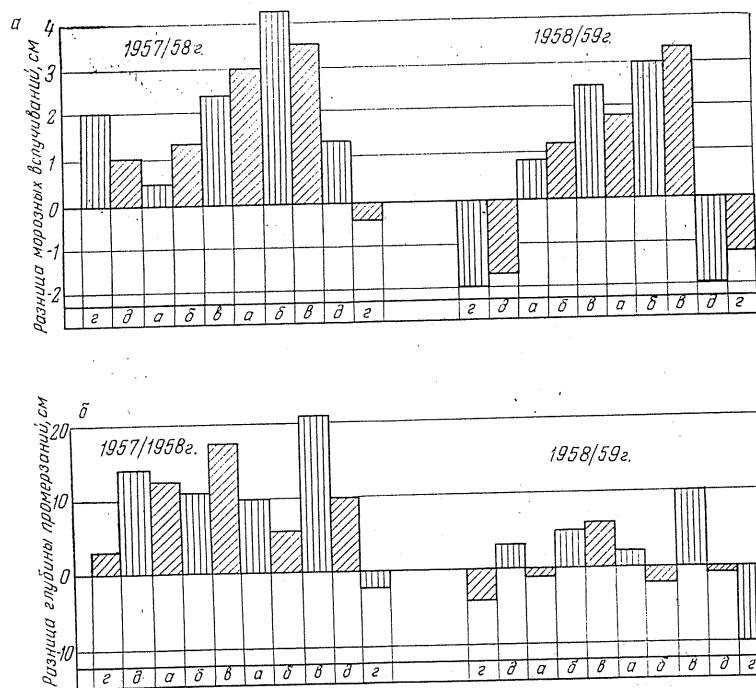


Рис. 2.2. Соотношение между разницей глубин промерзания по оси и у кромок проезжей части (б) и разницей соответствующих величин морозного вспучивания (а) по данным наблюдений на опытном участке в северной Швеции. Типы оснований те же, что и на рис. 2.1

надлежащем водоотводе; с этих позиций полезен и процесс льдовыделения. Помимо этого, последний повышает прочность агрегатов грунта в результате их сильного уплотнения и уменьшает набухание. Однако в целом несущая способность грунта после оттаивания падает, так как его агрегаты разъединены между собой трещинами, заполненными водой. Поэтому под воздействием нагрузки устойчивость такого грунта значительно нарушается. Такое явление можно наблюдать в весеннее время на дорогах, когда при оттаивании полотна некоторые грунты от избыточного увлажнения переходят в текучее состояние и выдавливаются на поверхность дороги через трещины в покрытии.

Таким образом, оттаивающие грунты с большой льдистостью (пучинистые) отличаются большой плотностью и меньшей влажностью. Агрегаты грунта меньше набухают по сравнению с агрегатами аналогичных талых грунтов. Такого типа грунты склонны к образованию трещин и микропустот. Структура их обычно взрыхленная.

В связи с указанными особенностями оттаивающие грунты с большой льдистостью отличаются малой несущей способностью.

2.2. ГЛУБИНА ПРОМЕРЗАНИЯ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

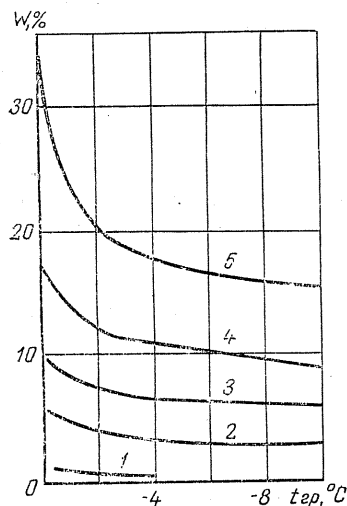
Промерзание — сложный процесс, протекающий по-разному для различных типов грунтов. Все грунты по особенностям их промерзания в природных условиях подразделяются на три основные группы [49]:

- I — суглинки и глины;
- II — супеси, мелкие и пылеватые пески;
- III — пески средние, крупнозернистые и крупнообломочные грунты.

По данным наблюдений, глубина проникновения нулевой изотермы при одинаковой сумме отрицательных среднесуточных температур воздуха (635 градусо-дней) для различных типов грунтов различна: для суглинков — 135 см; мелких и пылеватых песков — 139; крупнообломочных грунтов — 177 см. Это говорит о том, что на ход промерзания грунта большое влияние оказывает его состав. Лабораторными и полевыми исследованиями установлено, что крупнообломочные грунты замерзают при температурах, близких к 0 °С, с образованием границы промерзания между мерзлым и талым грунтом. При промерзании мелкодисперсных грунтов образуется зона промерзания (слой, в котором происходит фазовое превращение воды), разделяющая полностью промерзший и талый грунт (рис. 2.3). По данным А. В. Павлова [80],

толщина зоны промерзания может достигать десятков сантиметров.

Мелкодисперсные грунты смерзаются при более низких температурах, так как имеют более мелкие поры и повышенное количество связанной незамерзающей воды (рис. 2.4). Снижение температуры замерзания грунтовой влаги объясняется некоторым изменением ее физических свойств по сравнению со свойствами обычной воды, находящейся в свободном состоянии.



Грунтовая вода обычно является связанной с удельным весом, большим единицы, содержит зачастую растворенные соли, взвешенные частицы; испытывает большое давление со стороны заземленного воздуха, имеет меньшую степень подвижности, чем вода, находящаяся в свободном состоянии, и т. д. Совокупность указанных свойств и понижает

Рис. 2.3. Зависимость количества незамерзшей воды W от температуры грунта $t_{гр}$: 1 — кварцевый песок; 2 — супесь; 3 — суглинок; 4 — глина; 5 — глина, содержащая монтмориллонит

температуру замерзания грунтовой влаги, а вместе с ней и самого грунта.

Исследования показали, что все грунты замерзают при температуре ниже 0°C в зависимости от типа грунта, влажности, интенсивности и продолжительности действия отрицательной температуры.

Так, с увеличением в грунте количества дисперсных частиц температура его замерзания понижается. Например, глинистый грунт с обычной влажностью (30—40%) замерзает при температуре от -1 до -2°C , а в песок с 10%-ной влажностью — при температуре, равной $-0,5^\circ\text{C}$. Отсюда, естественно, и глубина промерзания неодинакова для различных типов грунта и зависит не только от его состава, но и от теплофизических свойств, а также влажности. Чем выше теплопроводность грунта, тем больше глубина его промерзания. Влажность грунта сначала способствует промерзанию, так как увеличивает теплопроводность, но при достижении некоторого предела она является тормозом. Это связано с тем, что при замерзании воды выделяется тепло-

та льдообразования, следовательно, при большей влажности грунта больше выделяется теплоты, а поэтому скорость и глубина промерзания при большой влажности грунта будут меньше, чем при малой (табл. 2.1).

Из таблицы видно, что с увеличением влажности грунта глубина промерзания уменьшается. Температура его замерзания зависит от глубины промерзания и продолжительности стояния нулевой изотермы.

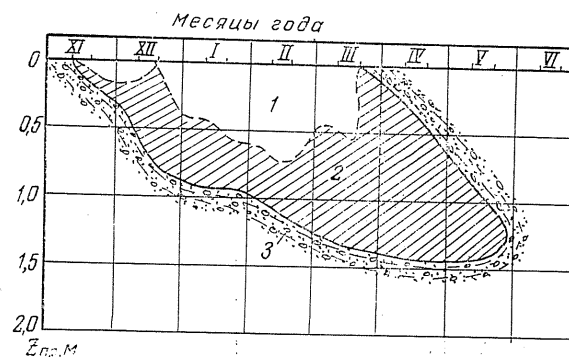


Рис. 2.4. Ход промерзания суглинистого грунта: 1 — мерзлый грунт; 2 — промерзающий (зона промерзания); 3 — талый; $Z_{пр}$ — глубина промерзания грунта, м

Температура замерзания на малых глубинах равна около -2°C . На больших глубинах она несколько повышается, и только при длительном стоянии границы промерзания грунт может замерзнуть и при температуре, близкой к 0°C . В естественных условиях в начале зимы нулевая изотерма практически не задерживается на одном месте, поэтому грунт замерзает при температуре значительно ниже 0°C . В конце зимы нулевая изотерма достигает в глубину своего максимального положения и грунт может замерзнуть при температуре, близкой к 0°C , однако ввиду малого перепада (градиента) температур на границе промерзания он не успевает замерзнуть.

Этим и объясняется тот факт, что граница замерзания грунта всегда выше границы проникания нулевой изотермы. По данным исследований [2, 13, 49, 73, 144, 145], граница замерзания грунта соответствует глубине проникания отрицательных температур, которые приведены в табл. 2.2.

Эти результаты подтверждаются также работами Н. Н. Богословского [13], Н. А. Пузакова [94], С. Л. Бастамова [4] и др.

На основании исследований Н. А. Цытовича [144] глинистые грунты текучей и пластичной консистенции имеют

Таблица 2.1

Глубина промерзания грунта, см, при различной его влажности

Сумма отрицательных температур, °С	Влажность грунта		Разность
	менее капиллярной влагоемкости	более капиллярной влагоемкости	
100	30	20	10
200	50	35	15
300	75	50	25
400	85	70	15

Таблица 2.2

Температура замерзания грунтов, °С

Автор	Для суглинков и глин	Для супеси	Для песка
Г. И. Лапкин [49]	—1	От —0,5 до —1	Около 0 до —0,5
П. И. Андрианов [2]	—1,56	—	—0,03
И. С. Новоженев [73]	От —0,5 до —1	—	—
Н. А. Цыгович [145]	—1,5	—	0

температуру замерзания от близкой к 0 до $-0,2 \div -0,4^\circ\text{C}$ и твердой консистенции — от $-0,6$ до $-1,2^\circ\text{C}$. Как видно, температура замерзания для различных типов грунта различна. Однако в зоне основных фазовых превращений (в интервале температур от 0 до -5°C) замерзает около 90% всей воды, содержащейся в грунте [144, 147]. Это подтверждается исследованиями и других авторов [14, 131].

Количественное содержание воды в грунтах при различной отрицательной температуре установлено Н. А. Пузаковым [94], З. А. Нерсесовой [131].

В. И. Федоров [134] рекомендует температуру начала замерзания грунта выражать через его пластичность по следующей формуле:

$$t = -0,045 \left(\frac{W}{W_T} \right)^{-4}, \quad (2.2)$$

где W — влажность замерзающего грунта, %; W_T — влажность грунта на границе текучести, %.

Эта формула хорошо согласуется (рис. 2.5) с результатами опытов по температуре замерзания при отношении $\frac{W}{W_T} \geq 0,5$. Однако, как указывает автор, в настоящее время еще нет достаточного количества экспериментальных данных, чтобы судить о том, для всех ли разновидностей грунтов зависимость (2.2) верна.

Как было показано выше, при замерзании влажных грунтов происходит выделение теплоты льдообразования. Интенсивность образования ледяных линз зависит от величины температурных градиентов и скорости промерзания. Чем медленнее идет процесс промерзания, тем больше образуется в грунте ледяных прослоек, и наоборот, чем он быстрее протекает (ниже температура, интенсивное охлаждение), тем меньше скопится ледяных прослоек, т. е. при достаточно быстром понижении температуры замерзание воды в грунте происходит без локализации в линзах и прослойках.

Исследованиями Л. А. Преферансовой [89] было установлено, что в мягкую зиму 1937/38 г. с частыми длительными оттепелями наблюдалось

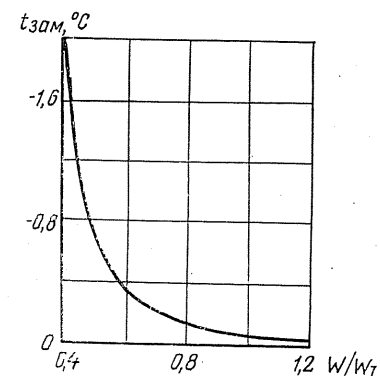


Рис. 2.5. Зависимость температуры $t_{\text{зам}}$ начала замерзания пылеватых глинистых грунтов от их относительной влажности W/W_T

медленное промерзание с продолжительным стоянием границы промерзания на одной глубине, на которой образовались скопления ледяных прослоек. В суровую зиму 1939/40 г. произошло быстрое промерзание верхней части земляного полотна, грунты замерзали в сравнительно малоувлажненном состоянии. Промерзание грунтов достигло глубины более 2 м. Благодаря очень низкой температуре воздуха (ниже -45°) вся влага, содержащаяся в грунтах, замерзла без образования ледяных прослоек.

На скорость и глубину промерзания существенное влияние оказывают время образования и высота снежного покрова. Если он образуется до промерзания, то скорость промерзания уменьшается примерно в 2 раза по сравнению с промерзанием грунта при отсутствии снегового покрова [89, 121]. Наличие мощного снегового покрова вносит большие изменения в глубину промерзания грунтов при одной и той же интенсивности морозов [121]. Если принять за 100% глубину промерзания на участке, покрытом снежным покровом, и выразить глубину промерзания на оголенном участке в процентах от этой величины, то получим данные, приведенные в табл. 2.3.

К концу зимы грунт на оголенном участке промерзает в 3—4 раза глубже, чем на участке, покрытом снежным покровом. Глубина промерзания в естественных условиях во мно-

Таблица 2.3

Глубина промерзания на оголенном участке, % от глубины промерзания на участке, покрытом снежным покровом, по декадам

Год	Декабрь			Январь			Февраль			Март		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
1950/51	—	—	100	120	130	390	460	410	420	410	440	460
1951/52	—	—	—	—	170	130	140	100	260	370	380	290
1952/53	280	170	240	250	330	340	290	310	240	260	300	—

гом зависит от метеорологических условий в начале морозного периода. Если в этот период снежный покров отсутствует или его высота мала, грунт промерзает быстро, а когда устанавливается снежный покров высотой 10 см и более или он уже лежит в начале морозного периода, то промерзание грунта резко замедляется.

Разность глубин промерзания между грунтом, покрытым снежным покровом и оголенным, с учетом высоты снежного покрова и влажности грунта представлена на рис. 2.6. Наименьшие разности бывают при низком снежном покрове (до 15 см) и большой влажности (кривая 1). В более сухом грунте в связи с его большей теплопроводностью при той же высоте снежного покрова разность глубин промерзания возрастает (кривая 2).

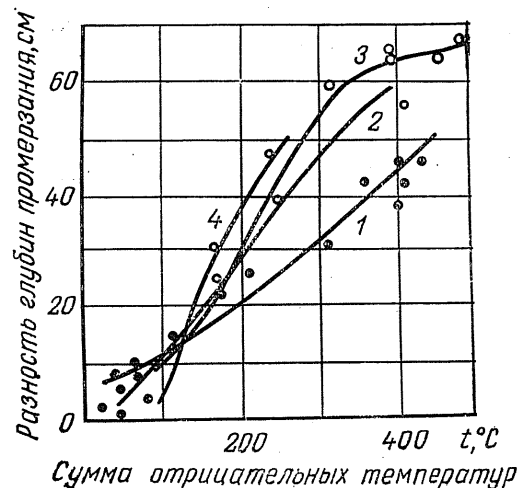


Рис. 2.6. Связь разностей глубины промерзания грунтов на оголенном и покрытом снегом участках с суммой отрицательных температур: 1 — высота снежного покрова $h \leq 15$ см, влажность грунта $W > 0,5 W_T$; 2 — $h \leq 15$, $W < 0,5 W_T$; 3 — $h > 15$, $W > 0,5 W_T$; 4 — $h > 15$ см, $W < 0,5 W_T$

При высоком снежном покрове (более 15 см) разность глубин промерзания между обоими участками увеличивается, влажность же грунта оказывает меньшее воздействие на различие, хотя во влажном грунте (кривая 3) разности глубин промерзания все же меньше, чем в сухом (кривая 4). Таким образом, снежный покров является как бы теплоизолятором, уменьшающим глубину промерзания.

Р. М. Меджитовым была установлена корреляционная связь между глубиной промерзания грунта и снежным покровом, между температурой воздуха за зимние месяцы, количеством осадков перед установлением снежного покрова и глубиной промерзания. На основе этой связи получено следующее уравнение регрессии:

$$Z_c = -0,6A - 1,73\Sigma T_c - 20,7 \frac{\Sigma h}{q} + 64,43, \quad (2.3)$$

где Z_c — глубина грунта, см, под снежным покровом; A — количество осадков, мм, за осенне-зимний период (октябрь—декабрь); ΣT_c — сумма среднесуточных температур (с соответствующим знаком) за зимний период (октябрь—март); Σh — сумма ежедневных высот снежного покрова за зимний сезон; q — число дней со снежным покровом за сезон.

Для оголенных от снежного покрова площадок формула имеет вид

$$Z_0 = -0,6A - 1,73\Sigma T_c + 64,43. \quad (2.4)$$

Из изложенного видно, что снежный покров оказывает большое влияние на глубину промерзания грунтов.

Для автомобильных дорог этот фактор имеет существенное значение ввиду того, что проезжая часть дороги очищается от снега в отличие от обочин. Следовательно, и промерзание земляного полотна будет различным. При оттаивании грунта снег также нарушает равновесие: он задерживает поступление тепла, поэтому по оси дороги грунт оттаивает быстрее, чем на обочине, что приводит к накоплению влаги непосредственно под покрытием. Из-за того что обочины еще не оттаяли, а внизу лежит мерзлый грунт, скопившаяся влага не находит выхода и в результате происходит переувлажнение грунтового основания (рис. 2.7), что зачастую и приводит к потере прочности дорожного покрытия.

При проектировании и строительстве автомобильных дорог нужно учитывать влияние снежного покрова на глубину промерзания грунтов. Это позволит правильно назначать мероприятия, регулирующие водно-тепловой режим земляного полотна.

На глубину промерзания грунта существенное влияние оказывает величина и направление теплового потока. Тепло-

вой поток является характеристикой температурного поля, которое может быть одно-, дву- и трехмерным. Температурное поле в земляном полотне является двумерным (в предположении однородности грунтов и их свойств по длине земляного полотна). Как отмечают Л. А. Преферансова [89] и В. М. Сиденко [108], в земляном полотне кроме вертикальных есть и горизонтальные температурные градиенты. Величина и направление теплового потока, а также степень двумерности в

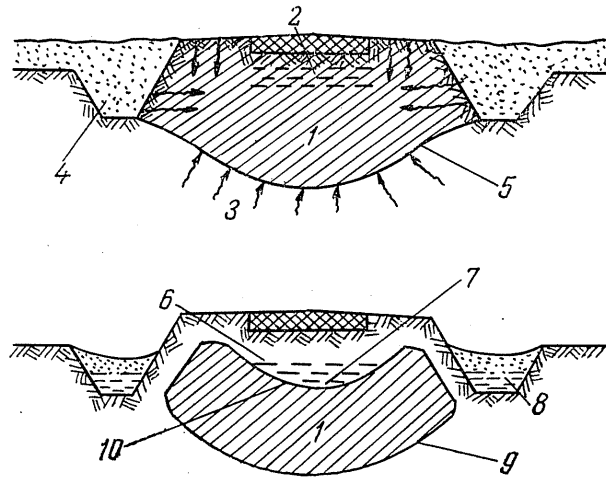


Рис. 27. Схема промерзания и оттаивания грунтов земляного полотна: 1 — мерзлый грунт; 2 — ледяные линзы; 3 — направление поступления влаги в земляное полотно; 4 — снег; 5 — граница промерзания; 6 — донник; 7 — переувлажненный грунт; 8 — вода; 9 — нижняя граница оттаивания; 10 — верхняя граница оттаивания

земляном полотне в различные периоды года неодинаковы (рис. 2.8).

Вопросу промерзания грунтов земляного полотна посвящены исследования М. Н. Гольдштейна [24], В. С. Лукьянова и М. Д. Головки [61, 62], Н. А. Пузакова [30, 94, 95], В. М. Сиденко [30, 108, 109], А. Я. Тулаева [30, 126—128], Г. М. Шахуняца [153], И. И. Леоновича, Н. П. Вьрко и Т. К. Богданович [52—54], Е. И. Шелопаева [155], П. Д. Россовского [100], Ф. Н. Шехтера [159] и др. В результате были установлены ход и скорость промерзания грунта для различных районов строительства, а также разработаны методы определения глубины его промерзания.

Распределение температуры в мерзлом грунте, по Н. А. Цытовичу [143], до зоны основных фазовых превращений близко к прямолинейному. Однако из-за неравномерной

отдачи тепла мерзлым грунтом благодаря выделению скрытой теплоты кристаллизации линейное распределение температуры нарушается.

По данным Архангельского ЛТИ, криволинейное распределение температур в мерзлом грунте имеет место в интервале температур от 0 до $-3 \div -6$ °С. В слоях грунта, имеющих более низкие температуры, распределение последних близко к линейным.

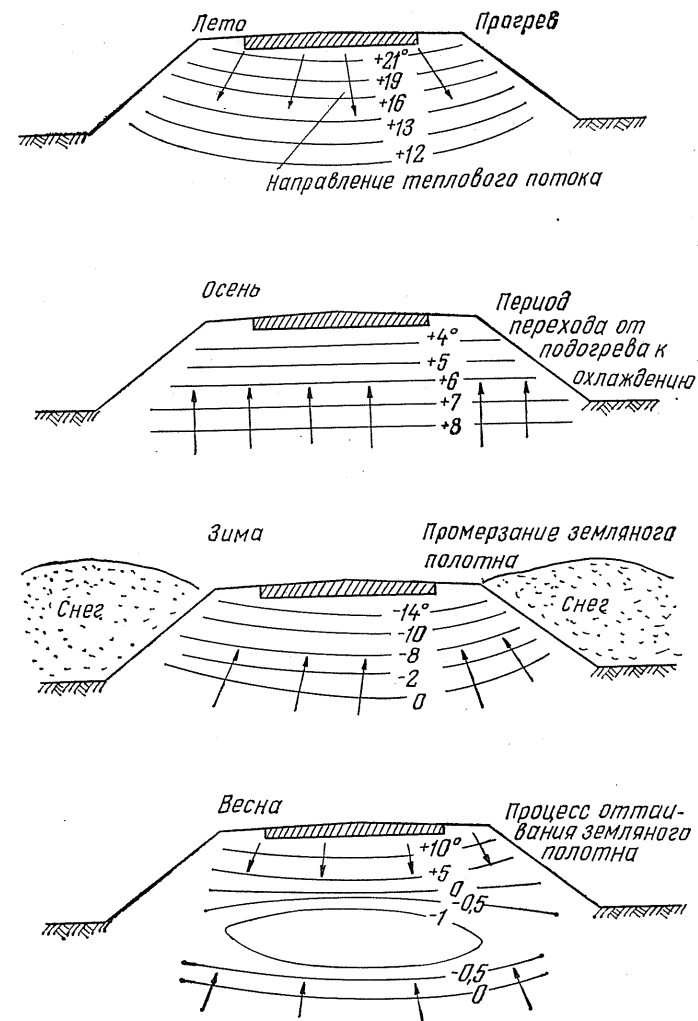


Рис. 2.8. Направление теплового потока в грунтах земляного полотна

Исследования, проведенные Филиппом и др. [169], также выявили линейную зависимость. Установлено [100], что скорость продвижения нулевой изотермы в начале зимы, когда промерзают дорожная одежда и верхний слой грунта, и скорость проникания мерзлоты составляют около 2—3 см/сут, на большей глубине — всего несколько миллиметров в сутки.

Дорожная конструкция неравномерно промерзает в поперечном профиле. Так, дорожная одежда по оси дороги на глубину около 60 см в начале зимы промерзает за 5—15 сут в зависимости от интенсивности охлаждения, у краев проезжей части — за 10—20, а грунт обочин — за 25—30 сут.

Максимальная глубина промерзания для районов г. Архангельска зимой 1961/62 г. составляла 235 см по оси дороги и 160—168 см на обочинах, зимой 1962/63 г. — соответственно 265 и 190—195 см.

Исследования Архангельского ЛТИ показали, что отношение глубины промерзания обочин к глубине промерзания по оси дороги для одного и того же участка в разные зимы почти одинаково (табл. 2.4). На основании этого можно предположить, что данные отношения могут быть близкими и для всех остальных зим.

Скорость промерзания в районах центра европейской части СССР составляет 1,5—2,5 см/сут, для Красноярского края — 2,9—3,4, в степных районах Украины — 1, для Архангельской области — 1,6—2,5, для Ленинградской области — 2—3 см/сут.

Увеличение глубины промерзания происходит в основном до конца января—февраля. Оттаивание земляного полотна начинается с марта—апреля. Для случая, когда горизонт грунтовых вод залегает на глубине более 3 м, процесс оттаивания характеризуется уравнением прямой линии с постоянной скоростью оттаивания [108]:

$$h_{от} = \beta T_{от}, \quad (2.5)$$

где β — коэффициент, характеризующий скорость оттаивания, см/сут; $T_{от}$ — продолжительность оттаивания, сут.

Таблица 2.4

Соотношения между глубиной промерзания обочин и проезжей части по оси дороги

Опытные участки	1961/62 г.		1962/63 г.		1963/64 г.	
	правая обочина	левая обочина	правая обочина	левая обочина	правая обочина	левая обочина
1	0,68	0,71	0,72	0,74	0,75	—
2	0,63	0,65	0,67	0,65	0,68	—
4	0,79	0,77	0,84	0,82	0,79	—

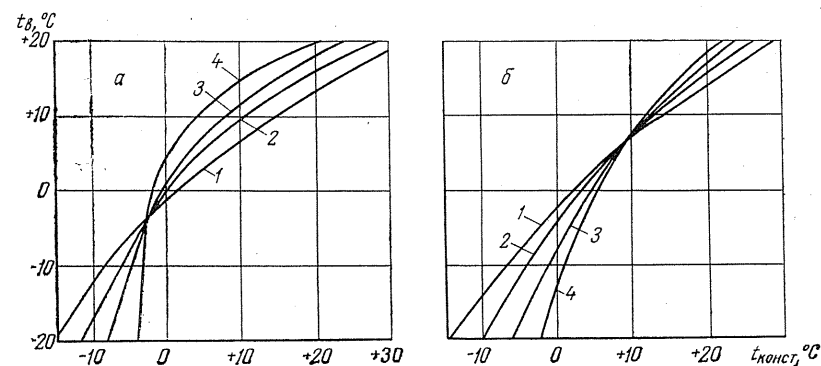


Рис. 2.9. Температура слоев дорожной одежды $t_{конст}$ в зависимости от температуры воздуха $t_{в}$ (по оси дороги) в периоды февраль—июль (а) и август—январь (б) (по данным П. Д. Россовского): 1 — щебеночный слой (в 20 см от поверхности дороги); 2 — песчаный слой (40 см); 3 — песчаный слой (60 см); 4 — грунт (на глубине 100 см от поверхности дороги)

Для района Архангельска средняя скорость оттаивания колеблется от 2 до 3,5 см/сут, для степных районов Украины — 6—8, для Красноярского края — 2—5 см/сут.

Под покрытием грунт оттаивает быстрее, чем на обочине, благодаря воздействию солнечной радиации и отсутствию снега. Разница в глубине промерзания составляет в среднем 20—30 см. Оттаивание происходит не только сверху, но и снизу за счет теплового потока из лежащих ниже слоев грунта.

Оттаивание земляного полотна для района Ленинграда, по данным работы [100], в основном идет сверху под влиянием теплового потока из атмосферы.

Скорость оттаивания в различные годы неодинакова как по глубине, так и по поперечному профилю дороги.

По оси проезжей части дорожная одежда начинает оттаивать еще в марте, так как под влиянием солнечного облучения температура асфальта становится выше 0 °С, хотя температура воздуха еще отрицательна. У краев проезжей части оттаивание начинается в первой половине апреля, а на обочинах — в середине апреля.

Средняя скорость оттаивания грунта для района Ленинграда от 2,8 до 7 см/сут [100].

Зимой при оттепелях продолжительностью 10—12 сут температура грунта земляного полотна остается отрицательной. Поэтому проникание талых вод в эти слои исключено.

В переходный период от зимы к весне (март—апрель) изотермы всех конструктивных слоев пересекаются [100] (рис. 2.9, а). Значит, температура дорожной конструкции в это время по всей глубине одинакова и составляет —1,5 °С.

Такой же характер ее распределения наблюдается и в сентябре. Температура по всей глубине в этот период равна $+5^{\circ}\text{C}$ (рис. 2.9, б).

Зимой температура асфальтобетона у краев покрытия выше, чем по оси дороги, так как края утеплены уплотненным снегом; весной и летом наблюдается обратное явление. Разность температур асфальтобетона по оси дороги и по ее краям при нагревании воздуха увеличивается и может достиг-

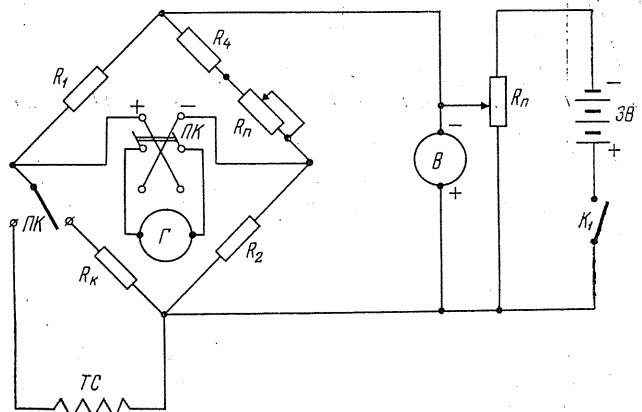


Рис. 2.10. Принципиальная электрическая схема прибора для измерения температуры грунта

нуть $4-5^{\circ}\text{C}$. Это обуславливает неравномерность весеннего оттаивания дорожной конструкции в поперечном профиле, что в свою очередь приводит к развитию весенних деформаций на дорогах.

Нами также производились исследования температурного режима земляного полотна в условиях Белоруссии на автомобильных дорогах г. п. Заславль—ст. Колодищи (район г. Минска) и г. Городок—д. Веречье (Витебская обл.) с помощью полупроводниковых термосопротивлений типа ММТ-4.

Дорога, в которой были заложены датчики температуры ММТ-4, имеет ширину проезжей части 6 м и обочины 1 м. Толщина гравийного покрытия 26 см. Насыпь возведена из супесчаного грунта высотой от 0,5 до 1,2 м.

Определение температуры производилось измерительной установкой, электрическая схема которой изображена на рис. 2.10.

Результаты наблюдений за ходом температуры в грунтах земляного полотна представлены на рис. 2.11. Из рисунка видно, что начало промерзания грунтов земляного полотна в

Белоруссии происходит во второй половине ноября, а начало оттаивания — в конце марта и начале апреля.

Средняя скорость промерзания грунта земляного полотна, по данным наблюдений, составляет по оси дороги 1,3—2,1 см/сут, а на обочине 0,8—1,9 см/сут. Продолжительность периода промерзания 80—120 сут.

Земляное полотно в Белоруссии оттаивает как сверху, так и снизу. Скорость оттаивания сверху выше, чем снизу. Это

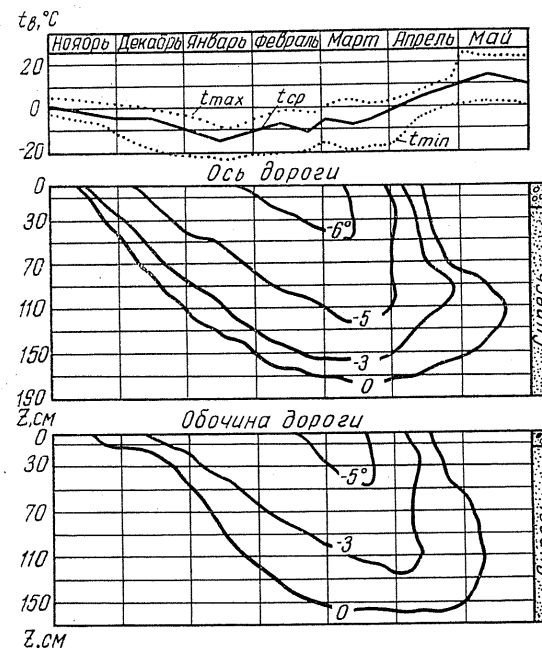


Рис. 2.11. Ход температуры при промерзании грунта земляного полотна в зиму 1968/69 г. (район г. Минска)

объясняется быстрым нарастанием положительных температур воздуха в весенний период. Средняя скорость оттаивания грунта в разные годы составляет по оси дороги от 2,3 до 4 см/сут, а на обочине от 2,0 до 3,5 см/сут.

Анализ погодных-климатических условий показывает, что температурный режим и количество атмосферных осадков периода наблюдений практически не отличаются от среднееголетних данных (рис. 2.12). Поэтому данные исследования температурного режима земляного полотна позволяют определить глубину промерзания грунта и качественно оценить в нем температурные градиенты для условий Белорус-

сии. Для условий БССР глубина промерзания дороги в 1971 г. была 1,4 м, а грунт в поле промерз на 0,55 м [85].

На глубину промерзания значительное влияние оказывает высота насыпи. Так, при высоте насыпи 1,6 м глубина промерзания составляла 1,35 м, при высоте насыпи 0,85 м—1,25 м, на участках с нулевыми отметками — 1,05 м.

Скорость промерзания грунтов изменяется в районе Полесья от 1,2 до 2 см/сут [85, 86, 88].

Глубина промерзания необходима при прогнозировании влажности и пучения грунта земляного полотна, при проектировании морозозащитных слоев дорожной одежды, для определения глубины заложения дренажа, термо- и гидроизоляционных слоев и т. д. Однако из-за сложности процессов, происходящих в грунтах при их замерзании, в настоящее время нет еще единой теории расчета глубины промерзания грунтов.

При строительстве необходимо знать не глубину проникания температуры 0 °С, а фактическую глубину промерзания грунтов, так как именно промерзание обуславливает их пучение.

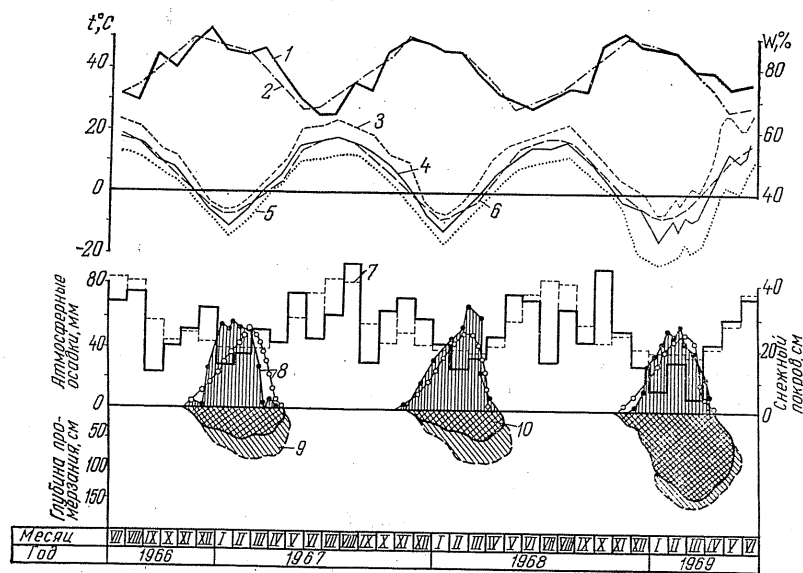


Рис. 2.12. Климатическая характеристика периода наблюдений (район г. Минска): 1, 2 — фактическая и среднемноголетняя относительная влажность воздуха, %; 3, 4, 5, 6 — соответственно максимальная, средняя фактическая, минимальная и средняя многолетняя температура воздуха, °С; 7 — атмосферные осадки, мм; 8 — высота снежного покрова, см; 9 — глубина промерзания грунта земляного полотна; см; 10 — глубина промерзания грунта в поле, см

Из изложенного видно, что замерзание грунта происходит в определенном интервале отрицательных температур. Вследствие непрерывного фазового превращения температура, давление, толщина водных пленок, количество теплоты льдообразования и тепловлажностные характеристики грунта непрерывно меняются. Такая сложная взаимосвязь процессов при замерзании затрудняет разработку теоретически обоснованного метода расчета глубины промерзания грунта.

Одной из первых теоретических формул для определения глубины промерзания грунта является формула Стефана [49]:

$$Z = \sqrt{\frac{2\lambda T n}{\rho W}}, \quad (2.6)$$

где Z — глубина промерзания, м; λ — коэффициент теплопроводности грунта в мерзлом состоянии, ккал/м·ч·град; T — средняя отрицательная температура за период промерзания, °С; n — длительность процесса промерзания, ч; ρ — скрытая теплота льдообразования, принимаемая равной 80 ккал на 1 кг замерзающей воды; W — количество замерзающей воды в 1 м³ грунта, кг. Здесь величины T и n считаются известными, так как они могут быть определены по данным метеостанций. Величины же λ и W колеблются в больших пределах не только из года в год, но и в течение года для одного и того же грунта. Формула Стефана не учитывает приток тепла с нижних талых слоев, а также теплоемкость скелета грунта, что при малых влажностях приводит к значительным погрешностям.

Дальнейшее развитие метода определения глубины промерзания грунтов принадлежит В. С. Лукьянову [61, 62]. Он предлагает определение глубины промерзания за некоторый период t находить из следующего выражения:

$$t = \left(Q + \frac{cT}{2} \right) \left(\frac{\lambda T}{q^2} \ln \frac{\lambda T - qS}{\lambda T - q(Z + S)} - \frac{Z}{q} \right), \quad (2.7)$$

где t — время промерзания грунта, ч; Q — количество скрытой теплоты плавления льда в 1 м³ грунта, ккал/м³; c — объемная теплоемкость мерзлого грунта, ккал/м³·град; T — разность температуры наружного воздуха и температуры замерзания грунта (средняя за расчетный период), °С; λ — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, ккал/м·град·ч; q — тепловой поток из талого грунта к границе промерзания, ккал/м²·ч; S — толщина слоя грунта, эквивалентного по термическому сопротивлению, сопротивлению теплоотдаче с поверхности и тепловой изоляции (например, снега), м; Z — глубина промерзания грунта, м.

Формула В. С. Лукьянова, помимо притока тепла снизу, учитывает еще и теплоемкость скелета грунта, что не учиты-

вадет формула Стефана. Однако она при практическом использовании оказывается довольно сложной. Так, для определения количества скрытой теплоты плавления льда Q необходимо учитывать не всю воду, содержащуюся в грунте, а лишь ее «термоактивную» часть, способную фактически переходить в лед при той или иной температуре. Это количество термоактивной воды пока не может быть нормировано, поэтому устанавливать его в каждом конкретном случае приходится приближенно.

Л. С. Лейбензон [50] при решении задачи о продвижении границы раздела фаз применил метод замены искомых величин. Суть метода заключается в том, что распределение температур в мерзлой и талой зонах он заменил произвольной функцией, удовлетворяющей начальным и граничным условиям, и путем последовательных приближений определил глубину промерзания.

Н. А. Пузаков [93, 94] расчет глубины промерзания при отсутствии притока тепла снизу рекомендует вести по формуле

$$Z = \sqrt{\frac{2\lambda_m(\theta_0 - \theta_{II})T}{Q}}, \quad (2.8)$$

где λ_m — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, $\text{ккал/м} \cdot \text{град} \cdot \text{ч}$; θ_0 — изотерма с температурой $+5^\circ\text{C}$; θ_{II} — средняя за зимний период температура воздуха у поверхности земли, $^\circ\text{C}$; Q — количество скрытой теплоты плавления льда в грунте, ккал/м^3 .

Это уравнение является приближенным: глубина промерзания при вычислении получается несколько большей, чем действительная, так как не учитывается приток тепла снизу.

И. А. Золотарь [30], продолжая исследования В. С. Лукьянова, разработал метод расчета глубины промерзания (оттаивания) многослойных систем, в основу которого положены дифференциальные уравнения

$$\lambda_u \frac{\theta}{Z} d\tau = QdZ + \frac{1}{2} c_u (d\theta Z + dZ\theta), \quad (2.9)$$

$$\lambda_1 \frac{\theta_{II} - \theta}{Z_1} d\tau = \lambda_u \frac{\theta}{Z} d\tau + \frac{1}{2} c_1 Z_1 (d\theta + d\theta_{II}). \quad (2.9')$$

В связи с тем что точное решение данной системы затруднительно, автором используется приближенный метод расчета промерзания многослойных конструкций, основывающийся на схеме эквивалентного приведения (в тепловом отношении) всех слоев к материалу основания (рис. 2.13).

В методике И. А. Золотаря глубина промерзания грунта определяется по следующей формуле, полученной интегрированием уравнения (2.9):

$$Z_i = \frac{\tau_i}{Q_i + \frac{1}{2} c_i (a\tau_i^2 + b\tau_i)} \times \sqrt{\lambda_i \left(Q_i b + \frac{2aQ_i + b^2 c_i}{3} \tau_i + \frac{abc_i}{2} \tau_i^2 + \frac{a^2 c_i}{5} \tau_i^3 \right)}, \quad (2.10)$$

где λ_i — коэффициент теплопроводности, $\text{ккал/м} \cdot \text{град} \cdot \text{ч}$; Q_i — расход тепла на образование (плавление) льда в единице объема, ккал/м^3 ; c_i — объемная теплоемкость в талом и мерзлом состоянии, $\text{ккал/м}^3 \cdot \text{град}$; a, b — климатические коэффициенты, опреде-

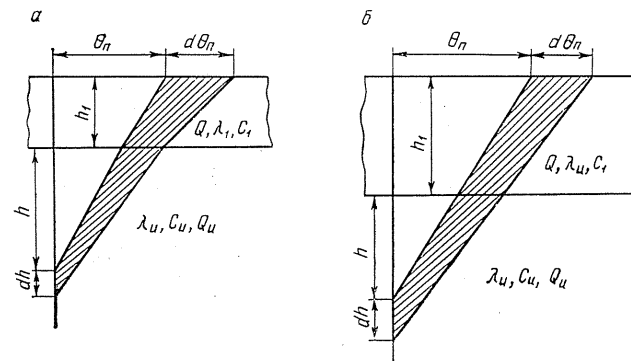


Рис. 2.13. Расчетная схема промерзания многослойной дорожной конструкции по И. А. Золотарю: a — к составлению системы уравнений (2.9); b — к «эквивалентной» замене многослойной системы однородной со свойствами материала основания ($\bar{h}_1 = h_1 \frac{\lambda_u}{\lambda_1}$; $\bar{c}_1 = c_1 \frac{\lambda_1}{\lambda_u}$; $\bar{Q}_1 = Q_1 \frac{\lambda_1}{\lambda_u}$)

ляемые по следующим зависимостям: $a = -\frac{4\theta_{\min}}{\tau_{\text{пр}}^2}$, $b = \frac{4\theta_{\min}}{\tau_{\text{пр}}}$; θ_{\min} — минимальная среднемесячная температура воздуха за зимний период; $\tau_{\text{пр}}$ — продолжительность периода промерзания, ч.

Однако в практических расчетах формула (2.10) довольно сложна, поэтому для дорожного строительства И. А. Золотарем разработаны номограммы (рис. 2.14), по которым можно определить глубину промерзания.

В работах [108, 109] дорожная конструкция рассматривается как теплоизолятор с общим тепловым сопротивлением R (рис. 2.15):

$$R = R_{II} + R_0 + R_1, \quad (2.11)$$

где R_{II} — сопротивление теплопереходу дорожного покрытия, $\text{град} \cdot \text{м}^2 / \text{ккал}$; R_0 — тепловое сопротивление одежды, $\text{град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч} / \text{ккал}$; R_1 — тепловое сопротивление грунта земляного полотна, $\text{град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч} / \text{ккал}$.

Связь между влаго- и теплообменом в мерзлой зоне дорожной конструкции выражена критерием А. В. Лыкова. Глубина промерзания грунта оценивается движением изотермы льдообразования, которая для дорожной конструкции как слоистой системы равна

$$Z = \sqrt{\frac{\lambda_m T}{\rho W \delta} [t_{\text{п}} - t_{\text{в}} + (t_{\text{в}} - t_{\text{г}}) \frac{R_0 + R_{\text{п}}}{R}]}, \quad (2.12)$$

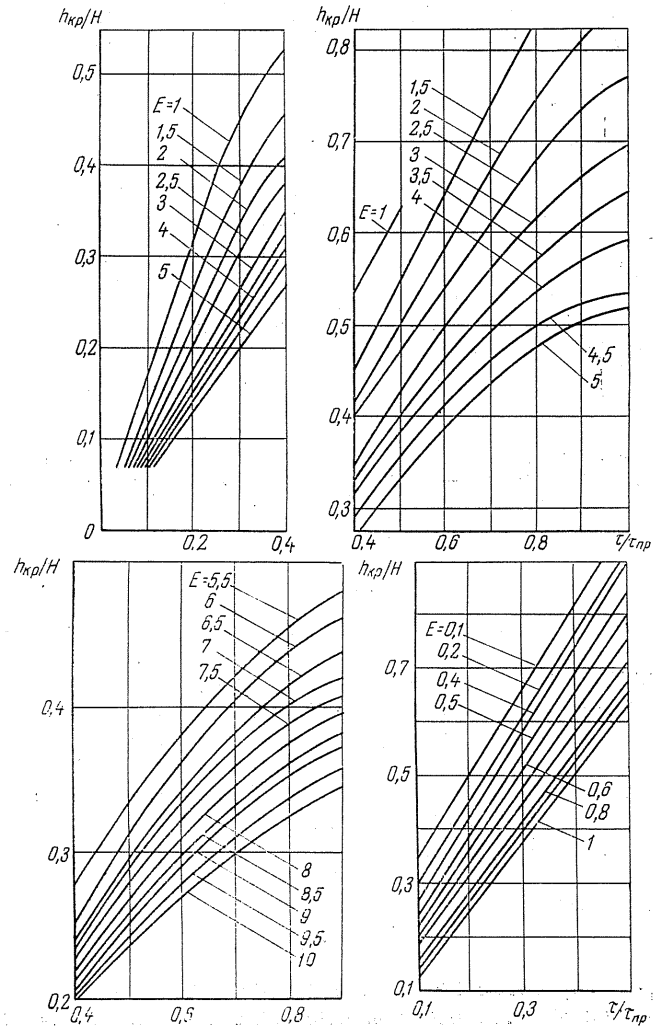


Рис. 2.14. Номограммы для определения времени промерзания τ земельного полотна на критическую глубину $h_{\text{кр}}$ (по И. А. Золотарию)

где λ_m — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, $\text{ккал}/\text{м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$; T — время промерзания, ч ; ρ — скрытая теплота льдообразования, равная $80 \text{ ккал}/\text{кг}$; W — влажность грунта, %; δ — плотность грунта, $\text{кг}/\text{м}^3$; $t_{\text{п}}$, $t_{\text{в}}$, $t_{\text{г}}$ — температура льдообразования, воздуха и грунта, $^{\circ}\text{C}$; R_0 — тепловое сопротивление дорожной одежды, $\text{град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}/\text{ккал}$; $R_{\text{п}}$ — тепловое сопротивление, характеризующее теплообмен покрытия с воздухом, $\text{град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}/\text{ккал}$; R — общее тепловое сопротивление всей дорожной конструкции, $\text{град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}/\text{ккал}$.

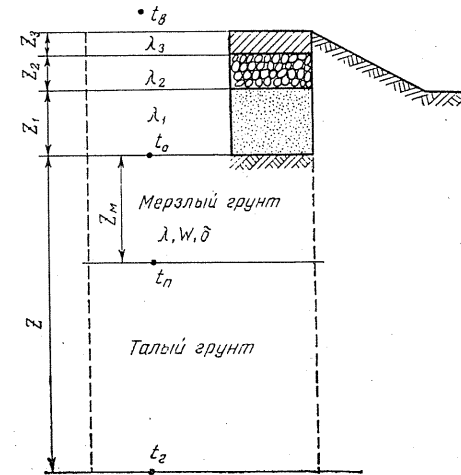


Рис. 2.15. Схема к расчету глубины промерзания многослойной дорожной конструкции (по В. М. Сиденко)

Глубина промерзания по данному методу рассчитывается в следующем порядке:

- 1) по климатическому справочнику или по данным ближайшей метеостанции определяют температуру воздуха $t_{\text{в}}$, скорость ветра v , высоту снежного покрова $h_{\text{с}}$ и температуру грунта $t_{\text{г}}$ на глубине $H=3-3,2 \text{ м}$;
- 2) в зависимости от скорости ветра v находят тепловое сопротивление, характеризующее теплообмен покрытием с воздухом $R_{\text{п}}$.

Из работы [30]

$v, \text{ м/с}$	1	2	3	4	5	6-7	8-10
$R_{\text{п}}, \text{ град} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}/\text{ккал}$	0,16	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05

- 3) тепловое сопротивление одежды определяют по формуле

$$R_0 = \frac{h_1}{\lambda_1} + \frac{h_2}{\lambda_2} + \frac{h_3}{\lambda_3}, \quad (2.13)$$

где h_1, h_2, h_3 — толщина слоев, м; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ — коэффициенты теплопроводности, ккал/м·ч·град;

4) коэффициенты теплопроводности дорожных слоев находят по графикам Ф. Н. Шехтера [159, 160] (рис. 2.16, 2.17) или по данным табл. 23 [30];

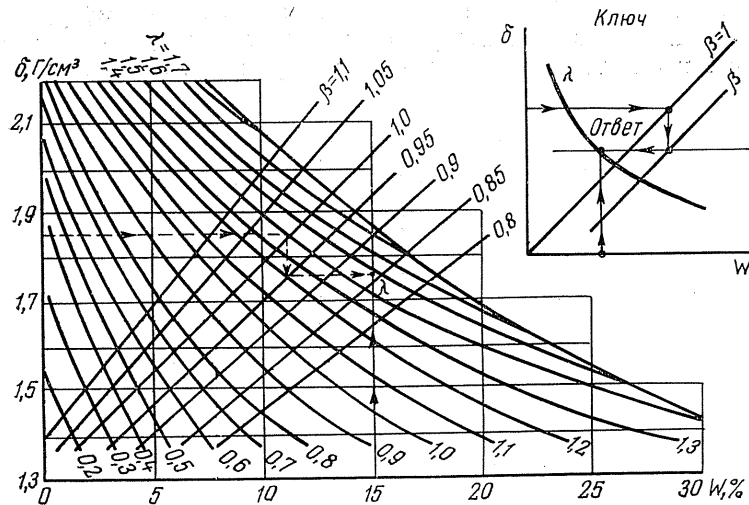


Рис. 2.16. Номограмма для вычисления коэффициента теплопроводности мерзлых песчаных грунтов, построенная для грунтов с удельным весом $\Delta = 2,7 \text{ Г/см}^3$ (если грунт имеет удельный вес Δ_1 , отличный от 2,7, то необходимо определить коэффициент $\beta = \frac{\Delta_1}{2,7}$)

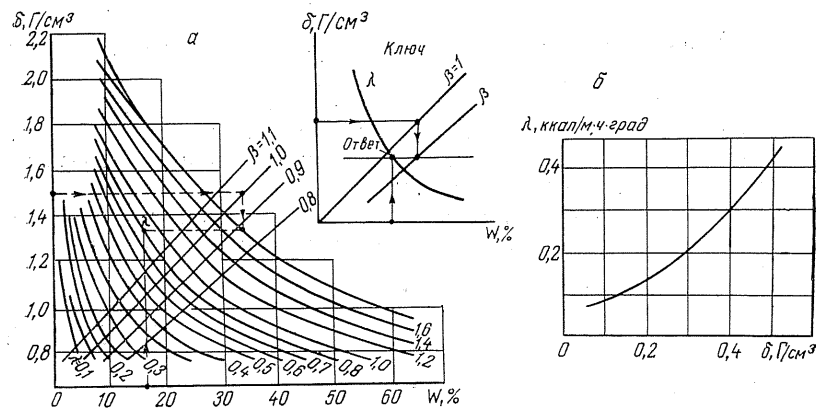


Рис. 2.17. Номограммы для вычислений коэффициента теплопроводности: а — для мерзлых пылеватых и глинистых грунтов и супесей со значительным количеством гумуса и корневых включений (примечание то же, что и к рис. 2.16); б — для снега

5) общее сопротивление всей слоистой системы рассчитывают по формуле

$$R = \frac{H}{\lambda_{оп}} + \frac{h_c}{\lambda_c} \quad (2.14)$$

Здесь H — глубина, на которой температура грунта принимается равной t_r , м; $\lambda_{оп}$ — коэффициент теплопроводности грунта поля, ккал/м·ч·град; h_c — толщина снежного покрова, м; λ_c — коэффициент теплопроводности снега, ккал/м·ч·град:

$$\lambda_c = 0,02 + 0,9\delta_c, \quad (2.15)$$

где δ_c — объемный вес снега, Г/см³;

6) температуру льдообразования $t_{л}$ принимают в зависимости от типа грунта (см. табл. 25 в работе [30]);

7) глубину промерзания дорожной конструкции определяют по формуле (2.12).

Расчет глубины промерзания и температуры грунта по методу А. Я. Тулаева и В. А. Борщевского [30] основан на векторном анализе уравнений распространения гармонических колебаний в однородной среде с учетом того, что ход температуры в грунтах земляного полотна в течение года соответствует годовому синусоидальному ходу температуры воздуха.

Глубина промерзания по этому методу определяется по формуле

$$Z = L \left[\ln \left(-\frac{\tau_0}{\tau_r} \right) - A \right], \quad (2.16)$$

где L — «постоянная длины», см:

$$L = \sqrt{\frac{\lambda T_0}{\pi c_{об}}} \quad (2.16')$$

(λ — коэффициент теплопроводности среды, ккал/см·с·град; T_0 — период колебания, с; $c_{об}$ — объемная теплоемкость среды, ккал/см³·град); A — сумма отношений толщины конструктивных слоев дорожной одежды к соответствующим значениям постоянной длины для каждого конструктивного слоя:

$$A = \frac{h_1}{L_1} + \frac{h_2}{L_2} + \frac{h_3}{L_3} + \dots = \sum_1^n \frac{h_{од}}{L_{од}}; \quad (2.17)$$

τ_0 — амплитуда годовых колебаний температуры воздуха, равная

$$\tau_0 = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{2} \quad (2.18)$$

(τ_{max} , τ_{min} — среднемесячные температуры наиболее теплого и наиболее холодного месяца); τ_r — наибольшая температура охлаждения грунта на глубине промерзания.

Из-за сложности решения задачи был предложен ряд эмпирических формул, разработанных на основе данных по глубине промерзания, которые получены в результате наблюдения в естественных условиях:

формула А. Н. Будникова

$$Z = 2\lambda \sqrt{\Sigma\theta_c} ; \quad (2.19)$$

Н. В. Стоценко

$$Z = k \sqrt{\Sigma\theta_c - 2S} ; \quad (2.20)$$

П. И. Колоскова

$$Z = k \sqrt{\frac{\Sigma T_M}{\sqrt{T_2 W_y}}} ; \quad (2.21)$$

В. Ф. Утенкова

$$Z = 60(4p - p^2) ; \quad (2.22)$$

Г. И. Лапкина

$$Z = 4,9 \sqrt{\Sigma\theta_c} ; \quad (2.23)$$

Н. А. Пузакова

$$Z = \sqrt{2\alpha_0 T} . \quad (2.24)$$

Здесь Z — глубина промерзания, см; λ — теплопроводность грунта, ккал/м·ч·град; $\Sigma\theta_c$ — сумма среднесуточных отрицательных температур воздуха за зиму, °С; k — эмпирический коэффициент; S — средняя мощность снегового покрова, см; ΣT_M — сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха, °С; T_2 — среднегодовая температура воздуха, °С; W_y — климатический показатель увлажнения, равный отношению годовой суммы осадков к сумме среднемесячных дефицитов влажности; $P = \frac{\Sigma\theta_c}{1000}$ — сумма отрицательных среднемесячных температур воздуха, выраженная в тысячных градуса.

А. Н. Будниковым [15] в основу определения глубины промерзания положена глубина проникания температуры 0°С для оголенных от снега и растительности площадок. Эта формула выведена на основе всего лишь данных о четырех глубинах сезонного промерзания, полученных в результате наблюдения за промерзанием глинистых и песчаных грунтов в течение одной зимы в различных районах СССР.

Формула Н. В. Стоценко [118] учитывает снеговой покров, т. е. уменьшение глубины промерзания при наличии снегового покрова. Но коэффициент влияния снега, принятый Н. В. Стоценко равным 2, не остается постоянным, а колеблется от 1 до 7.

П. И. Колосков [39] при определении глубины промерзания использовал такие факторы, как сумма среднемесячных

и среднегодовых температур воздуха, а также климатический показатель увлажнения. Но коэффициент k выведен не для характерных грунтов, и поэтому его нельзя считать обоснованным. В формуле П. И. Колоскова не учитывается тип грунта.

В. Ф. Утенков [133] главным фактором, определяющим глубину промерзания оголенных от снежного покрова глинистых грунтов, считает сумму отрицательных среднемесячных температур воздуха. Наибольшая глубина промерзания по данной формуле получается при $\Sigma\theta_c = -2000$ °С. С дальнейшим увеличением этой суммы глубина промерзания уменьшается, что противоречит действительности.

В формуле Г. И. Лапкина [149] учитывается только сумма среднесуточных отрицательных температур воздуха, и применяется она в том случае, когда грунтовые воды не попадают в зону промерзания.

Формула Н. А. Пузакова [94] довольно проста, но для определения глубины промерзания необходимы многолетние наблюдения.

Для расчета глубины промерзания грунтов в Инженерном корпусе США применяется модифицированная Шниттером и Зобристом формула Берггрена [101]:

$$Z = 416\beta \sqrt{\frac{\lambda a (Fl)}{L}} , \quad (2.25)$$

где Z — глубина промерзания, см; β — коэффициент, учитывающий климатические условия (среднюю годовую температуру и среднюю температуру морозного периода), а также объемную теплоемкость и скрытую теплоту оттаивания грунта; λ — коэффициент теплопроводности грунта, ккал/см·с·град; a — коэффициент поверхностной теплопередачи; Fl — индекс промерзания, град/сут; L — скрытая теплота оттаивания грунта, ккал/см³.

Для практического применения данной формулы нужны многочисленные натурные наблюдения в различных климатических и географических условиях.

Внимания заслуживают работы Н. С. Темниковой [121], Р. М. Меджитова [67], А. П. Отто и Л. М. Фоминой [79]. В работе А. П. Отто и Л. М. Фоминой приведены карты изолиний глубин промерзания грунта заданной обеспеченности для условий Латвийской ССР. Однако глубина промерзания грунта для построения этих карт определялась только в зависимости от суммы отрицательных температур без учета всех остальных факторов.

Н. С. Темникова в работе [121] показала влияние снежного покрова на глубину промерзания. По ее данным, к концу

зимы грунт на оголенном участке промерзает в 3—4 раза глубже, чем на участке, покрытом снежным покровом.

В работе Р. М. Меджитова [67] установлена корреляционная связь между глубиной промерзания и температурой воздуха за зиму, атмосферными осадками и снежным покровом.

Таким образом, анализируя приведенные выше методы и способы определения глубины промерзания грунта, можно сказать, что на глубину промерзания грунтов влияют многообразные факторы. Наиболее существенными из них являются температура воздуха (интенсивность морозов), тип грунта, его физико-механические и тепло-физические свойства, в частности влажность, высота снежного покрова, растительность, уровень грунтовых вод, интенсивность ветра, миграция влаги и др. Эти факторы не только трудно определить, но некоторые из них вообще не поддаются учету.

Н. А. Пузаков [30] также указывает, что в настоящее время точно определить ход изменения температуры грунта по глубине и во времени еще невозможно из-за того, что нельзя учесть все условия, сопровождающие промерзание. Поэтому в приближенных расчетах зимнего влагонакопления он считает целесообразным использовать статистические данные наблюдений на метеорологических станциях, дорожных и наблюдательных постах за длительностью и глубиной промерзания непосредственно в данных грунто-гидрологических условиях.

Учитывая изложенное выше, авторами разработан метод определения глубины промерзания грунтов [52—54], заключающийся в обработке статистических данных, которые в обобщенном виде учитывают все факторы, влияющие на промерзание грунтов. В зависимости от наличия или отсутствия фактических данных о глубине промерзания существуют два способа, а следовательно, и два различных подхода к определению расчетной глубины промерзания грунтов заданной обеспеченности:

1) данные наблюдений за глубиной промерзания грунта имеются, т. е. в данном конкретном районе производились наблюдения за глубиной промерзания грунтов не меньше 10 лет;

2) данные наблюдений за глубиной промерзания грунтов в данном районе отсутствуют (наиболее распространенный случай).

Рассмотрим в отдельности оба случая и в соответствии с этим два способа определения глубины промерзания грунтов, учитывая то, что при проектировании и строительстве автомобильных дорог решающее значение имеет максимальная глубина промерзания грунтов, поэтому все расчеты сводятся к ее определению.

Методика определения глубины промерзания грунтов по первому способу. При наличии данных о глубине промерзания грунта весь расчет сводится к определению средней арифметической величины статистического ряда, составленного из максимальных значений глубины промерзания грунтов, коэффициентов вариации C_v и асимметрии C_s , модульного коэффициента k_s . Порядок определения глубины промерзания следующий:

на основании имеющихся данных наблюдений составляется статистический ряд максимальных глубин промерзания грунтов за каждый год в убывающем порядке;

вычисляется средняя глубина промерзания

$$Z_{cp} = \frac{\sum Z_i}{n},$$

где $\sum Z_i$ — суммарная глубина промерзания грунта за n лет; n — число лет наблюдений;

определяются модульные коэффициенты для каждого года наблюдений

$$k_s = \frac{Z_i}{Z_{cp}};$$

находится коэффициент вариации

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (k_s - 1)^2}{n - 1}};$$

коэффициент асимметрии вычисляется по выражению

$$C_s = \frac{\sum (k_s - 1)^3}{(n - 1) C_v^3},$$

если число лет наблюдений более 50, и по формуле $C_s = 2C_v$, когда число лет наблюдений менее 50 (в наших расчетах принято $C_s = 2C_v$);

по вычисленным коэффициентам вариации C_v и асимметрии C_s и заданном проценте обеспеченности по таблицам С. И. Рыбкина (биномиальная кривая распределения) при $C_s = 2C_v$ определяется модульный коэффициент k_s ;

по известному модульному коэффициенту k_s , средней глубине промерзания и с учетом переходного коэффициента $k_{п}$ определяется максимальная глубина промерзания грунта

$$Z = k_s k_{п} Z_{cp}, \quad (2.26)$$

где $k_{п}$ — переходный коэффициент, равный 1,7—2.

Надежность полученного значения Z зависит от числа лет наблюдений: чем больше времени ведутся наблюдения, тем точнее получается значение. Для расчетов необходимо иметь данные наблюдений не меньше чем за 10 лет.

Методика определения глубины промерзания грунта по второму способу. При отсутствии данных о глубине промерзания все расчеты сводятся к определению средней глубины промерзания грунтов $Z_{ср}$ и коэффициента вариации C_v по картам изолиний, составленным авторами [52, 54]. Карты изолиний средней максимальной глубины промерзания для европейской

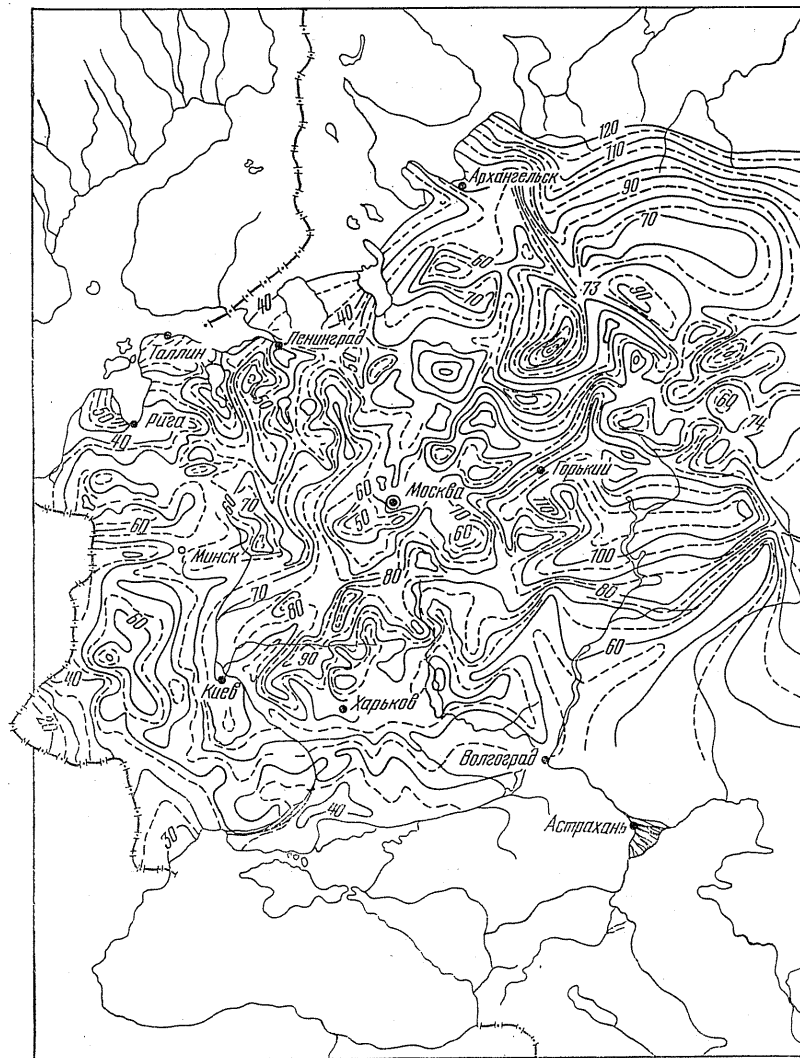


Рис. 2.18. Карта изолиний средней максимальной глубины промерзания грунтов для европейской части СССР

части СССР изображены на рис. 2.18, а коэффициент вариации — на рис. 2.19.

Для составления карт изолиний средней максимальной глубины промерзания грунтов $Z_{ср}$ и коэффициента вариации C_v были обработаны данные наблюдений за глубиной промерзания 863 метеостанций в течение 16—22 лет.

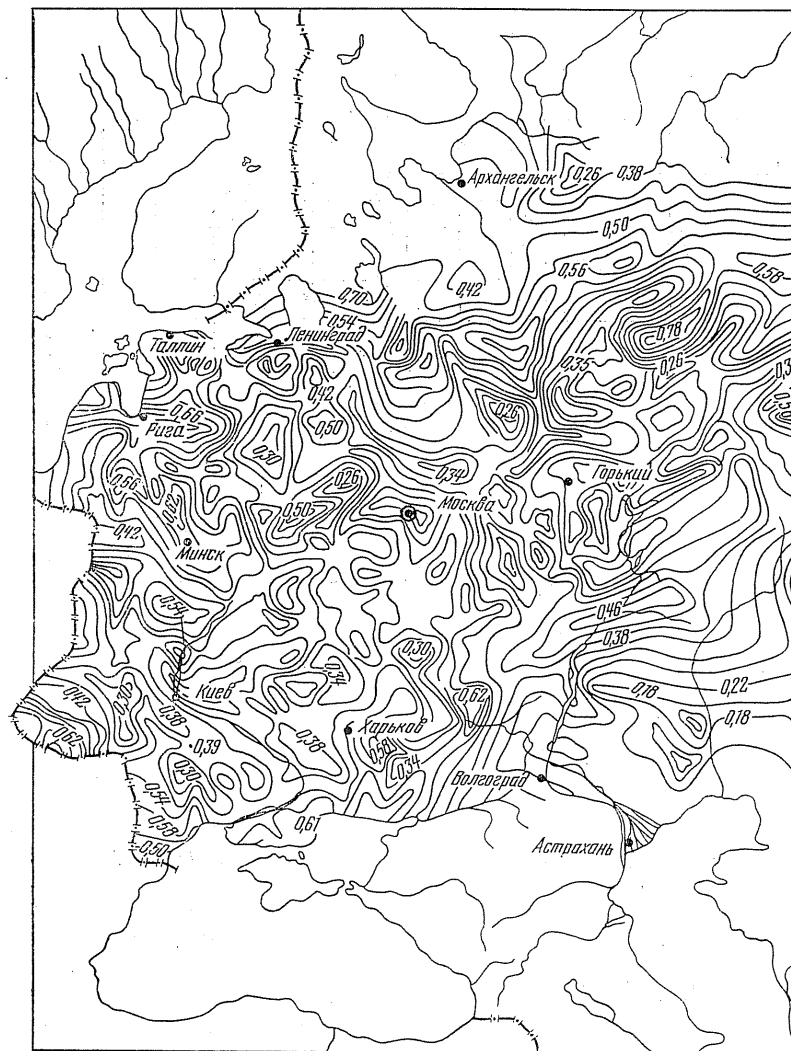


Рис. 2.19. Карта изолиний коэффициента вариации C_v для европейской части СССР

Порядок определения глубины промерзания следующий: по карте изолиний (рис. 2.18) находится средняя максимальная глубина промерзания $Z_{ср}$;

определяется коэффициент вариации C_v по карте изолиний (рис. 2.19);

вычисляется коэффициент асимметрии

$$C_s = 2C_v;$$

по значениям коэффициента вариации и асимметрии и заданному проценту обеспеченности по таблицам С. И. Рыбкина

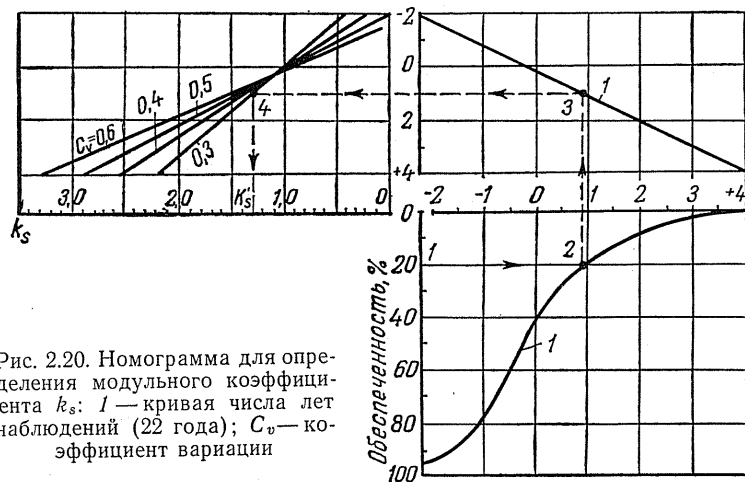


Рис. 2.20. Номограмма для определения модульного коэффициента k_s : 1 — кривая числа лет наблюдений (22 года); C_v — коэффициент вариации

при $C_s = 2C_v$ находим модульный коэффициент k_s , который можно также определить по составленной нами номограмме (рис. 2.20);

максимальная глубина промерзания заданной обеспеченности находится по формуле (2.26).

Для обоснования того, что карты изолиний отражают совокупность факторов, влияющих на глубину промерзания грунта, нами была построена совмещенная карта (рис. 2.21). Основой для ее составления послужила гипсометрическая карта, на которой были нанесены изолинии суммы отрицательных температур воздуха, тип грунтов, атмосферные осадки, снежный покров и изолинии средней максимальной глубины промерзания грунта.

При анализе карты видно, что глубина промерзания изменяется довольно резко в некоторых пунктах, хотя на первый взгляд этого, казалось бы, не должно быть. Резкое изменение глубины говорит о том, что она зависит от многих факторов, которые в каждом конкретном случае влияют по-разному.

Изолинии средней максимальной глубины промерзания отражают влияние этих факторов в обобщенном виде, и по ним можно определить глубину промерзания грунта по методике, описанной выше. Из рис. 2.21 видно, что глубина промерзания на севере БССР (г. Шарковщина) меньше, чем на юге (г. п. Василевичи), хотя тип грунта одинаковый. Это связано с тем, что в районе г. Шарковщина влажность грунта, снежный покров, количество атмосферных осадков значительно больше, чем в районе г. п. Василевичи. Общее направление увеличения глубины промерзания на территории Белорусской

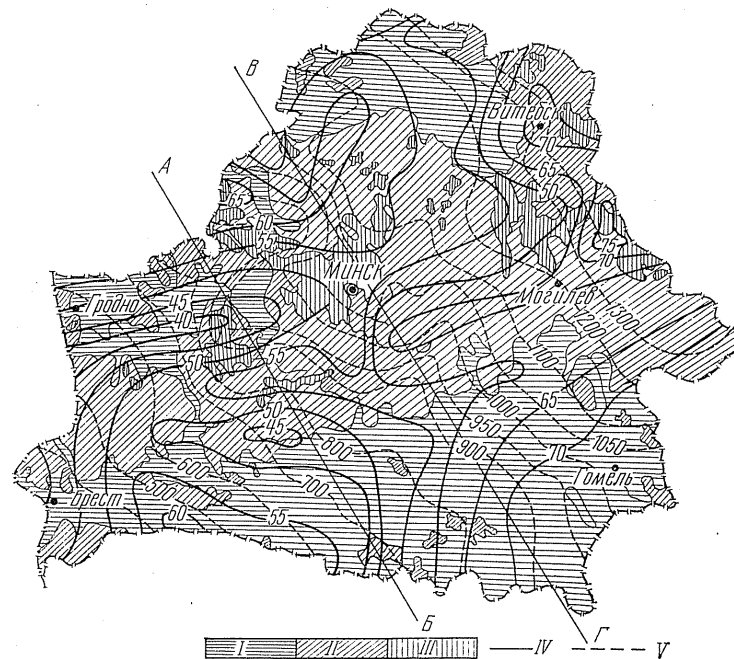


Рис. 2.21. Совмещенная карта климатических и гидрологических характеристик: I — высота над уровнем моря от 100 до 150 м; II — от 150 до 200; III — от 200 до 300 м; IV — средняя многолетняя глубина промерзания грунта, см; V — сумма отрицательных температур воздуха

ССР проходит с юго-запада на северо-восток. Для проверки данного положения на карте (рис. 2.21) проведены два луча AB и BG, пересекающие изолинии. Просуммировав значения изолиний, показывающих глубину промерзания в данном сечении (лучи AB и BG), и разделив сумму на количество пересеченных изолиний, получим средневзвешенную глубину промерзания грунтов. Для сечения AB она равна 54 см, а для сечения BG — 61 см. Следовательно, увеличение глубины про-

Таблица 2.5

Сравнительные данные по глубине промерзания грунтов, см

Метод	Для районов				Нежинская опытная станция
	Москвы	Ленинграда	Архангельска	Минска	
И. А. Золотаря	178	154	246	169	—
Н. А. Пузакова	173	140	268	141	—
В. М. Сиденко	207	163	261	158	—
В. С. Лукьянова	235	176	260	172	—
Г. И. Лапкина	153	139	191	161	—
А. Н. Будникова	125	113	156	131	—
В. Ф. Утенкова	178	154	224	189	—
П. И. Колоскова	207	173	258	197	—
Р. М. Меджитова	187	147	263	186	—
По картам СНиП*	190	170	214	140	—
Статистический:					
обеспеченность, %:					
1	286	194	321	246	234
2	265	178	302	228	212
5	227	169	261	196	201
10	206	160	238	175	188
Опытные данные	210	152	230	183	172
	(1970 г.)	(1967 г.)	(1961 г.)	(1969 г.)	(1963 г.)
		162			
		(1968 г.)			

* Значения нормативных глубин (по карте) увеличены на 50 см за счет средней толщины дорожной одежды.

мерзания идет с юга-запада на северо-восток, что согласуется с климатическими условиями Белоруссии. Поэтому по картам изолиний вполне надежно можно определять глубину промерзания грунтов заданной обеспеченности.

Для сравнения приведем расчетные глубины промерзания грунта по предлагаемому методу, а также по формулам и методам, рассмотренным выше (табл. 2.5).

Из таблицы видно, что глубина промерзания грунтов, определенная статистическим методом, находится в пределах величин, найденных по формулам. Но значение глубины промерзания грунтов, определенное по этому методу, более надежно, так как оно основано на статистических данных и учитывает совместное действие большего числа факторов, влияющих на глубину промерзания грунтов.

Процент обеспеченности по рекомендации А. Я. Тулаева, В. М. Сиденко [130] для всех категорий автомобильных до-

рог, за исключением временных, следует принимать равным 2. Нами же рекомендуется процент обеспеченности брать для дорог I, II и III категорий равным 2, для IV и V категорий — 5 и для промышленных дорог и дорог временного действия — 10.

В соответствии с коэффициентом обеспеченности следует принимать и переходный коэффициент от грунтов поля к грунтам земляного полотна в формуле (2.26): для супесчаных грунтов значения переходного коэффициента $k_{\text{п}}=1,75$ при $P=2\%$; $k_{\text{п}}=1,82$ при $P=5\%$ и $k_{\text{п}}=1,92$ при $P=10\%$.

2.3. ПУЧИНЫ И ИХ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ

Различают две основные фазы пучинообразования: зимнее взбулгуривание, или морозное пучение грунтов, и весеннее оттаивание (оседание) грунтов. Первая фаза пучинообразования связана с промерзанием грунтов, а вторая — с оттаиванием, причем в первом случае прочность грунта увеличивается, а во втором уменьшается.

При промерзании однородных влажных грунтов иногда наблюдается равномерное поднятие поверхности дороги на большом протяжении. Неравномерное же поднятие поверхности влечет за собой деформацию покрытия.

Поэтому в настоящее время для районов сезонного промерзания грунтов земляного полотна помимо расчета дорожной конструкции на прочность производится ее расчет и на морозоустойчивость [68]. В основу расчета положено условие, что величина ожидаемого морозного пучения $S_{\text{р}}$ должна быть равна или меньше допускаемого $S_{\text{д}}$, т. е. должно выполняться следующее условие:

$$S_{\text{р}} \leq S_{\text{д}} \quad (2.27)$$

Ожидаемое зимнее вспучивание определяют на основе влагонакопления грунта в процессе промерзания. Величина ожидаемого пучения может быть найдена по методике, разработанной Н. А. Пузаковым [95], А. Я. Тулаевым [30], И. А. Золотарем [31,32] и др.

Величину допускаемого пучения грунтов земляного полотна устанавливают исходя из обеспечения необходимой ровности и сплошности покрытия в зимний период. Для определения этой величины предложено несколько расчетных схем, основанных на теории изгиба балок и тонких плит при различных условиях закрепления их на краях [30, 41].

Анализ причин пучинных разрушений показывает, что в большинстве случаев пучины возникают от недостаточности мер по осущению дорожного полотна, малой толщины и недостаточной жесткости одежды.

Проведенные исследования [158] показали, что морозоустойчивость конструкции будет обеспечена лишь тогда, когда общая толщина одежды из материалов, не изменяющих прочностных свойств при промерзании, будет не менее 50 см на юге республики, 70 см в центральной ее части и 80—90 см в северных районах.

Величина пучения в зависимости от возвышения дорожной одежды над местностью, по исследованиям Е. И. Богатыревой [12], для насыпи 0,8 м из пылеватого суглинка составляет 65 мм, т. е. превышает допустимую, а при высоте 1 м остается в пределах допустимых значений для усовершенствованных облегченных покрытий (60 мм).

Характеристикой морозного пучения является относительное морозное пучение, представляющее собой отношение величины подъема поверхности покрытия (пучения) к глубине промерзания грунта, или скорости пучения к скорости промерзания:

$$k_{\text{пуч}} = \frac{h}{Z} \cdot 100\%, \quad (2.28)$$

где h — высота пучения, см; Z — глубина промерзания, см.

В зависимости от относительного морозного пучения все грунты по степени пучинистости подразделяются на шесть групп (табл. 2.6).

На практике встречаются случаи, когда величина морозного пучения достигает 30 см и более. В обычных же условиях величина морозного пучения составляет около 10% от глубины промерзания грунта.

Ход пучения и осадки поверхности дороги при промерзании и оттаивании грунтов, по данным Н. А. Пузакова, показаны на рис. 2.22.

Интенсивность вспучивания поверхности грунта уменьшается с увеличением глубины его промерзания. Когда последняя достигает 3/4 от полной глубины промерзания, вспучивание поверхности достигает обычно около 90% от максимального (рис. 2.22).

Актуальным вопросом в настоящее время является исследование величины морозного пучения в зависимости от начальной влажности грунта.

Исследованиями [157] установлена зависимость морозного пучения пылеватой супеси и пылеватого суглинка от влажности (рис. 2.23, 2.24). Зависимость между относительным пучением и влажностью грунта почти прямолинейная. При влажности грунта, достигающей максимальной молекулярной влагоемкости ($W_m = 0,46 W_T$), пучения грунта не наблюдается, а при влажности менее оптимальной ($W_{\text{опт}} = 0,62 W_T$) оно не превышает 1% и, согласно классификации [139], грунт счи-

* Таблица 2.6

Подразделение грунтов по степени их пучинистости при замерзании

Степень пучинистости	Грунт	Тип местности по характеру и степени увлажнения грунта	Среднее значение относительного морозного пучения при глубине промерзания 1,5 м, %	Группа грунтов по степени пучинистости
Непучинистый	Песок гравелистый, крупный и средней крупности с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 2% Песок гравелистый, крупный и средней крупности с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 15%, песок мелкий с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 2%	2—3	Менее 1*	I
Слабопучинистый	Песок гравелистый, крупный и средней крупности с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 15%, песок мелкий с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 2% Песок мелкий с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 15%, супесь мелкая и легкая крупная Песок мелкий с содержанием частиц менее 0,05 мм меньше 15%, супесь легкая крупная Песок пылеватый, супесь пылеватая, суглинок легкий, тяжелый, тяжелый пылеватый, глины	2—3 1 2—3 1	1—2* 1—2* 2—4 2—4	II II III III
Пучинистый	Супесь легкая, суглинки легкий и тяжелый, глины	2—3 1	4—7 4—7	IV IV
Очень пучинистый	Песок пылеватый, супеси пылеватые, суглинки тяжелый пылеватый	2—3	7—10	V
Чрезмерно пучинистый	Супесь тяжелая пылеватая, суглинок мелкий пылеватый	1	10—15 и более	VI

* Величина относительного пучения щебенястых, гравелистых, древесных песков при содержании более 15% частиц размером менее 0,05 мм ориентировочно может быть принята, как для пылеватого песка, и должна быть определена в лаборатории.

тается непучинистым. Следовательно, грунты с влажностью менее оптимальной практически морозоустойчивы.

При относительной влажности (0,63—0,76) W_T для пылеватых супесей и (0,62—0,72) W_T для пылеватых суглинков они становятся морозочувствительными, а относительное морозное пучение при этом достигает предельно допустимых значений.

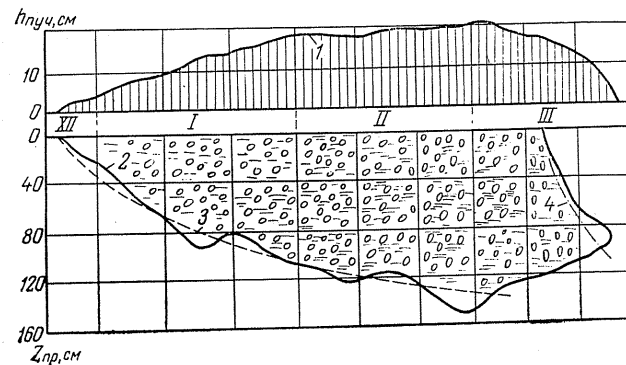


Рис. 2.22. График промерзания $Z_{пр}$ и пучения $h_{пуч}$ грунта во времени (декабрь — март): 1 — фактическая кривая пучения; 2 — фактическая кривая промерзания-оттаивания; 3 — теоретическая кривая промерзания, построенная по уравнению $Z_{пр} = \sqrt{2at}$; 4 — теоретическая кривая оттаивания, построенная по уравнению $h_{от} = \sqrt{2\beta t}$

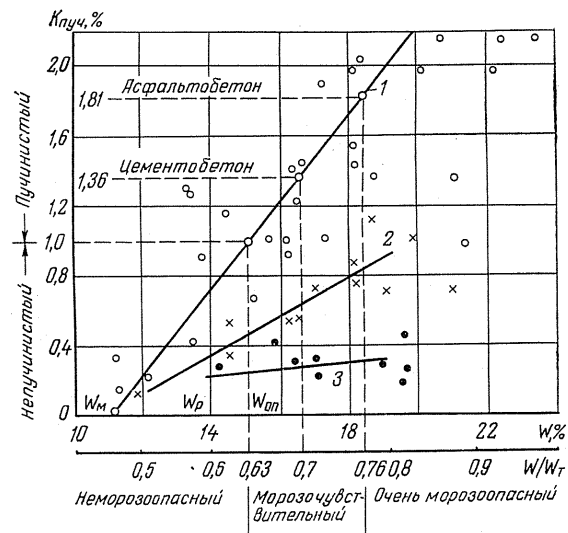


Рис. 2.23. Зависимость морозного пучения пылеватой супеси от влажности: 1 — при уплотнении до $k_{упл} = 0,95$; 2—0,98; 3—1

Величина и интенсивность пучения зависят в первую очередь от начальной влажности грунта и условий его промерзания.

В результате экспериментальных работ, проведенных Н. А. Цытовичем, была выведена формула для определения критической влажности, при которой все поры замерзающего грунта заполнены льдом, но пучение грунта еще не наступает:

$$W_{кр} = 91,67 \frac{\gamma - \delta_{ск}}{\gamma \delta_{ск}} \%, \quad (2.29)$$

где γ — удельный вес минеральной части грунта, $Г/см^3$; $\delta_{ск}$ — объемный вес скелета грунта, $Г/см^3$.

В настоящее время нет единого мнения о том, какая минимальная влажность грунта при отсутствии дополнительного увлажнения является безопасной для дорожных конструкций. Значит, необходимы дальнейшие исследования пучения для определения пределов природной влажности различных видов грунтов, при которой последние не являются морозоопасными. Необходимость проведения теоретических и экспериментальных исследований в этой области отмечается как отечественными, так и зарубежными учеными [38].

Многочисленные эксперименты подтверждают, что наличие пылеватых частиц повышает степень пучинистости грунтов при их промерзании. Был предложен ряд критериев, уста-

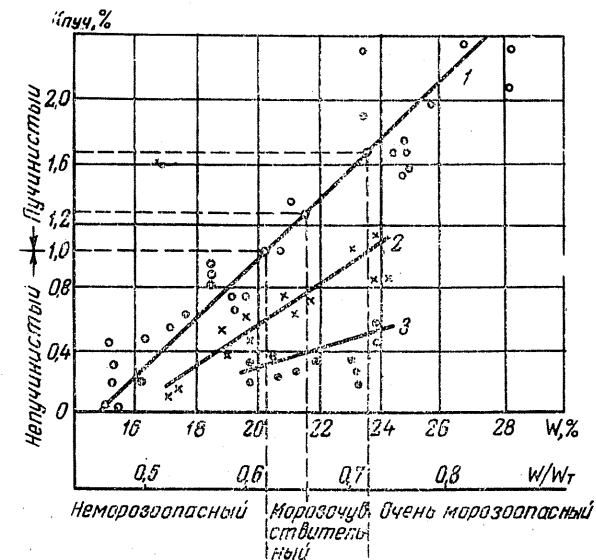


Рис. 2.24. Зависимость морозного пучения пылеватого суглинка от влажности: 1 — при уплотнении до $k_{упл} = 0,95$; 2—0,98; 3—1

навливающих морозоопасность грунтов в зависимости от содержания в них пылеватой и мелкой фракций.

Классификация грунтов по степени пучинистости по одному только признаку — зерновому составу — не полностью определяет их пучинистые свойства. По данным работы [131], при одном и том же содержании пылеватых частиц промерзание грунта в основном определяется сочетанием количества пылеватых и глинистых частиц, характером минералогического и химического состава этих частиц вследствие неодинакового качества и различной величины их поверхности.

На основании исследований А. М. Пчелинцева [97], В. О. Орлова [78] рекомендованы формулы для определения величины морозного пучения в зависимости от начальной влажности при отсутствии подтока воды. Ввиду того что эти формулы учитывают параметр, определяющий количество незамерзшей воды в грунте, использование их в практических целях затрудняется из-за сложности определения данного параметра.

При одинаковом усложнении степень пучения глинистых грунтов различна и зависит от ряда свойств грунта, одновременно влияющих на степень его пучения. В пределах пластичной консистенции грунта величина пучения при промерзании возрастает пропорционально увеличению влажности.

По данным В. М. Соколовой [114], величину морозного пучения глинистых грунтов можно определить по следующим формулам:

для однородных грунтов

$$h = m(W - k_b W_p) Z; \quad (2.30)$$

для разнородных

$$h = \sum_{i=1}^n m_i (W_i - k_b W_p) Z_i, \quad (2.31)$$

где n — число расчетных слоев; m — эмпирический коэффициент пучинистости n -го слоя (для супесей $m=0,25$; для суглинков при $W_p \leq 13\%$ $m=0,22$, при $W_p > 13\%$ $m=0,20$; для глин при $W_p \leq 20\%$ $m=0,15$); W_i — природная влажность i -го слоя грунта, доли единицы (от веса сухого грунта); k_b — поправочный коэффициент, принимается по табл. 2 СН 91—60 (приложение III) для температуры -4°C , при которой льдообразование наиболее интенсивно; W_p — влажность на границе раскатывания i -го слоя, доли единицы; Z_i — толщина промерзающего i -го слоя грунта, см.

Эти формулы применимы для глинистых грунтов пластичной консистенции при отсутствии или при глубоком залегании уровня грунтовых вод (ниже 2 м от нормативной глубины промерзания).

В работах Н. Я. Хархуты и Ю. М. Васильева [139, 140] показано влияние степени уплотнения на величину морозного пучения при промерзании грунтов как с напором, так и без напора грунтовых вод. Максимальное морозное пучение пылеватых суглинков и супесей, по их данным, соответствует плотностям в интервале от 0,90 до 0,94 δ_0 .

Скорость морозного пучения максимально уплотненных грунтов в зависимости от расстояния до уровня грунтовых вод или до переувлажненных слоев, по данным работы [155], характеризуется параболической зависимостью.

Для определения величины морозного пучения необходимы обширные наблюдения за пучением дорожного полотна в течение многих лет, однако в настоящее время их недостаточно. Поэтому для расчета величины пучения следует пользоваться методами прогнозирования с помощью теории вероятностей. За расчетное значение пучения в этом случае принимается величина, вероятность появления которой составляет не менее одного раза в течение определенного числа лет.

Прогнозирование пучинообразования необходимо производить как во время проектирования новых и реконструирования существующих автомобильных дорог, так и при их эксплуатации. Особое значение имеет прогнозирование, когда решается вопрос о реконструкции существующей автомобильной дороги с несовершенным покрытием и об устройстве дороги с капитальным типом покрытий. Здесь следует отметить и тот факт, что никакие натурные обследования не могут заменить прогноза пучинообразования, так как этот процесс может произойти при неблагоприятном стечении погодных и гидрологических факторов, не имевшем места в период обследования. Пучины могут появиться на тех участках дороги, где они раньше не наблюдались. Поэтому методы прогнозирования должны учитывать наиболее неблагоприятные сочетания погодных и гидрологических факторов, которые могут иметь место в пределах срока службы дороги, по аналогии с тем, как и при расчете отверстий мостов учитываются высокие горизонты воды соответствующей повторяемости.

Используемый метод прогнозирования пучинообразования рекомендуется применять для всех трех типов местности по увлажнению. Однако в силу того что III тип местности по своим грунто-гидрологическим условиям наиболее пучиноопасный, ему в настоящей работе уделено больше внимания, приведен пример расчета.

Прогнозирование вероятности появления пучин может производиться в следующем порядке:

1) принимается величина пучения для заданного участка дороги (допускаемая, контрольная или любая другая искомая);

2) по формулам Н. А. Пузакова и М. Б. Корсунского [30, 41] в зависимости от типа местности по увлажнению определяется глубина промерзания грунта, при которой может быть заданная величина морозного пучения:

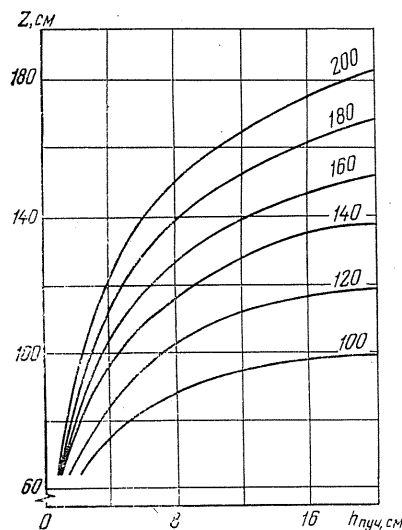
$$H_1 = 3,08k_2 \frac{W_0 - W_1}{\sqrt{\alpha_0}} \sqrt{T}; \quad (2.32)$$

$$H_2 = 1,26(W_{oc} - W_0) \sqrt{k_R T}; \quad (2.33)$$

$$H_3 = \frac{2,2k_R}{\alpha_0} (W_K - W_0) \left(h \cdot 2,3 \lg \frac{h}{h-Z} - Z \right), \quad (2.34)$$

где W_0 — максимальная молекулярная влажность, доли единицы; W_1 — влага в грунте, не способная к передвижению, доли единицы; W_K — капиллярная влагоемкость грунта, доли единицы; W_{oc} — начальная осенняя влажность грунта, доли единицы; k_2 — средний коэффициент влагопроводности, $см^2/сут$; k_R — коэффициент капиллярной влагопроводности, $см^2/сут$; α_0 — климатический параметр грунта, $см^2/сут$; h — глубина залегания грунтовых вод от поверхности дороги, $см$; T — продолжительность промерзания грунта, $сут$; Z — глубина промерзания, $см$.

Глубину промерзания грунта, при которой может



быть заданная величина морозного пучения, можно найти по графику (рис. 2.25).

Учитывая глубину промерзания Z , найденную по формуле (2.34) или по графику (рис. 2.25), и определяя по карте изолиний (см. рис. 2.18) среднюю максимальную многолетнюю глубину промерзания, находят модульный коэффициент

Рис. 2.25. График определения глубины промерзания Z по заданной величине морозного пучения $h_{пуч}$ (продолжительность зимы — 80 сут, грунт супесчаный). Цифры на кривых — расстояние до УГВ, $см$

$$k_s = \frac{Z}{k_{п} Z_{cp}}, \quad (2.35)$$

где $k_{п}$ — переходный коэффициент.

Имея значения модульного коэффициента k_s и коэффициента вариации C_v , определенного по карте изолиний (см. рис. 2.19), по табл. 2.7 находим вероятность появления пучины заданной величины.

Определим, например, вероятность появления пучин величиной 5 см на дороге Минск — Бобруйск в районе г. Бобруйска. При этом известно, что грунт земляного полотна суглинистый, глубина залегания грунтовых вод 1,4 м, по степени увлажнения участок местности относится к третьей расчетной схеме.

Для заданного района продолжительность $T=80$ сут, средняя глубина промерзания $Z_{cp}=60$ см, коэффициент вариации $C_v=0,50$.

По графику (рис. 2.25) определим значение глубины промерзания грунта, которая вызывает пучение величиной 5 см. Она будет равна $Z=100$ см. Из формулы (2,35) найдем модульный коэффициент

$$k_s = \frac{100}{60} = 1,670.$$

Учитывая модульный коэффициент ($k_s=1,670$), а также то, что для рассматриваемого района коэффициент вариации $C_v=0,50$, по табл. 2.7 находим, что вероятность появления пучины, равной 5 см, составляет 1 : 10, т. е. один раз в 10 лет.

Предложенная методика прогнозирования пучинообразования позволяет определить величину пучения различной вероятности для любого заданного района.

Таблица 2.7

Значение модульного коэффициента

Коэффициент вариации C_v	Вероятность					
	1:100	1:33	1:20	1:10	1:5	1:4
0,25	1,674	1,522	1,445	1,332	1,202	1,154
0,30	1,825	1,636	1,540	1,399	1,240	1,183
0,35	1,990	1,754	1,638	1,468	1,276	1,208
0,40	2,156	1,872	1,736	1,536	1,312	1,232
0,45	2,334	1,999	1,837	1,603	1,345	1,254
0,50	2,511	2,126	1,938	1,670	1,378	1,277
0,55	2,700	2,256	2,042	1,737	1,408	1,294
0,60	2,890	2,386	2,146	1,804	1,438	1,312
0,65	3,090	2,522	2,252	1,871	1,468	1,328
0,70	3,289	2,659	2,358	1,938	1,497	1,343

Необходимо отметить, что при проектировании земляного полотна и дорожных одежд большое внимание уделяется обеспечению устойчивости и прочности дорожной конструкции в целом. В связи с этим проводятся обширные исследования прочности дорожных одежд с разработкой соответствующих методических и инструктивных указаний. Однако разрушение дорог может произойти не только из-за недостаточной прочности материала одежды, но и от морозного пучения.

2.4. МИГРАЦИЯ ВЛАГИ В ГРУНТАХ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Одним из факторов, влияющих на устойчивость и прочность земляного полотна, является увлажнение его поверхностными водами. Поэтому поверхностному стоку, инфильтрации воды в земляное полотно и миграции ее из боковых канав посвящено много исследований как советских, так и зарубежных ученых.

Выпадающие на поверхность земляного полотна атмосферные осадки расходуются на сток, просачивание в грунт (инфильтрация) и испарение (рис. 2.26). Сток воды характеризуется коэффициентом стока, который равен отношению интенсивности стока к интенсивности осадков.

Одним из важных мероприятий по предотвращению увлажнения грунтов земляного полотна атмосферными осадками является обеспечение их стока с поверхности дороги.

Расчет объема, или слоя, стока в зависимости от количества выпавших осадков можно произвести двумя способами:

1) по методу водного баланса, используя формулы для расчета инфильтрации, поверхностного задержания и потерь воды на испарение:

$$Y = A - Q - B - I, \quad (2.36)$$

где Y — сток, вызванный осадками дождя, мм; I — испарение, мм. Подставив в уравнение водного баланса (2.36) значение B , получим общее уравнение для слоя стока

$$Y = \Phi(A - Q) - E - I, \quad (2.37)$$

где A — осадки, мм; Q — суммарная инфильтрация, мм; B — поверхностное задержание, мм; Φ — действующая площадь, доли единицы; E — емкость депрессий на действующей площади, мм;

2) по эмпирическим зависимостям стока от осадков и других факторов. Однако расчет стока по этому способу встречает большие трудности из-за отсутствия данных.

Для аналитического расчета величины стока может быть использована формула [83]

$$Y = A - Q - E_{\max} \left[1 - \exp \left(\frac{A - Q}{E_{\max}} \right) \right], \quad (2.38)$$

где E_{\max} — максимальная поверхностная емкость покрытия, мм.

Основную роль в определении величины стока играет точность расчета интенсивности и суммарного слоя инфильтрации, а для определения их необходимо знать тип грунта земляного полотна, его водно-физические свойства и степень водопроницаемости.

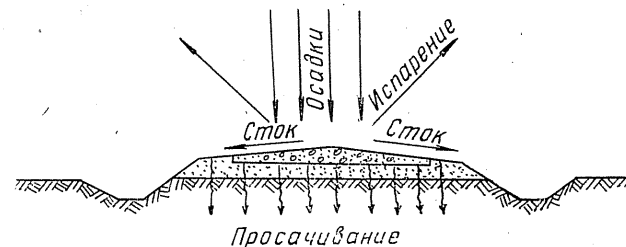


Рис. 2.26. Схема распределения атмосферных осадков на сток, испарение и просачивание

Возможность и интенсивность поступления влаги в грунт определяются его водопроницаемостью.

Водопроницаемость грунта зависит от первоначальной влажности грунта, механического и химического состава. Чем меньше его первоначальная влажность, тем выше водопроницаемость. Водопроницаемость крупнообломочных, крупно- и среднезернистых песков почти полностью зависит от механического состава и пористости, так как размерами частиц и плотностью этих грунтов определяется пористость. Для глинистых грунтов существенное влияние на водопроницаемость оказывает наличие тонкодисперсных систем и коллоидов.

Характеристикой скорости впитывания влаги грунтом является коэффициент впитывания, или поглощения. Процесс впитывания воды в грунт является сложным явлением, причем необходимо различать явления поглощения (впитывания) воды и явления фильтрации. Фильтрация начинается лишь при полном насыщении грунта водой. Характеристикой фильтрации является коэффициент фильтрации, а впитывания — коэффициент поглощения. Коэффициент поглощения представляет собой количество воды, поглощаемое данной почвой в единицу времени при единице уклона на единицу поверхности [42].

Коэффициент поглощения k_t — величина динамическая, изменяющаяся в процессе поглощения воды грунтом.

В некоторый момент времени t

$$k_t = \frac{k_H}{t^\alpha}, \quad (2.39)$$

где $k_H = kT^\alpha$ — начальный коэффициент впитывания; t — время; k — коэффициент фильтрации; T — время, в течение которого при просачивании воды в данный грунт устанавливается постоянный расход воды, т. е. явление поглощения переходит в явление фильтрации; α — постоянная величина, меньшая единицы.

В результате исследований Н. Ф. Созыкина [113] была показана зависимость для лесных подзолистых почв между коэффициентом поглощения и временем

$$k_t = k + \frac{k_H}{t}. \quad (2.40)$$

Им были получены также следующие уравнения для определения k_t для некоторых почв:

темно-серой тяжелосуглинистой

$$k_t = \frac{68,3}{t} + 5; \quad (2.41)$$

среднеподзолистой суглинистой

$$k_t = \frac{41,8}{t} + 2,67; \quad (2.42)$$

сильноподзолистой суглинистой

$$k_t = \frac{45,65}{t} + 0,36. \quad (2.43)$$

Исследования впитывания воды в лесные почвы проводились и А. Р. Родиным [98] и другими советскими учеными.

Инфильтрация воды в грунт представляет собой довольно сложный процесс, который еще в настоящее время слабо изучен, а теория его расчета разработана недостаточно. Физический смысл инфильтрации заключается в том, что нисходящее движение воды в грунтах происходит под действием гравитационных, молекулярных сил, а также сил, обусловленных трением, вязкостью жидкости и наличием защемленного воздуха в порах грунта. Одной из основных характеристик этого движения является интенсивность инфильтрации, под которой понимают количество воды, просачившейся в грунт в единицу времени, а общее количество воды, просачившейся в грунт, будет равно произведению интенсивности инфильтрации q_i на время просачивания T :

$$Q = q_i T. \quad (2.44)$$

Как показывают исследования, процесс инфильтрации при постоянной интенсивности дождя имеет три характерные фазы:

интенсивность инфильтрации равна интенсивности дождя;
интенсивность инфильтрации резко уменьшается;
интенсивность просачивания постоянна.

В первой фазе инфильтрации все выпавшие на поверхность дороги атмосферные осадки в виде дождя израсходуются на смачивание и заполнение крупных пор. Длительность

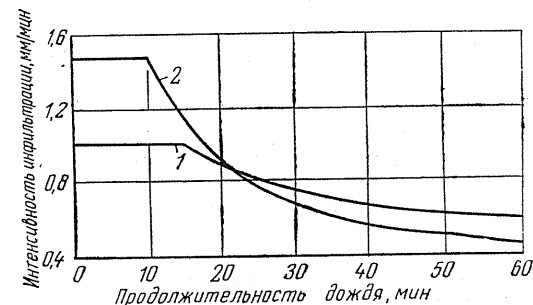


Рис. 2.27. Изменение интенсивности инфильтрации при различной интенсивности дождя: 1—1 мм/мин; 2—1,5

этой фазы зависит от первоначальной влажности грунта, его плотности и интенсивности дождя. Причем чем меньше дефицит влажности грунта, тем меньше начальное поглощение воды и тем быстрее снижается интенсивность инфильтрации (рис. 2.27), а чем больше интенсивность дождя, тем скорее и резче происходит снижение интенсивности инфильтрации (рис. 2.28).

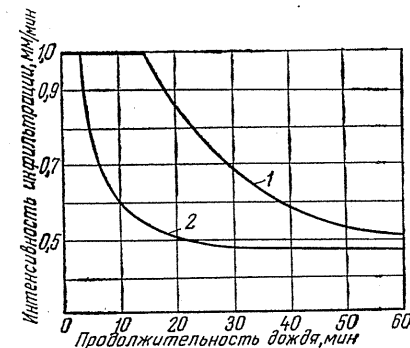


Рис. 2.28. Изменение интенсивности инфильтрации при различной начальной влажности грунта: 1—сухой грунт; 2—влажный

Во второй фазе резкое уменьшение интенсивности инфильтрации связано с заполнением водой пор верхнего слоя грунта. В этот период выпадающие осадки стекают с поверхности дороги, так как все поры заполнены водой и поглощения ее не происходит. В то же время грунт еще не насыщен влагой

до такого состояния, чтобы началась третья фаза, т. е. фаза фильтрации. Поэтому вся выпадающая на поверхность дороги вода стекает.

Для определения интенсивности инфильтрации Г. А. Алексеев [1] получил формулу вида

$$q_t = k + \sqrt{\frac{0,5kHd}{t}}, \quad (2.45)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта, мм/мин; H — максимальная высота капиллярного поднятия воды в грунте, мм; d — дефицит влажности грунта; t — время от начала дождя, мин.

Недостаток этого выражения в том, что оно не учитывает интенсивность осадков. Поэтому Е. Г. Поповым [83] предложено уравнение, учитывающее этот параметр:

$$q_t = (h - k) \exp\left(-\frac{ht}{d}\right) - k, \quad (2.46)$$

где h — интенсивность осадков, мм/мин.

Однако эта формула выведена для постоянной интенсивности дождя, в чем и заключается ее несовершенство, а достоинство состоит в том, что она в явном виде учитывает интенсивность дождя и дефицит влажности грунта.

Из выражения (2.46) можно определить время, в течение которого интенсивность инфильтрации равна интенсивности дождя, т. е. продолжительность периода полного поглощения грунтом осадков t_0 , а следовательно, количество первоначально поглощенной воды Q :

$$t_0 = \frac{d \ln\left(1 - \frac{k}{h}\right)}{h}, \quad (2.47)$$

откуда

$$Q = t_0 h = d \ln\left(1 - \frac{k}{h}\right). \quad (2.48)$$

Зная количество поглощенной воды грунтом, можно найти его влажность

$$W = 0,1 Q \delta_{ск} H, \quad (2.49)$$

где $\delta_{ск}$ — объемный вес скелета грунта; H — толщина рассматриваемого слоя грунта.

Для неравномерного во времени дождя интенсивность инфильтрации можно определить по следующей формуле [83]:

$$q_t = (h_0 - k) \exp[-\alpha(A - A_0)] + k, \quad (2.50)$$

где h_0 — интенсивность дождя в момент окончания фазы полного поглощения осадков, мм/мин; A — количество осадков,

выпавшее к заданному моменту времени t , мм; A_0 — начальное поглощение осадков, мм; α — коэффициент, характеризующий дефицит влажности грунта.

При расчете интенсивности инфильтрации при неравномерном выпадении дождя по формуле (2.50) учитывается то, что параметры A_0 и α взаимосвязаны и зависят от первоначальной влажности грунта и коэффициента фильтрации. Сначала по данным метеостанций или по непосредственным измерениям строится график интенсивности дождя (рис. 2.29), по которому находится интегральная кривая осадков

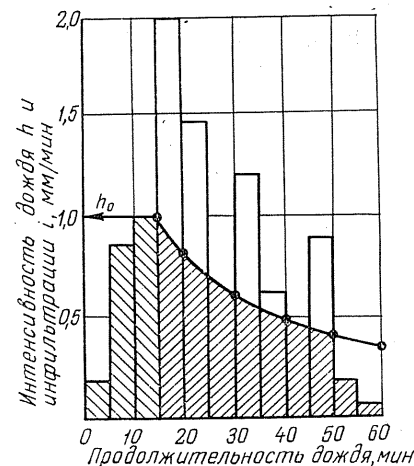


Рис. 2.29. График интенсивности дождя и кривая интенсивности инфильтрации

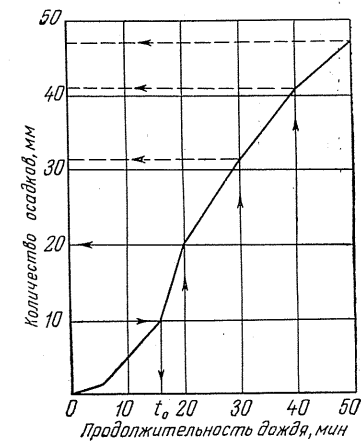


Рис. 2.30. Интегральная кривая осадков

(рис. 2.30). По этой кривой в зависимости от заданного значения A_0 определяют время t_0 окончания фазы полного поглощения осадков и по графику (рис. 2.29) начальную интенсивность инфильтрации h_0 .

Затем, задаваясь временем, снимают с интегральной кривой (рис. 2.30) соответствующие суммы осадков A и находят разность $A - A_0$, по которой, пользуясь формулой (2.50), определяют интенсивность инфильтрации. Все расчеты приведены в табл. 2.8.

После вычисления интенсивности инфильтрации для нескольких моментов времени и нанесения этих данных на график хода дождя (рис. 2.29) получают кривую изменения интенсивности инфильтрации во времени, а общее количество воды, просочившееся в грунт за время дождя, определяется как сумма количества осадков, поглощенных в начальный

Таблица 2.8

Пример расчета интенсивности инфильтрации для неравномерного дождя при $A_0=10$ мм, $\alpha=0,04$, $k=0,2$ мм/мин

t	Δt	\bar{h}	$\Delta t \bar{h}$	$A = \Sigma \Delta t \bar{h}$	$A - A_0$	q_t	\bar{q}_t	$\Delta t \bar{q}_t$	$(\bar{h} - \bar{q}_t) \Delta t$
мин		мм/мин		мм		мм/мин		мм	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	5	0,2	1	1	—	—	—	—	—
10	5	0,8	4	5	—	—	0,20	1,00	0
15	5	1,0	5	10	—	—	0,80	4,00	0
20	5	2,0	10	20	10	—	1,00	5,00	0
25	5	1,4	7	27	17	0,74	0,87	4,35	5,65
30	5	1,0	5	32	22	0,61	0,68	3,40	3,60
35	5	1,2	6	38	28	0,53	0,57	2,85	2,15
40	5	0,6	3	41	31	0,46	0,50	2,50	3,50
45	5	0,4	2	43	33	0,43	0,44	2,20	0,80
50	5	0,8	4	47	37	0,41	0,42	—	0,00
55	5	0,2	1	48	38	0,38	0,40	2,00	2,00
60	5	0,04	0,2	48,2	38,2	0,37	0,37	—	0

период A_0 , и количества осадков, поглощенных грунтом за период, когда интенсивность дождя превышала интенсивность инфильтрации Q_t и интенсивность инфильтрации была потенциально больше интенсивности дождя A_t :

$$Q = A_0 + Q_t + A_t \quad (2.51)$$

На рис. 2.29 общий слой инфильтрации равен площади заштрихованной части графика.

Как утверждает автор работы [83], формула (2.50) справедлива для однородного грунта и равномерного по площади выпадения осадков, для больших же площадей инфильтрация определяется как средневзвешенное. Практическое применение формулы (2.50) ограничивается еще и тем, что такие параметры, как A_0 и α , зависят от влажности грунта, предшествующей выпадению осадков, и в каждом конкретном случае должны устанавливаться экспериментально. Таких данных в настоящее время накоплено очень мало.

Поэтому исследование зависимости начального поглощения осадков A_0 от предшествующего увлажнения грунта (и особенно гравия, так как гравийные покрытия имеют довольно большое распространение на автомобильных дорогах) является важным и актуальным.

Не менее важное значение в процессе увлажнения земляного полотна атмосферными осадками имеет и определение величины поверхностного задержания воды, а также ее сток. Решение этих вопросов даст возможность более правильно

подойти к назначению параметров водосливной призмы дорожной одежды и поперечных уклонов обочин.

Для определения количества воды, которая может задержаться на поверхности дороги, необходимо знать распределение и объем емкостей по площади дорожного покрытия, т. е. емкость всех впадин, шероховатостей и т. д.

Емкость отдельной депрессии, выраженная в миллиметрах, на всю площадь равна

$$\varepsilon = \varphi S, \quad (2.52)$$

где φ — относительная площадь водосбора депрессии, выраженная в долях площади водосбора; S — слой воды, при котором обеспечивается заполнение емкостей, мм.

Слой воды, который может задержаться на поверхности водонепроницаемого покрытия, можно установить при помощи формул, предложенных Е. Г. Поповым [83] для речных бассейнов:

$$B = (1 - \Phi) A + E, \quad (2.53)$$

где Φ — действующая площадь покрытия, дающая сток, доли единицы; A — слой стока осадков, мм; E — емкость заполненных депрессий на действующей площади, мм.

Для водопроницаемого покрытия

$$B = (1 - \Phi)(A - Q) + E, \quad (2.54)$$

где Q — общее количество воды, просочившейся в почву за время дождя, мм.

Трудность определения количественных характеристик по формулам (2.53), (2.54) заключается в затруднении установления величины действующей площади покрытия. Непосредственное измерение величины действующей площади практически невозможно. Судить о ней можно лишь приближенно по макро- и микропрофилю покрытия. Существенное влияние на уменьшение задержания воды на поверхности покрытия оказывает придание ему поперечного уклона, величина которого нормируется техническими условиями.

Как видно из изложенного выше, при определении интенсивности инфильтрации, количества задержания и стока воды с поверхности дорожных конструкций значительную роль играют степень увлажнения верхних слоев грунта и динамика ее изменения. Изменение влажности верхнего слоя грунта между периодами дождя, по данным работы [83], носит характер закономерно убывающей функции времени и зависит от температуры воздуха:

$$W_t = (W_0 - W_c) \exp(-kt) + W_c, \quad (2.55)$$

где W_t — остаточный запас влаги, мм; W_0 — начальный запас влаги, мм; W_c — предельная влажность осушения, мм; k — ко-

эффицент, зависящий от температуры воздуха и характера почвы; t — время.

Для приближенного расчета по суточным интервалам времени ($t=1$) можно пользоваться формулой

$$W_t = \beta W_0, \quad (2.56)$$

где β — коэффициент, зависящий от температуры воздуха и типа грунта.

По данным Г. П. Калинина [83], коэффициент β в зависимости от температуры воздуха равен: при $t=5-10^\circ\text{C}$ $\beta=0,99$; при $t=15^\circ\text{C}$ $\beta=0,98$ и при $t=20^\circ\text{C}$ $\beta=0,97$.

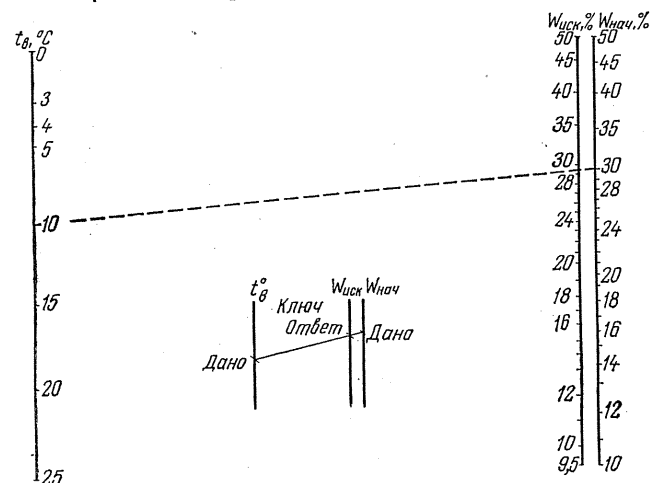


Рис. 2.31. Номограмма для определения продолжительности расчетного состояния грунта земляного полотна (по влажности)

По формуле (2.56) можно рассчитать запас влаги в грунте от суток к суткам, для этой цели построена номограмма (рис. 2.31).

Величину стока можно также определить по формулам, предложенным М. И. Будыко и Л. И. Зубенком [16]:

при $A > I$

$$Y = A \frac{W}{W_K} \sqrt{\alpha^2 \left[1 - \left(1 - \frac{I}{A} \right)^2 \right] + \left(1 - \frac{I}{A} \right)^2}; \quad (2.57)$$

при $A \leq I$

$$Y = \alpha A \frac{W}{W_K}, \quad (2.58)$$

где W — влажность верхнего слоя грунта; W_K — критическая влажность грунта, зависящая от географических условий и

времени года, равная 100—200 мм; α — коэффициент, зависящий от интенсивности осадков (для областей между 45° с. ш. и 45° ю. ш. $\alpha=0,4-0,8$; для северных областей от 60° с. ш. $\alpha=0,88$); I — испарение, мм.

В уравнениях (2.57), (2.58) учитывается наличие двух форм стока, имеющих различное физическое содержание. При $A < I$ наблюдается первая форма стока, причем его сумма находится из выражения (2.57), а при $A > I$ к первой форме стока добавляется вторая, образуемая при избытке влаги верхних слоев грунта, не зависящая от величины и интенсивности осадков и равная разности осадков и испаряемости.

Экспериментально процесс инфильтрации воды в грунт изучался В. М. Сиденко [103], И. И. Судницыным [119], Бодманом и Кольманом [162], Маршаллом и Стайком [167], Миллером и Ричардсом [168] и др. Анализируя их работы, можно указать на то, что толща грунта, смоченная инфильтрующей влагой, может быть разделена на четыре зоны.

1. Зона насыщения толщиной около 1 см. В этой зоне гидравлический напор отсутствует (равен нулю), причем влажность слоя равна полной влагоемкости или несколько выше за счет набухания грунта.

2. Переходная зона толщиной около 15 см. Влажность грунта изменяется от полной влагоемкости до 70—80% от нее. Гидравлический напор, по данным Бодмана и Кольмана [162], равен 30 см вод. ст., а по данным И. И. Судницына [119], — 50—70 см вод. ст.

3. Зона увлажнения. Влажность грунта в этой зоне почти постоянная с некоторым уменьшением книзу, увеличение ее может произойти с увеличением глубины промачивания. Гидравлический напор равен гидравлическому напору, который имеется в нижней части переходной зоны.

4. Фронт смачивания. Влажность грунта здесь изменяется (уменьшается) скачкообразно, так же изменяется и гидравлический напор. Граница смачивания зависит от влажности грунта: если грунт имеет небольшую влажность (менее оптимальной), то граница смачивания выделится очень резко и передвижения жидкой влаги перед ней не наблюдается.

Если инфильтрация происходит в предварительно промоченную почву, то чем глубже расположен фронт смачивания во влажном грунте, тем больше суммарный расход влаги до момента начала нового движения фронта смачивания. Зависимость между глубиной фронта смачивания и расходом воды в логарифмической форме линейна. Скорость передвижения фронта смачивания во влажном грунте больше, чем в сухом, а впитывание влаги (по объему), наоборот, во влажный грунт происходит медленнее, чем в сухой.

Так, по данным исследований [162], в сухой пылеватый суглинок за 100 мин впитался 51 мм воды, причем фронт смачивания достиг глубины 11 см, в то время как во влажный впиталось 7 мм, а глубина просачивания достигла 34 см. В сухой песчаный суглинок за 100 мин впиталось 125 мм воды на глубину 37 см и во влажный — 67 мм на глубину 61 см. По данным В. М. Сиденко [103], глубина инфильтрации грунта земляного полотна составляла 50—55 мм.

Пренебрегая поверхностным давлением слоя воды, Г. А. Алексеев [1] дает математическое описание инфильтрации влаги в грунт за время выпадения дождя. В основу расчета им положено уравнение скорости инфильтрации, которое является видоизмененным уравнением Дарси:

$$v dt = \Delta dz \text{ и } v = \frac{Z+F}{Z} k, \quad (2.59)$$

где v — скорость потока инфильтрующейся влаги, м/с; t — время, с; Δ — свободная пористость, % от объема грунта; Z — глубина промачивания, м; k — коэффициент фильтрации, м/с; F — всасывающее капиллярное давление, равное максимальной высоте капиллярного подъема в данном грунте, м.

Решая совместное выражение (2.59), Г. А. Алексеев получил, что

$$t = \frac{\Delta F}{k} [Z' - \ln(1 + Z')] = \frac{\Delta F}{k} \tau, \quad (2.60)$$

где

$$Z' = \frac{Z}{F}; \quad \tau = Z' - \ln(1 + Z') = \frac{k}{\Delta F} t.$$

Задав произвольными значениями Z' от 0,02 до 100, Г. А. Алексеев строит таблицу относительных величин:

$$J = 1 + \frac{1}{Z'} \text{ и } \tau = Z' - \ln(1 + Z'),$$

с помощью которой, зная реальные величины F , k и Δ , можно найти скорость потока инфильтрации, глубину и время промачивания:

$$Z = Z' F, \quad v = k J, \quad t = \frac{F \Delta}{k} \tau, \quad \Sigma v = \Delta Z' F, \quad (2.61)$$

т. е. для любого момента времени можно рассчитать суммарную инфильтрацию, скорость инфильтрации и глубину промачивания.

При расчете инфильтрации И. И. Судницын [119] выделяет два частных случая.

Первый случай, когда величина зоны промачивания мала, т. е. $F > Z$, второй — мощность промоченной толщи велика и

$F < Z$. Для обоих случаев И. И. Судницыным определены время и глубина промачивания грунта:

при $F > Z$

$$t = \frac{\Delta}{2k} \cdot \frac{Z^2}{F}, \quad (2.62)$$

$$Z = \frac{2k}{\Delta} F t^{0,5}; \quad (2.63)$$

при $F < Z$

$$t = \frac{\Delta}{2k}, \quad (2.64)$$

$$Z = \frac{2k}{\Delta} t. \quad (2.65)$$

Уравнение (2.63) соответствует начальной стадии впитывания, а (2.65) — периоду длительной инфильтрации.

После впитывания влаги происходит ее перераспределение в толще грунта. По исследованиям Ричардса, Гарднера и Ген Огата [164, 170] установлено, что перераспределение влаги во времени подчиняется следующей зависимости:

$$W = a T^{-b}, \quad (2.66)$$

где a — запас влаги в первый день опыта; T — время с момента окончания впитывания, сут; b — показатель степени.

Изменение запаса влаги в процессе ее перераспределения по опытам [164, 170] представлено на рис. 2.32, 2.33.

Процесс перераспределения влаги в различных грунтах протекает по-разному и зависит от механического состава, влажности и т. д. В связи с этим перераспределение влаги можно разделить на пять характерных случаев [99]:

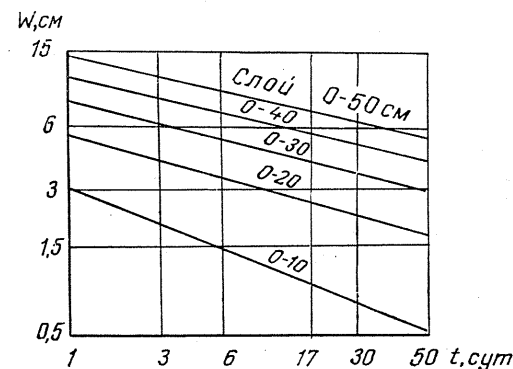


Рис. 2.32. Изменение запасов влаги W в слоях почвы нарастающей мощности в процессе перераспределения влаги по окончании инфильтрации с одновременным испарением

в крупнозернистых и во влажных среднезернистых грунтах перераспределение влаги происходит немедленно после поступления ее на поверхность. В промоченных слоях остается лишь небольшое количество стоковой влаги, соответствующее наименьшей влагоемкости;

в сухих среднезернистых грунтах сначала идет накопление капиллярно-подвешенной влаги в поверхностном слое до известного предела. Малейшее превышение этого предела вызывает быстрое стекание основной массы влаги, а в промоченной

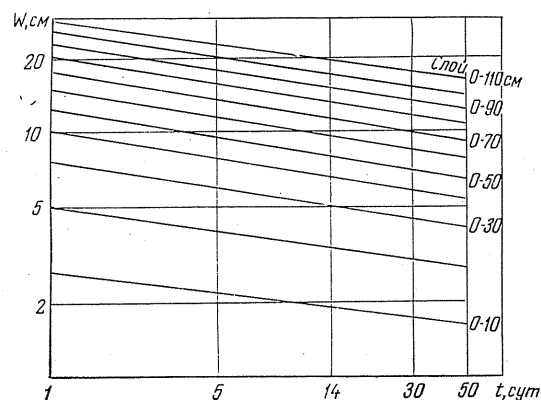


Рис. 2.33. Изменение запасов влаги (с исключенным испарением) в слоях почвы нарастающей мощности в процессе перераспределения влаги по окончании инфильтрации

толще остается количество влаги, соответствующее наименьшей влагоемкости:

в мелкозернистых грунтах перераспределение влаги происходит тотчас после ее накопления, но очень медленно, оставляя после себя небольшое количество стоковой влаги, соответствующее наименьшей влагоемкости;

в тонкозернистых грунтах большая часть поступающей на поверхность влаги задерживается в верхних слоях, занимая 2/3 — 3/4 порового пространства грунта. По окончании впитывания рассасывается лишь небольшая часть этой влаги, после чего ее передвижение почти прекращается и влажность приближается к наименьшей влагоемкости;

в очень тяжелых без микроструктуры грунтах, особенно солонцеватых и оглеенных, вся влага задерживается в верхних слоях, заполняя собой всю пористость и создавая влажность, близкую к полной влагоемкости. Рассасывание происходит очень медленно.

Увлажнение земляного полотна при затруднительном водоотводе, длительном сроке увлажнения, недостаточном уп-

лотнении грунта может происходить также из боковых канав. Исследованию миграции влаги в ненасыщенных грунтах посвящены работы Н. Н. Павловского [81], А. А. Роде [99], И. И. Судницына [119], В. М. Сиденко [110], И. А. Носича [76], А. Я. Тулаева, [30, 127, 129], Н. А. Пузакова [30, 94, 95], И. А. Золотаря [30], Ричардса [170], Филиппа [169] и др.

Самая первая попытка найти распределение потенциала влажности как функцию пространственных координат и времени принадлежит Ричардсу [170], который предложил в этом случае пользоваться уравнением Дарси.

Основная трудность применения формулы Дарси к ненасыщенному потоку влаги заключается в том, что коэффициент, характеризующий влагопроводность грунта, является функцией влагосодержания последнего, так как жидкая влага может передвигаться только через ту часть порового пространства, которая занята водой. Первоначально считалось, что проводимость прямо пропорциональна содержанию влаги [170], однако, как показали дальнейшие исследования [81, 171], влагопроводность убывает быстрее, чем влажность. Главная причина этого заключается в уменьшении площади поперечного сечения, занятого водой. Кроме того, с уменьшением влажности в первую очередь дренируются более крупные поры, т. е. с наименьшим сопротивлением движущейся воде, вследствие чего влагопроводность уменьшается быстрее, чем влажность (примерно пропорционально квадрату диаметра пор). Со снижением влажности увеличивается количество скоплений воды, изолированных от общей трехмерной водной сетки и не принимающих участия в фильтрации. В монографии А. А. Роде [99] анализируются работы, посвященные изучению зависимости влагопроводности грунта от его влажности. Он пришел к выводу, что классическое уравнение Навье — Стокса, с помощью которого обычно описывается движение воды, к движению ее в пористой среде не приложимо; для описания этого процесса следует использовать уравнение Дарси, которое в общей форме может быть записано так:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = V = -k \Delta \Phi, \quad (2.67)$$

где W — влажность грунта, доли от объема грунта; V — объем воды, передвигающейся в единицу времени t через поперечное сечение, перпендикулярное направлению потока, площадью, равной единице; k — коэффициент влагопроводности, зависящий от состава, влажности, плотности и т. д.; Φ — гидравлический потенциал; $\Delta \Phi$ — градиент потенциала, т. е. та движущая сила, под влиянием которой и движется вода.

Физический смысл уравнения Дарси заключается в том, что скорость движения воды пропорциональна величине движущей силы, какой является градиент потенциала.

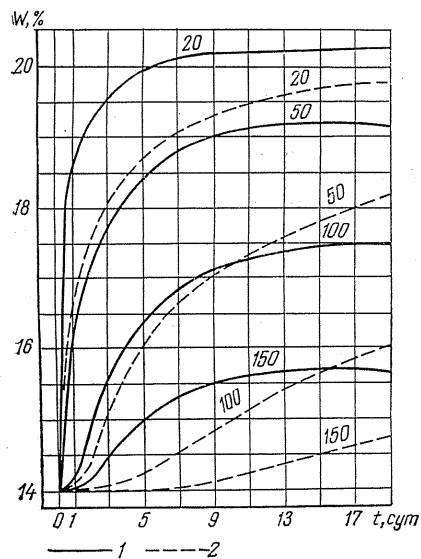
Уравнение потока жидкости должно удовлетворять не только закону Дарси, но и закону сохранения материи, который гласит, что разность между скоростями потоков, входящего и выходящего из элемента объема проводящего тела, равна скорости изменения запаса [99]. Математически это выражается так:

$$\frac{\partial}{\partial x} v = - \frac{\partial W}{\partial t} \text{ или } \frac{\partial}{\partial x} \cdot \frac{\partial W}{\partial t} = - \frac{\partial W}{\partial t}, \quad (2.68)$$

где W — влажность, доли от объема; t — время; v — скорость потока, т. е. объем жидкости, протекающий через единицу площади поперечного сечения в единицу времени.

Приравняв уравнения (2.67) и (2.68), получаем

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} k \Delta \Phi \text{ или } \frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} k \frac{\partial \Phi}{\partial x}. \quad (2.69)$$



Уравнение (2.69) является общим для потока влаги в грунте. Применяв его для условий миграции влаги из боковых канав, нами получено выражение (2.70), позволяющее определить максимальное расстояние, на которое способна передви-

Рис. 2.34. Изменение влажности грунта в зависимости от расстояния до источника увлажнения и продолжительности его действия: 1 — супесь; 2 — суглинок. Исходные данные: полная влагоемкость грунта $W_n = 21\%$; начальная влажность $W_0 = 14\%$. Цифры на кривых — расстояние от источника увлажнения, см

гаться влага за период действия источника увлажнения [56]:

$$W(x,t) = W_n \left[1 - \Phi \left(\frac{x}{2\sqrt{kt}} \right) \right] + \frac{W_0}{2} \left[2\Phi \left(\frac{x}{2\sqrt{kt}} \right) - \Phi \left(\frac{x-l}{2\sqrt{kt}} \right) - \Phi \left(\frac{x+l}{2\sqrt{kt}} \right) \right], \quad (2.70)$$

где W_n — полная влагоемкость грунта, %; x — текущая координата, см; k — коэффициент влагопроводности грунта, $см^2/сут$; t — время увлажнения, сут; W_0 — естественная влажность грунта, %; l — расстояние от источника увлажнения, см.

Для данного уравнения была подготовлена программа на ЭВМ «Проминь».

При анализе полученных данных по миграции влаги в грунтах (из боковых канав) можно сделать следующее заключение. Интенсивное водонасыщение грунта идет в первые 5 сут, затем постепенно уменьшается и через 15—20 сут почти прекращается (рис. 2.34). Увеличение влажности грунта в первые 5 сут достигает

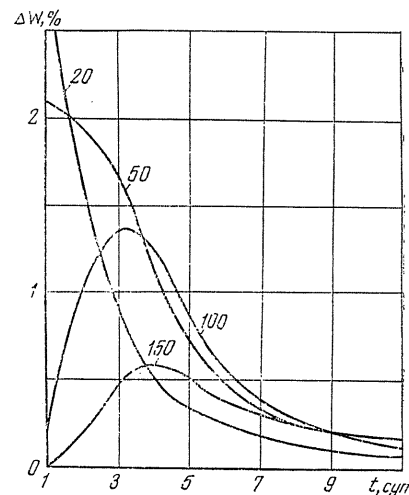


Рис. 2.35. Интенсивность нарастания влажности грунта в зависимости от расстояния до источника увлажнения и времени его действия (грунт супесчаный, коэффициент влагопроводности $k_n = 600 \text{ см}^2/сут$, полная влагоемкость $W_n = 21\%$, начальная влажность $W_0 = 14\%$). Цифры на кривых — расстояние от источника увлажнения, см

60—70% (рис. 2.35) по отношению к первоначальной. Насыщение грунта водой наступает тем раньше, чем меньше его первоначальная влажность. Так, например, при первоначальной влажности 11% суглинистый грунт через 5 сут имел влажность 17,83%, т. е. больше на 62%, а при первоначальной влажности 17% за то же время — 19,73%, т. е. больше на 16%, при одной и той же полной влагоемкости грунта (21%) и расстоянии от источника увлажнения 20 см (рис. 2.36).

На скорость водонасыщения грунта влияет не только первоначальная влажность, но и полная его влагоемкость, которая для одного и того же типа грунта может быть различной в зависимости от минералогического состава. Так, если взять начальную влажность суглинистого грунта 11%, а полную влагоемкость 18 и 21%, то через 5 сут влажность будет 15,78% для грунта, имеющего полную влагоемкость 18%, и 17,83% при полной влагоемкости 21%. В первом случае влажность увеличилась на 43,5%, а во втором — на 62%. Такое явление характерно и для других типов грунтов.

Для участков, расположенных на расстоянии более 50 см от источника увлажнения, увеличение влажности грунта идет сначала медленно, затем достигает максимума, а потом опять замедляется (см. рис. 2.35, кривые 100 и 150 см). Такой процесс увеличения влажности грунта можно объяснить, во-первых, расстоянием от источника увлажнения, а во-вторых, процессом передвижения влаги. Рассмотрим кривую (рис. 2.35), изображающую увеличение влажности грунта на расстоянии 150 см от источника увлажнения. В первые сутки увлажнения

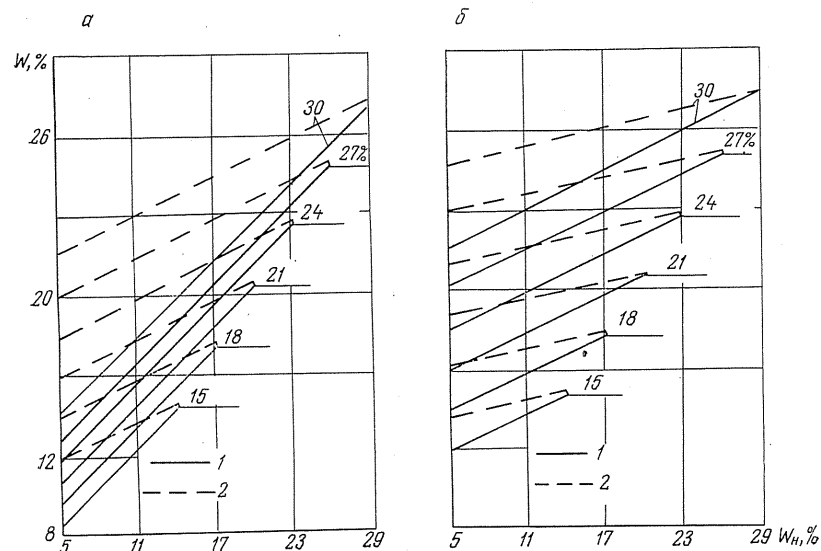


Рис. 2.36. Изменение влажности грунта в зависимости от первоначальной его влажности W_n : а — суглинок с коэффициентом влагопроводности $k_v = 120 \text{ см}^2/\text{сут}$, расстояние $l = 20 \text{ см}$; б — супесь, $k_v = 600 \text{ см}^2/\text{сут}$, $l = 20 \text{ см}$. Цифры на кривых — полная влагоемкость грунта за время: 1—1 сут; 2—5

увеличения влажности не наблюдается, так как для прохождения расстояния в 150 см одних суток недостаточно. На вторые сутки влага достигла расстояния 150 см, но увеличение влажности идет медленно, потому что рядом лежащий слой грунта не может полностью отдать влагу, так как он еще сам не насыщен. И только при достижении влажности грунта, равной наименьшей влагоемкости, происходит быстрое увеличение влажности рядом лежащего слоя грунта, в нашем случае слоя, расположенного на расстоянии 150 см от источника увлажнения. Движение влаги при этом происходит под действием молекулярных сил. Замедление увеличения влажности после достижения максимума объясняется тем, что часть влаги переходит в ря-

дом лежащий слой, т. е. происходит повторение описанного выше процесса.

Проведенные теоретические исследования с использованием формулы (2.70) позволили установить максимальное расстояние от источника увлажнения, на которое способна передвинуться влага за время действия источника увлажнения 20 сут в зависимости от типа грунта. Это расстояние для глинистых грунтов составляет 2,5—3,5 м, суглинистых — 3—4, супесчаных — 7—9 и для мелкого песка — 27—36 м.

Увлажнение из боковых канав незначительно и зависит от плотности грунта земляного полотна. Коэффициент влагопроводности также зависит от плотности грунта: чем больше последняя, тем меньше коэффициент влагопроводности [30], а следовательно, и расстояние миграции влаги. Сказанное хорошо подтверждается теоретическими исследованиями И. А. Золотаря [30], А. Я. Тулаева [30, 127], И. И. Леоновича, Н. П. Вырко [56] и др.

2.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ НАСЫПИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВОДНО-ТЕПЛОВОГО РЕЖИМА РАЙОНА СТРОИТЕЛЬСТВА

Возвышение бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод уменьшает поднятие капиллярной воды в верхнюю часть полотна, а следовательно, повышает его устойчивость и прочность. Проведенные исследования [108] позволили установить эффективность возвышения бровки земляного полотна, которое улучшает водно-тепловой режим.

Устойчивость и прочность земляного полотна во многом зависят от правильного назначения высоты бровки полотна над уровнем грунтовых вод.

Н. А. Пузаковым [94] для районов с сезонным промерзанием грунта разработан метод определения возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод, в основу которого положено регулирование потока капиллярной влаги и морозного пучения в процессе промерзания грунта земляного полотна. Для южных районов СССР, где земляное полотно не промерзает и, следовательно, не происходит его пучения, возвышение бровки полотна над уровнем грунтовых вод можно определить по методу В. М. Сиденко [30, 107]. В основу метода положены следующие предпосылки. При высоком залегании грунтовых вод в земляном полотне возникает градиент влажности, причем минимальная его величина соответствует концу теплого периода с высоким расположением уровня грунтовых вод, а максимальная величина наблюдается осенью и зимой. Наличие градиента влажности обуславливает приток влаги из нижних слоев: жидкообразной (капиллярной и пленочной) и

парообразной. Миграция происходит в основном благодаря влажопроводности грунта, так как термовлажопроводность незначительна, потому что грунт земляного полотна не промерзает. Из верхней части полотна влага испаряется, восполнение влаги в пленках происходит миграцией ее из нижних слоев. Применительно к этим предпосылкам В. М. Сиденко [107] получено выражение для расчета высоты бровки полотна.

При анализе работ, посвященных определению возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод, авторами выделен ряд характерных случаев, которые на рис. 2.37 представлены в виде расчетных схем:

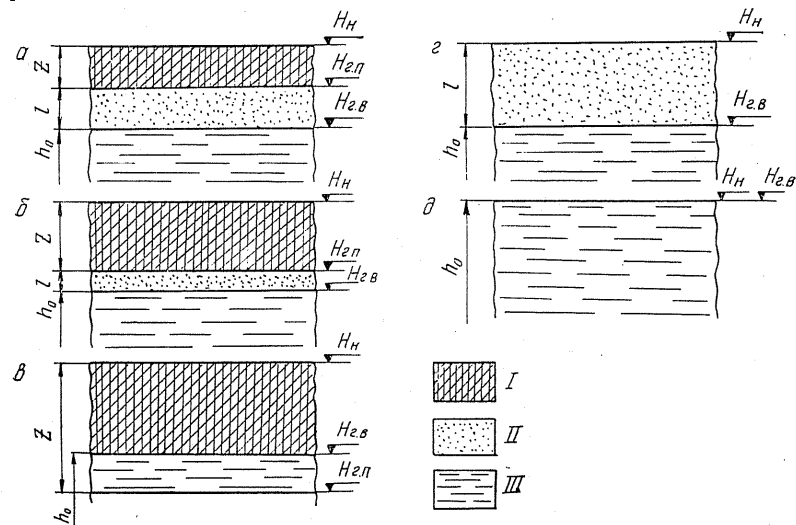


Рис. 2.37. Расчетные схемы для определения высоты насыпи земляного полотна над УГВ: I — мерзлый грунт; II — влажный; III — уровень грунтовых вод

- 1) уровень грунтовых вод расположен на большой глубине, т. е. отсутствует приток влаги, влияющий на глубину промерзания грунтов земляного полотна;
- 2) уровень грунтовых вод расположен на такой глубине, что приток влаги существенно влияет на глубину промерзания;
- 3) глубина промерзания больше глубины залегания грунтовых вод;
- 4) промерзание грунта отсутствует;
- 5) земляное полотно расположено на болоте, а уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью земли.

Рассмотрим первую расчетную схему (рис. 2.37, а). Минимальная высота земляного полотна в этом случае назначается исходя из обеспечения минимального объема земляных работ,

обеспечения поверхностного стока воды, предотвращения снеготаносимости и т. д.:

$$H = h_c + \Delta, \quad (2.71)$$

где h_c — высота снежного покрова, м; Δ — запасная высота, равная 0,15—0,20 м.

По второй расчетной схеме (рис. 2.37, б) минимальное возвышение бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод определяется как сумма глубины промерзания грунта и минимального расстояния между границей промерзания и уровнем грунтовых вод:

$$H = Z + l, \quad (2.72)$$

где Z — глубина промерзания грунта, м; l — минимальный запас возвышения бровки полотна над уровнем грунтовых вод, м.

В основу определения величины l положено регулирование притока влаги в процессе промерзания грунта земляного полотна, минимальное значение которого можно определить по формуле

$$l = \frac{kSZ}{q\alpha}, \quad (2.73)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта, см/сут; S — всасывающая сила грунта, см; α — климатический коэффициент, см²/сут; q — удельный допустимый приток влаги.

Подставив вместо l его значение из формулы (2.37), получим выражение для определения возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод для второй расчетной схемы:

$$H = Z \left(1 + \frac{kS}{q\alpha} \right). \quad (2.74)$$

При определении запасной высоты l над уровнем грунтовых вод следует иметь в виду, что для климатических районов, где общая глубина промерзания меньше, чем критическая, в уравнении (2.74) учитывается фактическая общая глубина промерзания, в остальных случаях в расчет вводится критическая глубина промерзания. Критическая глубина промерзания представляет собой такую величину, при которой прекращается морозное пучение. Значение ее можно определить по формулам Н. А. Пузакова:

для дорог с покрытием

$$Z_{кр} = \frac{P_{кр} - P_0 - h_{од}(\delta_{од} - \delta_{гр})}{\delta_{гр}}; \quad (2.75)$$

для дорог без покрытия

$$Z_{кр} = \frac{P_{кр} - P_0}{\delta_{гр}}, \quad (2.76)$$

где $P_{кр}$ — критическое давление в грунте, прекращающее дальнейшее пучение, $\Gamma/см^2$; P_0 — внутреннее сцепление грунта, $\Gamma/см^2$; $h_{од}$ — толщина покрытия, $см$; $\delta_{од}$, $\delta_{гр}$ — объемный вес соответственно материала одежды и грунта, $\Gamma/см^3$.

По третьей расчетной схеме (рис. 2.37, в) минимальное возвышение бровки земляного полотна определяется из выражения

$$H = Z \left(2 + \frac{kS}{q\alpha} \right) - h_0, \quad (2.77)$$

где h_0 — глубина залегания грунтовых вод, $см$.

Рассмотрим четвертую расчетную схему (рис. 2.37, г). Минимальная высота насыпи земляного полотна над уровнем грунтовых вод определяется по методу В. М. Сиденко [107]:

$$H = \frac{3a'_{ж}}{Zm} \times \left\{ \sqrt{(W_p - W_1)^2 + \frac{4mZ}{6a'_{ж}} \left[(W_0 - W_1)Z + mZT_p + \frac{mZ^3}{6a'_{ж}} \right]} - (W_p - W_1) \right\}, \quad (2.78)$$

где $a'_{ж}$ — коэффициент влагопроводности при миграции двухфазной влаги, равный $a'_{ж} = \frac{a_{ж}}{1 - \varepsilon}$; $a_{ж}$ — коэффициент влагопроводности при миграции жидкой фазы влаги, $м^2/г$; ε — безразмерный критерий фазового перехода водяного пара в жидкую фазу; Z — величина активной зоны, $м$; W_p — расчетная влажность, доли единицы; W_1 — влажность на верхней границе слоя h_1 (рис. 2.38), доли единицы; m — коэффициент, характеризующий интенсивность

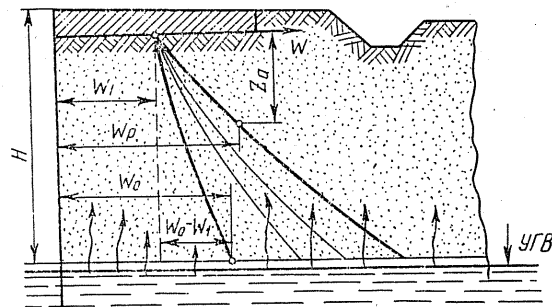


Рис. 2.38. Схема к расчету возвышения бровки полотна над уровнем грунтовых вод (по В. М. Сиденко)

нарастания влажности во времени на нижней границе слоя, $1/ч$; W_0 — влажность грунта в слое, расположенном непосредственно над зеркалом грунтовых вод, которая рассчитывается в зависимости от значения плотности грунта δ и удельного веса γ_y по формуле

$$W_0 = \frac{\gamma_y - \delta}{\gamma_y \delta}; \quad (2.79)$$

T_p — расчетная продолжительность стояния максимального горизонта грунтовых вод, $ч$.

По пятой расчетной схеме (рис. 2.37, д) высота насыпи на болотах должна решаться на основании данных геологических обследований с учетом типа болота, его глубины, водного режима торфяной залежи и наличия местных грунтов. Минимально допустимая толщина насыпи, которая требуется по условиям

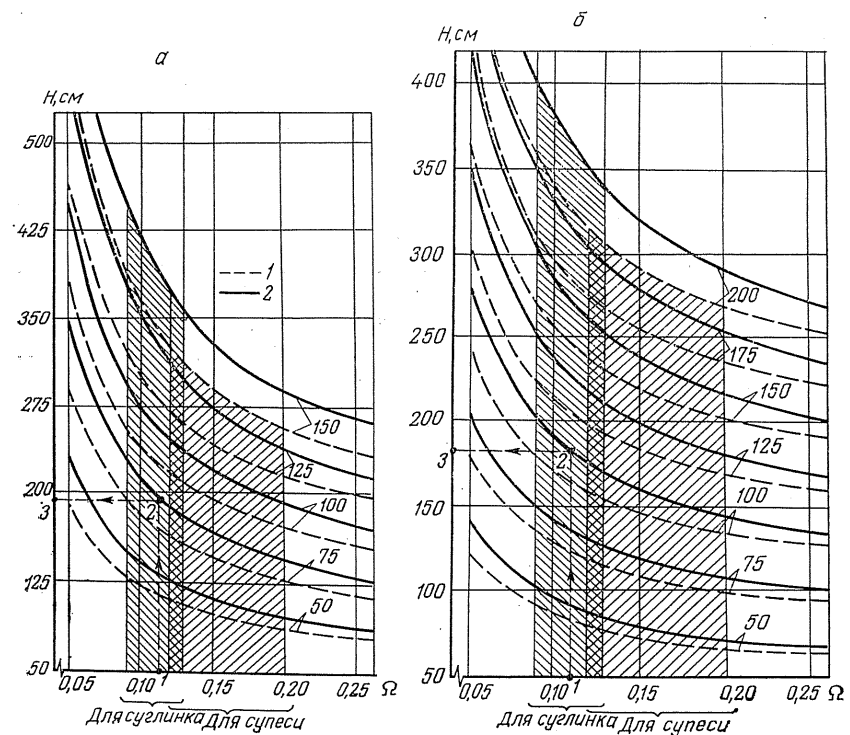


Рис. 2.39. Номограммы для определения высоты насыпи в зависимости от удельного влагонакопления Ω и глубины промерзания: а — при $a = 50 \text{ см}^2/\text{сут}$; б — 100; 1 — супесь, коэффициент фильтрации $k = 0,1 \text{ см}/\text{сут}$, всасывающая сила $S = 70 \text{ см}$; 2 — суглинок, $k = 0,01 \text{ см}/\text{сут}$, $S = 900 \text{ см}$. Цифры на кривых — глубина промерзания грунта, $см$

динамики для данного типа покрытия, может быть определена по формуле В. П. Яромко [17]:

$$h_{\min} = \frac{1}{\omega} \sqrt{\frac{E_{\tau} g}{\eta \gamma}}, \quad (2.80)$$

где ω — требуемая частота собственных колебаний насыпи на торфяном основании; E_{τ} — модуль упругости торфа под насыпью, определяемый по графику или по формуле В. Н. Зайца [17] ($E_{\tau} = 1260\delta^{2.355}$); δ — плотность торфа, $г/см^3$; g — ускорение свободного падения, $см/с^2$; η — коэффициент, учитывающий снижение напряжений на торф по сравнению с расчетом по формуле Бусинеска для однородной среды; a — коэффициент для максимальной осадки слоя конечной мощности, учитывающий в данном случае мощность торфа и толщину насыпи; γ — объемный вес материала насыпи, $кГ/см^3$.

Таким образом, при решении задачи о назначении минимальной высоты насыпи земляного полотна необходимо правильно выбрать расчетную схему и использовать при этом соответствующие формулы.

Для облегчения расчетов по определению минимальной высоты насыпи для второй расчетной схемы авторами составлены специальные номограммы (рис. 2.39, а, б), которые позволяют определить:

а) по допускаемому для данного типа грунта удельному влагонакоплению необходимое возвышение бровки земляного полотна при разной глубине его промерзания (на номограммах заштрихованные площади);

б) при данной высоте насыпи допускаемое удельное влагонакопление для разной глубины ее промерзания или, наоборот, при данной глубине промерзания (идя вдоль кривой) удельное влагонакопление для различного возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод.

Таким образом, номограммы, приведенные на рис. 2.39, позволяют вести вариантное проектирование.

Глава 3

ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

3.1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Для правильного проектирования, строительства и эксплуатации дорожных конструкций необходимо знать основные виды возможных деформаций насыпей и выемок.

По внешним признакам проявления деформаций различают следующие их типы:

для насыпей (рис. 3.1) — просадки; осадки из-за уплотнения грунта в насыпи или, если слабое основание, за счет уплотнения грунта основания; осадки насыпи из-за выпирания слабого грунта из-под насыпи; расползание; сплывы и оползни откосов; сползание и сдвиги насыпи по поверхности косогора или вместе с частью грунта косогора; размывы и подмывы; провалы (рис. 3.2);

для выемок (рис. 3.3) — сплывы и оползни откосов; обрушение откосов из-за чрезмерной их подрезки при разработке выемки; выпирание слабого грунта на дне выемок; обвалы и осыпи откосов (рис. 3.4).

Просадка насыпи характеризуется вертикальными перемещениями поверхности полотна (рис. 3.5). От просадки следует отличать осадки насыпей, вызываемые их постепенным естественным уплотнением.

Осадка свежесыпанной насыпи за счет уплотнения грунта в теле земляного полотна в пределах норм является вполне очевидной и нормальной, поэтому при строительстве насыпи размеры ее устанавливаются с запасом на ожидаемую осадку. Осадка насыпи на слабых основаниях приводит к искажению ее формы.

Выпирание как самостоятельный вид деформации встречается обычно в выемках, когда слабый грунт, на котором расположено земляное полотно, выдавливается вверх давлением грунта откосов выемки.

Расползание насыпи происходит в большинстве случаев из-за неправильной укладки грунта в насыпь, например, силь-

но наклоненными слоями вместо горизонтальных (рис. 3.6). Попадание в насыпь вместе с грунтом воды или снега при оттаивании может привести к расползанию насыпи.

При возведении насыпей на болотах или в карстовых районах возможны провалы. Обвалы, осыпи, лавины и другие явления могут происходить в результате подмывов и размывов насыпи, выветривания горных пород на склонах, снежных обвалов и т. д.

Перемещение вниз по откосу небольших масс грунта, насыщенных водой, образует спływ. Сплыв обычно захватывает

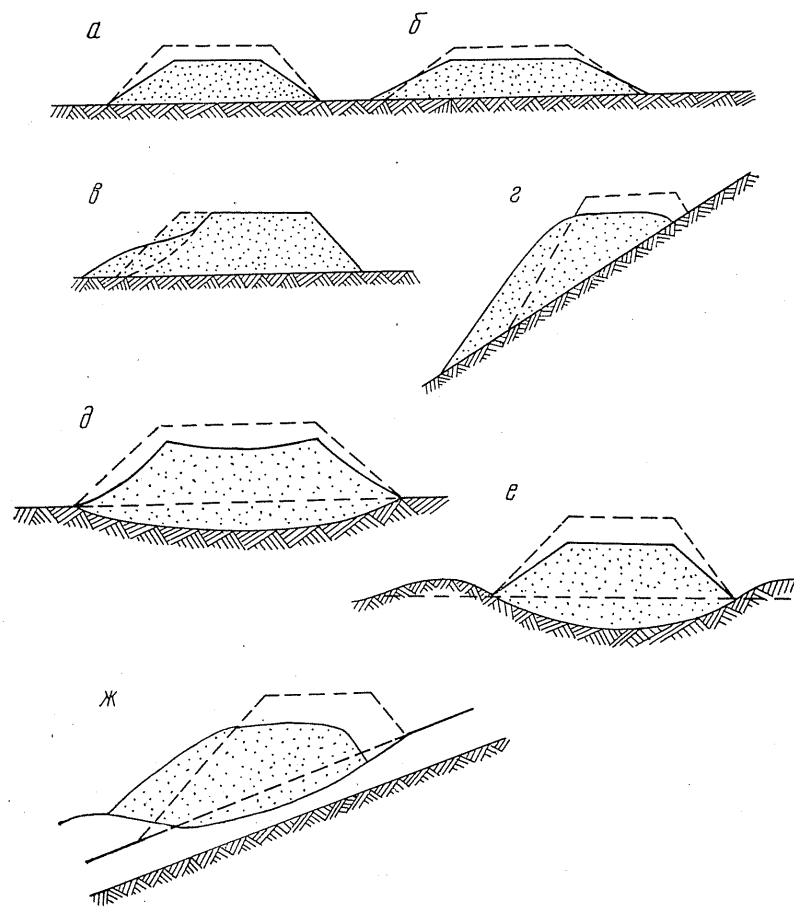


Рис. 3.1. Виды деформаций насыпей: а — осадки от уплотнения грунта в теле насыпи; б — расползание насыпи; в — оползание откосов; г — сползание насыпи по поверхности косогора; д — осадка насыпи из-за уплотнения грунта основания; е — осадка из-за выжимания слабого грунта основания из-под насыпи; ж — сползание насыпи вместе с частью грунта косогора

верхний слой грунта на небольшую глубину откоса. Оползни происходят в основном в результате действия воды на грунт.

Чтобы избежать тех или иных деформаций, следует соблюдать правила расчета, проектирования, строительства и эксплуатации насыпей.

Методы расчета устойчивости и прочности грунтов земляного полотна автомобильных дорог основаны на закономерностях механики грунтов. Надежность этих методов зависит от правильного выбора расчетной схемы, характеризующей де-

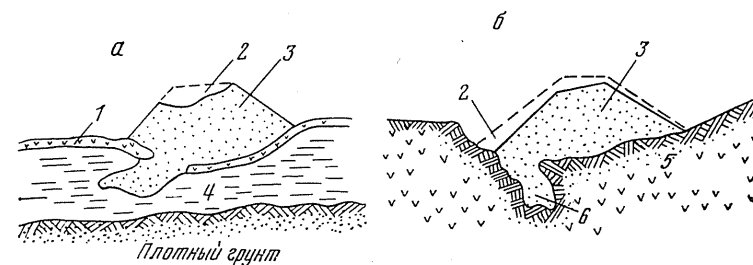


Рис. 3.2. Провалы насыпей на болотах (а) и в карстовых районах (б): 1 — торф; 2 — насыпь до провала; 3 — насыпь после провала; 4 — болото; 5 — гипс; 6 — воронка

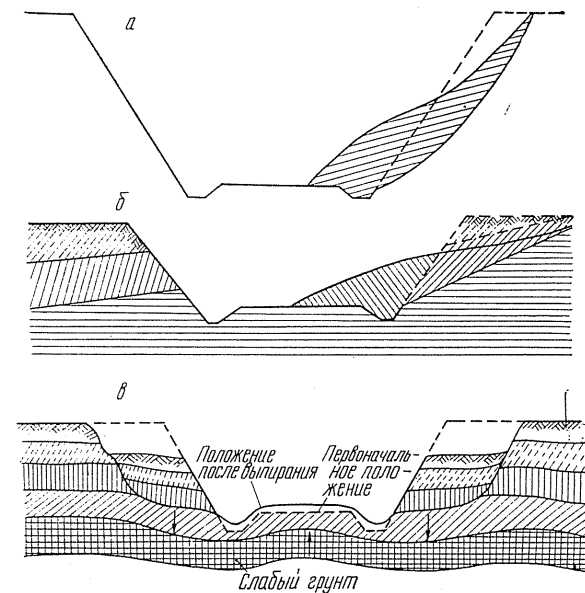


Рис. 3.3. Виды деформаций выемок: а — обрушение откоса из-за чрезмерной крутизны; б — его оползание из-за подрезания наклонных пластов при разработке выемки; в — выжимание слабого грунта на дне выемок

формации, которые протекают в грунтах земляного полотна, а также от правильного назначения расчетных характеристик грунта.

Последний фактор является определяющим, потому что самая точная расчетная схема может оказаться бесполезной, если используемые в данном расчете характеристики сопротивления и деформируемости грунтов не отражают особенностей их работы или приняты недостаточно обоснованно.

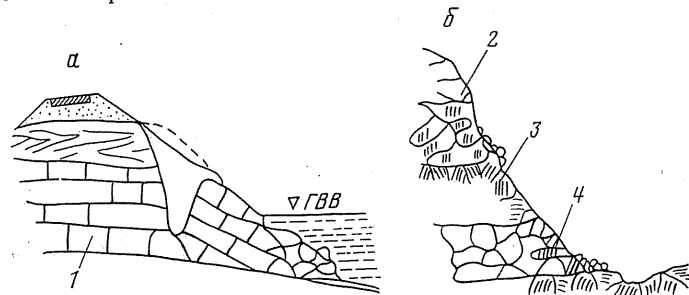


Рис. 3.4. Обвалы (а) и осыпи (б): 1 — известняк; 2 — выветривающаяся скала; 3 — прочная скала; 4 — одевающая стенка

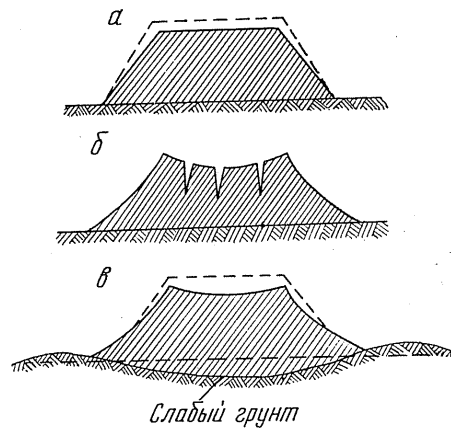


Рис. 3.5. Осадка (а) и просадка (б и в) земляного полотна

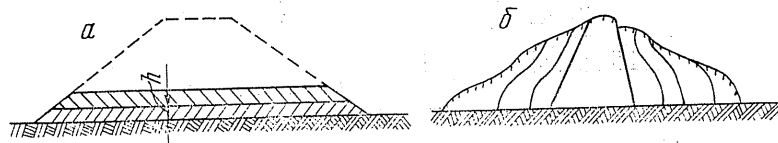


Рис. 3.6. Правильный (а) и неправильный (б) способы отсыпки грунта при возведении насыпи

Грунты в земляном полотне находятся в более сложных условиях, чем в основаниях зданий и других инженерных сооружениях, так как они подвергаются попеременному промерзанию, оттаиванию и пучению. Грунты оснований гражданских и промышленных сооружений имеют приблизительно постоянный водно-тепловой режим, потому что фундаменты обычно закладываются ниже глубины промерзания грунта.

Сопротивление грунтов земляного полотна нагрузкам в различные периоды года неодинаково, и поэтому расчет толщины дорожной одежды обычно ведут применительно к состоянию грунтов в неблагоприятный период года. Такой подход должен быть сохранен и при расчете устойчивости насыпей и склонов.

В расчетах следует учитывать и явление ползучести, которое может происходить в глинистых грунтах, длительное время находящихся в напряженном состоянии.

Степень устойчивости земляного полотна против сползания, просадки, обрушения откосов и других деформаций характеризуется коэффициентом запаса устойчивости.

3.2. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ О ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ

На земляное полотно автомобильных дорог действуют динамические и статические нагрузки от подвижного состава, собственного веса полотна и комплекс природных факторов (климатических, гидрологических, геологических и др.). При неблагоприятном сочетании этих воздействий теряются прочность грунтов земляного полотна и его устойчивость, которые зависят от характера, величины нагрузок, водно-теплого режима местности, типа грунта и т. д.

Внешние нагрузки и собственный вес полотна и одежды приводят к сложному напряженно-деформированному состоянию полотна (рис. 3.7). Наибольшие напряжения, как видно из рисунка, возникают по вертикали, проходящей через центр приложения нагрузки. Напряжения от внешней нагрузки с глубиной затухают, а от собственного веса возрастают.

Объем грунта, в котором напряжения от внешней нагрузки больше напряжений от собственного веса, называют глубиной активной зоны. Ее можно определить по формуле

$$Z_a = 1,36 \sqrt[3]{\frac{kQ}{\gamma}}, \quad (3.1)$$

где k — коэффициент, учитывающий напряжение в полотне; Q — нагрузка от подвижного состава, H ; γ — объемный вес грунта, $H/м^3$. Глубина активной зоны для автомобильных дорог составляет 1,6—1,8 м.

Если $Z > Z_a$, решающую роль в напряженно-деформируемом состоянии играет собственный вес грунта полотна, а если $Z < Z_a$ — внешняя нагрузка.

В результате действия внешних нагрузок в земляном полотне могут возникнуть деформации сжатия и сдвига. Обычно в грунтах они происходят одновременно.

Однако если говорят о сжатии грунта, то под этим имеют в виду деформации, при которых процессы сжатия существенно преобладают над сдвигом и наоборот.

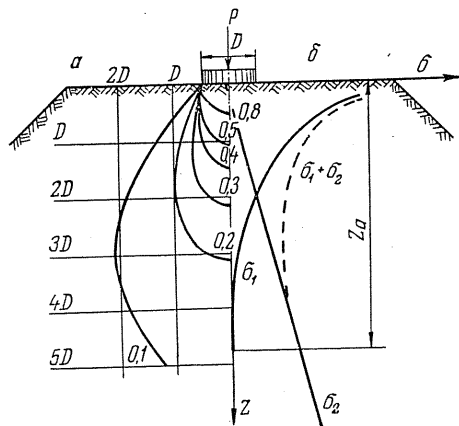


Рис. 3.7. Эпюра изолиний: *a* — вертикальные составляющие напряжений в долях от удельной нагрузки на штамп; *b* — закономерности распределения в земляном полотне вертикальных составляющих напряжений σ_1 от внешней нагрузки P и σ_2 от собственного веса

В связи с тем что грунтовые частицы в массиве расположены случайно и имеют различные размеры, действующие в точках контакта между минеральными частицами силы при рассмотрении напряженного состояния грунтов заменяют воображаемыми, равномерно распределенными по сечению.

Действующие напряжения обычно раскладывают на две составляющие: нормальное напряжение σ , действующее перпендикулярно к рассматриваемой площадке, и касательное τ , действующее в плоскости площадки. В зависимости от соотношения между удерживающими и сдвигающими силами происходит взаимное смещение грунтовых частиц. К удерживающим относят силы пучения, вызываемые прижимающей силой, и силы сцепления, существующие между частицами грунта.

Любой массив грунта считается устойчивым до тех пор, пока сдвигающие напряжения не вызовут в нем смещения частиц, т. е. должно выполняться условие

$$\tau \leq f(\sigma), \quad (3.2)$$

где τ — касательные напряжения, действующие на площадке скольжения, $P\alpha$; σ — нормальные напряжения на той же площадке, $P\alpha$.

Таким образом, условие возникновения предельного по прочности состояния в грунтах, или сокращенно условие прочности, представляет собой условие предельного равновесия при сдвиге.

Условия, характеризующие предельное соотношение между напряжениями грунта при сохранении им прочности, могут

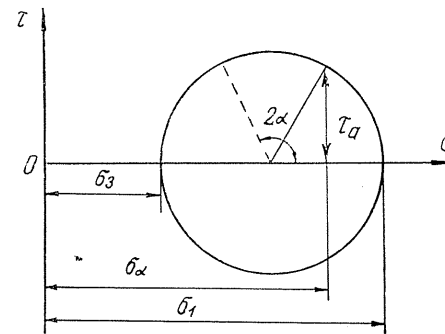


Рис. 3.8. Круг напряжений

быть получены по теории прочности Мора, в основу которой положено то обстоятельство, что функция $f(\sigma)$, входящая в условие предельного равновесия (3.2), определяет положение площадок скольжения по отношению к направлениям главных напряжений в данной точке. В случае плоской деформации для подтверждения соотношения (3.2) обычно пользуются построением круга напряжений (круг Мора), диаметр которого равен разности главных напряжений в данной точке (рис. 3.8).

Напряжения на площадке, наклоненной под углом α к главной площадке, по которой действует большее главное напряжение, определяются так: нормальное напряжение равно длине отрезка от начала координат до центра круга плюс проекция на ось абсцисс радиуса, проведенного под углом 2α к оси абсцисс, а касательное напряжение равно проекции на ось ординат радиуса, проведенного под углом 2α к оси абсцисс.

В соответствии с изложенным выше (рис. 3.8) нормальное σ_α и касательное τ_α напряжения на рассматриваемой площадке соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha, \\ \tau_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha, \end{aligned} \right\} (3.3)$$

где σ_1, σ_3 — главные напряжения, σ_α ; α — угол наклона.

При предельном напряженном состоянии (предельный круг Мора) для любой точки имеются только две точки касания, определяющие два возможных направления площадок скольжения; они проходят через ось главного напряжения σ_2

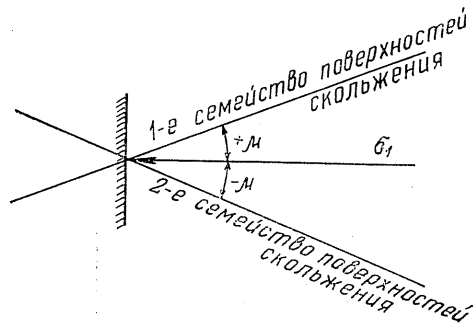


Рис. 3.9. Положение площадок скольжения в заданной точке

и составляют с направлением σ_1 угол $+\mu$ или $-\mu$ (рис. 3.9). По мере развития областей предельного равновесия из площадок скольжения формируются поверхности скольжения.

Поверхности, касательные к которым в плоскости действия σ_1, σ_3 составляют с направлением большего главного напряжения в каждой точке угол $+\mu$, называются поверхностями скольжения первого семейства, а составляющие угол $-\mu$ — поверхностями второго семейства (рис. 3.9).

Условие предельного равновесия (3.2) для плоской задачи является единственным и достаточным для определения предельного напряженного состояния. Для пространственной задачи могут быть две разновидности предельного состояния [116]: состояние полного и неполного предельного равновесия.

Состояние неполного предельного равновесия характеризуется условием (3.2) только в плоскости действия главных напряжений σ_1 и σ_3 , что соответствует моменту касания предельной кривой и большого круга напряжений в рассматриваемой точке (рис. 3.10), однако это не является признаком нарушения прочности грунта. При пространственной деформации напряженное состояние характеризуется тремя круга-

ми напряжений и условие (3.2) должно быть выполнено и в плоскости действия $\sigma_2 - \sigma_3$ или $\sigma_2 - \sigma_1$. Это соответствует моменту, при котором второй и третий круг напряжений коснется предельной кривой. Такое положение и характеризует состояние полного предельного равновесия.

Из изложенного выше видно, что одновременное касание предельной кривой и всех трех кругов невозможно, а касание второго или третьего круга напряжений возможно только при условии равенства среднего по величине главного напряжения σ_2 одному из двух других главных напряжений σ_1 или σ_3 .

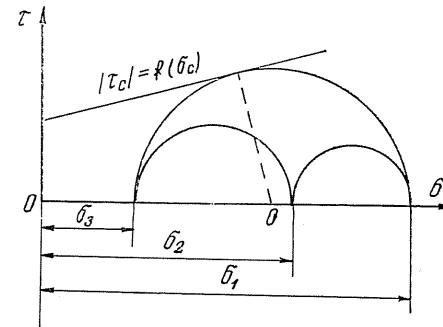


Рис. 3.10. Круги напряжений при пространственном напряженном состоянии

Таким образом, состояние полного предельного равновесия для пространственной задачи запишется следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} |\tau| &= f(\sigma), \\ \sigma_2 &= \sigma_3 \text{ или } \sigma_2 = \sigma_1. \end{aligned} \right\} (3.4)$$

По данным исследований В. Г. Березанцева [5, 6], в случае асимметричного напряженного состояния равенство $\sigma_2 = \sigma_3$ следует принимать при деформации, направленной от оси симметрии, а равенство $\sigma_2 = \sigma_1$ — при деформации к оси симметрии.

Исследованию взаимодействия грунтовых частиц посвящено много работ в области механики грунтов и грунтоведения. В результате этих исследований установлено, что функцию $f(\sigma)$ уравнения (3.2) в большинстве случаев можно принять линейной и условию прочности можно придать вид, предложенный Кулоном:

$$|\tau| = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi, (3.5)$$

где c — сцепление грунта, H/m^2 ; σ — напряжение, σ_α ; φ — угол внутреннего трения.

Для различных грунтов значения членов c и $\sigma \operatorname{tg} \varphi$ находятся в различных соотношениях. По этому признаку грунты делят на три группы:

1) грунты, в которых внутреннее трение значительно превосходит сцепление и последним практически можно пренебречь, т. е. $c=0$; к этой группе относятся чистые пески всех видов и любой влажности;

2) грунты, обладающие преимущественно сцеплением, в которых трение отсутствует или настолько мало, что им можно пренебречь; сюда относятся тугопластичные твердые и

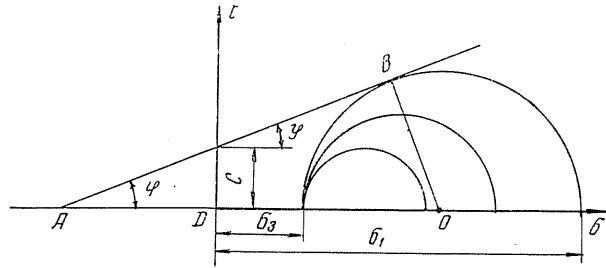


Рис. 3.11. Определение предельного соотношения между τ и σ при помощи круга Мора

полутвердые глины, суглинки и все мерзлые грунты;

3) грунты, обладающие как трением, так и сцеплением, и каждый член в уравнении (3.5) имеет существенное значение; к этой группе относятся все супеси, пластичные глины и суглинки, а также пылеватые пески.

Условия предельного равновесия для каждой группы грунтов и положение площадок скольжения определяются по следующим соображениям.

Найдем предельное соотношение между нормальным σ и касательным τ напряжениями, при котором соблюдается условие прочности (3.5). Для этого проведем в системе координат σ и τ (рис. 3.11) прямую линию, выражающую зависимость Кулона. Эта линия должна проходить под углом φ к оси абсцисс, отсекая на оси ординат отрезок c .

Рассмотрим, какое предельное положение может занять круг Мора при постоянном значении меньшего главного напряжения σ_3 и постепенном возрастании большего главного напряжения σ_1 . Эти значения определяют из уравнений

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2}, \quad (3.6)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2}. \quad (3.7)$$

Наибольшее возможное значение касательных напряжений, согласно кругу Мора, $\tau_{\max} = R$, откуда

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}. \quad (3.8)$$

Ориентация напряжений, действующих по площадкам скольжения, площадкам, параллельным координатным осям, и главным площадкам, изображена на рис. 3.12.

Наибольшее значение σ_1 будет соответствовать касанию кругом наклонной прямой (см. рис. 3.11). Из рисунка находим, что

$$BO = AO \sin \varphi,$$

но

$$BO = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3),$$

где $AO = AD + DO = c \operatorname{ctg} \varphi +$

$$+ \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

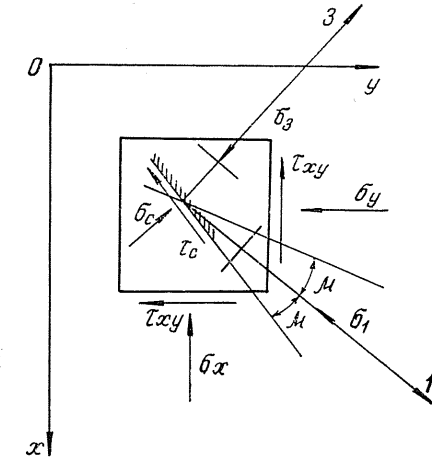


Рис. 3.12. Ориентация напряжений, действующих по площадкам скольжения, по площадкам, параллельным координатным осям, и по главным площадкам

Отсюда

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sin \varphi \left[c \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \right]. \quad (3.9)$$

Решив уравнение (3.9) относительно $\sin \varphi$, получим уравнение («критерий прочности»), характеризующее прочность грунтов, обладающих как внутренним трением, так и сцеплением, т. е. для грунтов третьей группы:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi. \quad (3.10)$$

Это условие прочности называется условием прочности Рескина—Мора для связных грунтов.

Для грунтов первой группы, когда $c=0$, уравнение (3.10) примет вид

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi. \quad (3.11)$$

Для грунтов второй группы при $\varphi=0$ или при малом угле внутреннего трения и сцепления, существенно больших $\sin\varphi(\sigma_1+\sigma_3)$, уравнение (3.10) запишется

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c = \tau_{\max}. \quad (3.12)$$

Эта зависимость называется условием прочности (или условием трения) Кулона или Сен-Венана.

Графическое изображение предельных кругов напряжений для различных групп грунтов представлено на рис. 3.13.

В случае плоской задачи условие прочности во всех рассмотренных случаях не учитывает величину среднего главного напряжения σ_2 . В связи с этим за последние годы появились предложения о применении к грунтам иных условий прочности (Мизеса — Боткина и др.).

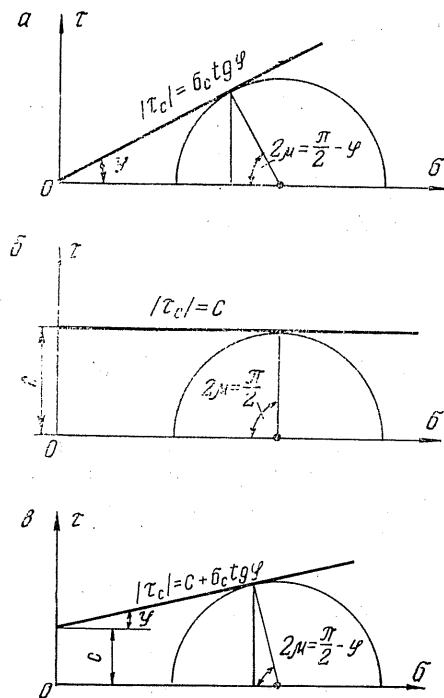


Рис. 3.13. Предельные круги напряжений для различных групп грунтов: а — обладающих только внутренним трением; б — имеющих преимущественно сцепление; в — обладающих как внутренним трением, так и сцеплением

3.3. ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВОДНО-ТЕПЛОВОГО РЕЖИМА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Земляное полотно является очень ответственной частью дороги. От его качества и устойчивости зависит надежность работы всей дорожной конструкции.

В последнее время во всех странах начали предъявлять высокие требования к земляному полотну и особенно к его верхней части, на которую укладывают дорожную одежду. Задача состоит в том, чтобы повысить суммарную прочность земляного полотна, обеспечить однородность сопротивления нагрузкам, создать нормальные условия протекания водно-теплового режима и т. д.

При проектировании дорожных одежд с капитальными и усовершенствованными облегченными покрытиями, которые рассчитывают на работу в стадии обратимых деформаций, используют две группы расчетных характеристик — деформативные и прочностные. Деформативными характеристиками грунтов земляного полотна являются модуль упругости и коэффициент Пуассона, а прочностными — сцепление и величина угла внутреннего трения.

При расчете дорожных одежд переходного и низшего типов в качестве расчетной характеристики дорожной одежды принимают модуль деформации, выражающий зависимость между приложенной к поверхности дороги вертикальной нагрузкой и возникающей в результате этого относительной деформацией дорожной одежды.

Расчетные характеристики грунтов в большой степени зависят от влажности, плотности и температуры в расчетный период. За расчетный период принимают такой, при котором прочность и жесткость грунта, а также одежды в целом достигают наименьших значений.

Из-за колебаний температуры и влажности грунта в течение года изменяется его внутренняя связность, заключающаяся в разуплотнении (набухании) или самоуплотнении (усадке) грунта. Этот процесс обычно называют «пульсацией» грунтов. Пульсация при одинаковом водно-тепловом режиме, но в различных по происхождению и механическому составу грунтах неодинакова. Песчаные грунты имеют незначительную пульсацию, в то время как глинистые дают большую амплитуду пульсации.

На рис. 3.14 представлен годовой цикл изменения модуля деформации в зависимости от времени года. В течение этого времени модуль деформации грунта земляного полотна имеет два максимума и два минимума.

Таким образом, типовые графики сезонного изменения состояния грунта полотна (рис. 3.14) характеризуют водно-тепловой режим и прочность дорожной конструкции, а также позволяют установить число дней в году, когда прочность и влажность грунта различны, и, в частности, продолжительность периода с максимальной сезонной влажностью и минимальной сезонной прочностью грунтовых оснований, что необходимо для расчета толщины дорожной одежды.

Проанализировав ход изменения модуля деформации в течение года с кривой изменения температуры грунта (рис. 3.14), можно установить, что зимний максимум модуля деформации соответствует наиболее низкой температуре грунта, а меньший модуль — наиболее высокой, весенний минимум модуля деформации — точке перехода кривой температуры

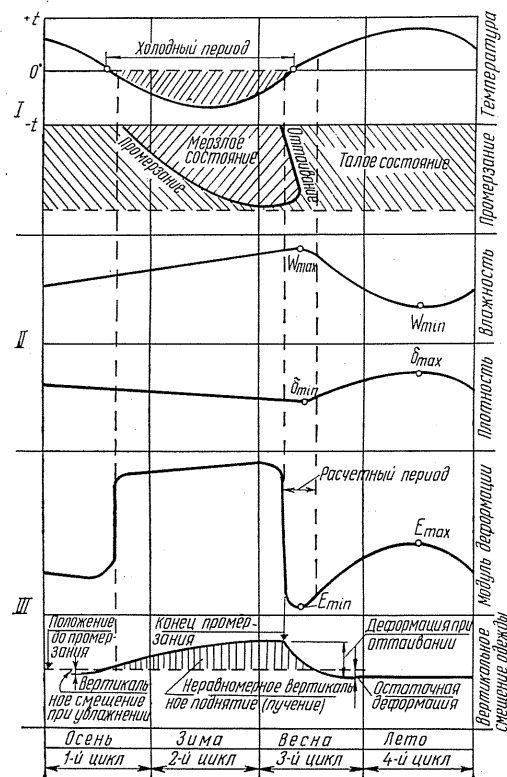


Рис. 3.14. Закономерности сезонных изменений водно-теплого режима и прочности грунта полотна в активной зоне: I — тепловой режим дорожной конструкции; II — водный режим дорожной конструкции; III — режим прочности дорожной конструкции

от зимы к лету, а осенний — от лета к зиме. Минимальному значению модуля деформации соответствует максимальное значение влажности. Следовательно, для повышения минимального модуля деформации весной и осенью при проектировании земляного полотна необходимо предусмотреть мероприятия по осушению грунта до требующейся по условиям морозоустойчивости влажности. Проведенные исследования [9, 75, 103, 104, 108] указывают на наличие качественных и количественных закономерностей сезонного изменения основных физико-механических свойств грунта земляного полотна. Так, влажность грунта земляного полотна увеличивается начиная с осени, достигает максимума к концу зимы (период оттаивания) и колеблется в пределах от 0,5 до 1,1 предела текучести. С изменением влажности грунта меняется и его плотность (противоположно сезонному изменению влажности).

Грунты сохраняют повышенную несущую способность в интервале влажности от полной молекулярной влагоемкости (0,48) до оптимальной влажности по уплотнению (0,60) [74]. Результаты исследований приведены в табл. 3.1.

Несущая способность грунтов закономерно уменьшается с увеличением влажности. Следовательно, плотность грунта не всегда является критерием его прочности. При одной и той же влажности прочность тем выше, чем плотнее грунт.

Если принять условно несущую способность указанных грунтов при полной молекулярной влагоемкости за 1, то при оптимальной влажности грунта она равна 0,5, а при влажности 0,75 несущая способность составляет всего лишь 0,15 [74].

При влажностях, меньших, чем полная молекулярная влагоемкость, несущая способность грунта выше 1 и возрастает с уменьшением влажности.

Таблица 3.1

Значения прочностных характеристик тяжелосуглинистого пылеватого чернозема в зависимости от его влажности

Число ударов гири уплотнения	Образцы с возможностью бокового расширения				Образцы без возможности бокового расширения			
	W	delta	mu	c	W	delta	mu	c
90	16,3	1,44	0,62	22,5	16,3	1,44	0,60	20,9
225	17,0	1,57	0,65	28,6	17,0	1,54	0,59	27,9
90	21,5	1,52	0,51	12,4	21,3	1,52	0,50	12,9
81	23,6	1,51	0,51	7,4	23,6	1,51	0,51	7,9
90	25,0	1,50	0,52	6,4	25,0	1,51	0,50	6,3
90	29,1	1,43	0,52	2,6	28,3	1,43	0,49	3,8

Приведенные данные показывают, как влияет вода в грунте на его несущую способность, а также в каких пределах может изменяться несущая способность грунта в типовых условиях службы дорожного полотна.

Из работ [108, 156] модуль деформации суглинистых грунтов можно ориентировочно определить по следующим формулам:

$$E = \frac{75}{W_{от}^3} \text{ при } k_y = 0,95, \quad (3.13)$$

$$E = \frac{62}{W_{от}^3} \text{ при } k_y = 0,9, \quad (3.14)$$

$$E = \frac{48}{W_{от}^3} \text{ при } k_y = 0,85, \quad (3.15)$$

$$E = \frac{55}{W_{от}^3} \text{ при } k_y = 1. \quad (3.16)$$

Таким образом, по влажности грунта можно судить о его прочности, т. е. прочность и устойчивость дорожной конструкции в первую очередь определяются сезонным изменением влажности и плотности грунта.

Для обеспечения расчетного значения модуля деформации в неблагоприятный период года необходимо, чтобы влаж-

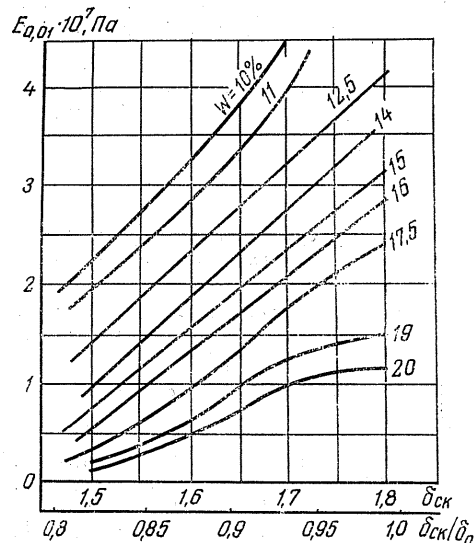


Рис. 3.15. Зависимость модуля деформации супесчаного грунта от плотности и влажности (супесь крупная, $W_0=14,8\%$, $\delta_0=1,81 \text{ Г/см}^3$, $W_T=23,9\%$)

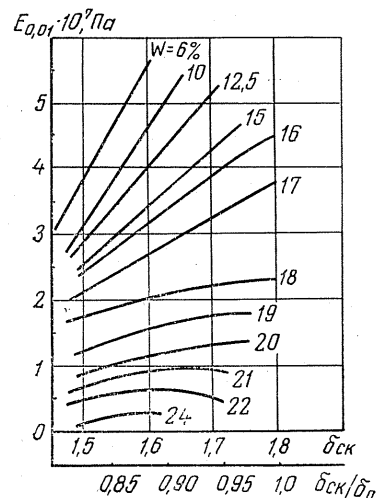


Рис. 3.16. Зависимость модуля деформации супесчаного пылеватого грунта от плотности и влажности

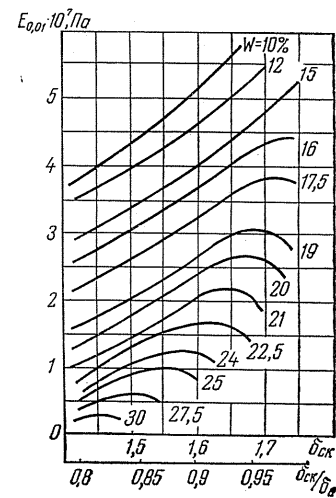


Рис. 3.17. Зависимость модуля деформации суглинистого грунта от плотности и влажности

ность верхних слоев земляного полотна имела расчетное значение.

Е. И. Шелопаевым [156, 157] также были проведены исследования зависимости модуля деформации грунта от его влажности и плотности, результаты которых приведены на рис. 3.15—3.18. Из рисунков видно, что значения модулей деформации для тяжелосуглинистых и глинистых грунтов мало отличаются от расчетных, рекомендуемых Союздорнии, а для супесей и суглинков имеют несколько меньшие значения. Это говорит о том, что модуль деформации зависит не только от влажности и плотности грунтов, но и от минералогического состава. В настоящее время нет единого мнения в определении расчетной влажности. Так, по Н. А. Пузакову [94], за расчетную влажность следует принимать среднее арифметическое из наблюдений максимальных влажностей в слое грунта глубиной 80 см от подошвы дорожной одежды. В. М. Сиденко [108] расчетной влажностью считает максимальную сезонную влажность, вероятность повторения которой один раз в n лет. А. М. Кривисский [45] за расчетную влажность рекомендует принимать максимальную влажность, уменьшающую сопротивление сдвигу за срок службы покрытия (10—20 лет), а Л. А. Преферансова [90] — оптимальную влажность или близкую к ней.

Анализ исследований, выполненных Н. Я. Хархутой, Ю. М. Васильевым, показывает, что за расчетную влажность

целесообразно принимать максимально допустимую, при которой еще может быть получена в результате уплотнения прочная и вполне морозоустойчивая структура.

По нашему мнению, расчетной влажностью грунтов нужно считать максимальную сезонную влажность с 1—2%-ной обеспеченностью в зависимости от категории дороги.

Определить расчетную влажность затруднительно, так как влажность грунта в течение года изменяется в широких пределах и зависит от многих факторов, которые можно разделить на две группы. К первой группе следует отнести факторы, почти не изменяющиеся во времени: положение и рельеф местности, тип грунта и др. Во вторую группу входят факторы, сильно изменяющиеся во времени: количество выпавших осадков, температура воздуха, испарение, поверхностный сток, конденсация, сорбция и др. Их не только трудно определить, но некоторые из них даже не поддаются учету. Совместное влияние большого числа фак-

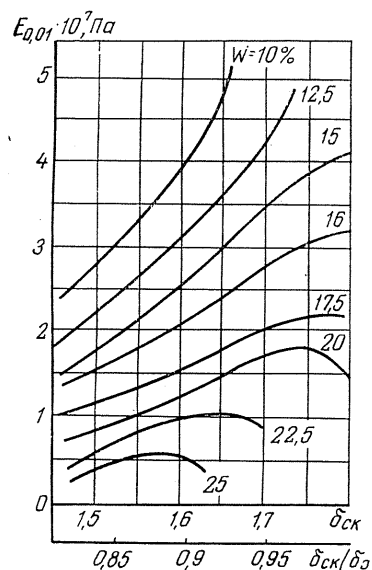


Рис. 3.18. Зависимость модуля деформации суглинистого пылеватого грунта от плотности и влажности

торов на влажность грунта можно учесть методом математической статистики. На его основе А. К. Бируля и В. М. Сиденко [10, 11] разработали методику определения расчетной влажности грунта.

При определении расчетной влажности грунтов методом теории вероятностей первостепенное значение имеет выбор кривой распределения. Для этого нами был использован непараметрический критерий Колмогорова — Смирнова [102]:

$$\Delta P_{\beta} = \sqrt{\frac{1}{2} \ln \frac{2}{\beta} \left(\frac{1}{n_x} + \frac{1}{n_y} \right)}, \quad (3.17)$$

где ΔP_{β} — максимальная разность (вероятность) превышения, характеризующая различие между двумя эмпирическими выборками; β — уровень значимости (0,01—0,05); n_x, n_y — объемы соответствующих сопоставляемых совокупностей.

Таблица 3.2

Выбор типа кривой распределения

Агрометеостанция	Число лет наблюдений n_x	Максимальная теоретическая разность (вероятность превышения) при уровне значимости		Максимальная эмпирическая разность ΔP_{β} (вероятность превышения) при типах распределения		
		$\beta=0,01$	$\beta=0,05$	Пирсона (III типа)	трехпараметрическом Г-распределении	двойным экспоненциальном
Вилейка	34	0,940	0,288	0,103	0,108	0,111
Витебск	30	0,975	0,383	0,168	0,173	0,213
Гродно	18	1,100	0,630	0,110	0,113	0,120
Минск	29	0,980	0,400	0,112	0,115	0,122
Слуцк	26	1,010	0,460	0,178	0,180	0,204
Чечерск	14	1,150	0,730	0,163	0,169	0,217
Шарковщина	18	1,100	0,630	0,116	0,120	0,135

Если $\Delta P_{\beta} > \Delta P_{0,01}$, однородность рассматриваемой совокупности отвергается; $\Delta P_{0,05} < \Delta P_{\beta} < \Delta P_{0,01}$ — однородность сомнительна; $\Delta P_{\beta} < \Delta P_{0,05}$ — рассматриваемая совокупность однородна; ΔP_{β} — максимальная эмпирическая разность, замеряемая непосредственно по графикам (рис. 3.19).

Так как теоретическая кривая распределения соответствует статическому ряду с числом членов, стремящихся к

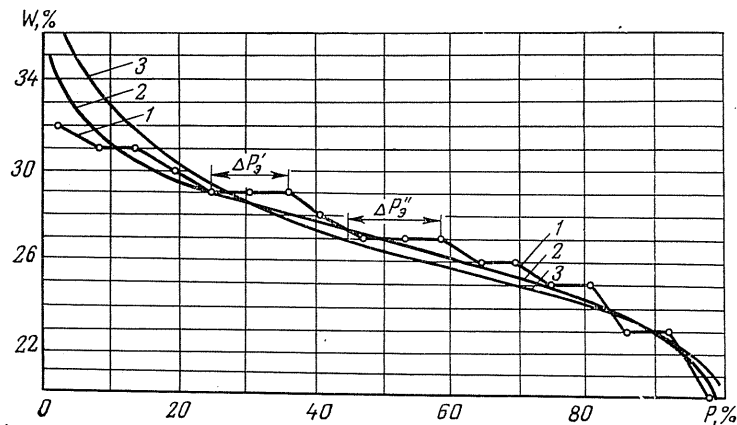


Рис. 3.19. Выбор кривой обеспеченности влажности грунта (ст. Шарковщина, БССР): 1 — фактическая кривая; 2 — кривая Пирсона III типа, $C_s = 2C_0$; 3 — кривая Э. Гумбеля. Максимальная разность превышения: теоретическая $\Delta P_{0,01} = 1,1$, $\Delta P_{0,05} = 0,63$; эмпирическая $\Delta P'_{\beta} = 0,116$ для кривой Пирсона, $\Delta P''_{\beta} = 0,135$ для кривой Э. Гумбеля; W — влажность грунта, %; P — обеспеченность, %

Таблица 3.3

Средняя максимальная относительная влажность грунтов в слое 0—80 см

Тип местности по увлажнению	Высота насыпи, м	Грунты		
		супеси	суглинки	пылеватые супеси и суглинки
I	>0,5	63	50	66
		65(67)	(68)	(73)
II	<0,5	80	73	75
		(80)	74(77)	79(83)
	>0,5	87	69	73
		75(72)	(73)	(76)

Примечание. В числителе показана средняя максимальная влажность грунтов в слое 0—80 см, по данным Н. А. Пузакова, для II дорожно-климатической зоны, в знаменателе, по данным авторов,—для условий Белорусской ССР, а в скобках, по данным Е. И. Шелопаева, —для Красноярского края.

бесконечности ($n_y \rightarrow \infty$), то уравнение (3.17) примет следующий вид:

$$\Delta P_\beta = \sqrt{\frac{1}{2} \ln \frac{2}{\beta} \cdot \frac{1}{n_x}} \quad (3.18)$$

С использованием формулы (3.18) нами были проведены расчеты для некоторых агрометеостанций, расположенных в характерных районах Белоруссии. Достоверность выбора кривой распределения и расчеты по определению максимальной разности (вероятности превышения) приведены в табл. 3.2.

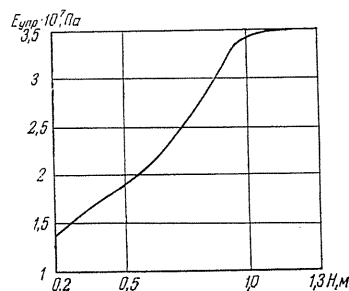


Рис. 3.20. Зависимость модуля упругости земляного полотна из пылеватых суглинков от возвышения низа дорожной одежды над поверхностью земли

Из данных таблицы видно, что для расчета влажности грунтов могут быть использованы распределение Пирсона III типа, двойное экспоненциальное и трехпараметрическое Г-распределение. Однако наиболее близкое значение получа-

ется для кривой Пирсона III типа, которая рекомендуется нами для расчетов.

В результате проведенных исследований [51, 94, 155] установлена расчетная максимальная влажность грунтов (табл. 3.3).

Переход от значений расчетной влажности к соответствующим прочностным характеристикам можно производить на основе экспериментальных кривых $E=f(W)$ или по формулам (3.13)—(3.16), предложенным В. М. Сиденко [108].

Е. И. Богатыревой [12] установлено, что при возвышении низа дорожной одежды над поверхностью земли на 1 м модуль упругости пылеватого суглинка составляет 350 кГ/см^2 (рис. 3.20), а при возвышении на 0,8 м снижается до 260 кГ/см^2 . При уменьшении возвышения низа дорожной одежды модуль упругости резко падает, а при возвышении более чем на 1 м почти не изменяется.

В зависимости от характера и степени увлажнения, высоты насыпи и района проложения дороги модули упругости пылеватых супесей, угол внутреннего трения и сцепление грунта колеблются в широких пределах: $E_y = 160 - 580 \text{ кГ/см}^2$; $c = 0 - 0,32 \text{ кГ/см}^2$; $\varphi = 14 - 38^\circ$.

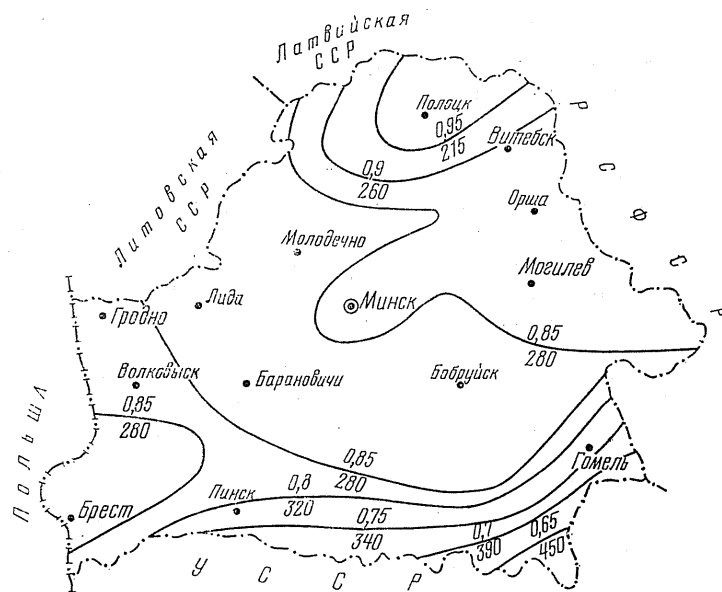


Рис. 3.21. Схематическая карта расчетных показателей относительной влажности (числитель) и модуля упругости (знаменатель) грунта земляного полотна на территории БССР

В результате анализа полученных материалов ЭВМ [87] показано влияние погодных-климатических факторов на прочностные характеристики земляного полотна и построена карта изолиний (рис. 3.21). Из этих данных видно, что прочность и влажность земляного полотна, возведенного из пылеватых супесей, колеблются в широких пределах: $E_y = 215 - 450 \text{ кГ/см}^2$; $W = 0,65 - 0,95$. Это указывает на необходимость дифференцированного назначения расчетных показателей грунтов с учетом зонального распределения погодных-климатических условий.

Из сказанного выше следует, что водно-тепловой режим оказывает существенное влияние на прочность грунтов земляного полотна. Однако следует отметить, что в настоящее время наблюдается некоторый отрыв исследований водно-теплого режима от изучения прочностных и деформативных характеристик грунтов. Проблема исследования прочности грунтов земляного полотна в зависимости от водно-теплого режима является одинаково актуальной независимо от совершенствования существующих или разработки новых методов расчета дорожных одежд, так как заниженное значение прочности грунта ведет к преждевременному разрушению дорогостоящей дорожной одежды и к перерасходу дорожно-строительных материалов.

3.4. ВЫБОР И НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Одной из основных задач механики земляного полотна является выбор расчетных показателей свойств грунтов. О важности данной задачи можно судить по такому примеру: если увеличить коэффициент внутреннего трения грунта на 0,05—0,07, то стоимость земляной плотины в ряде случаев может снизиться на несколько сот тысяч рублей. Тем не менее единой методики определения расчетных показателей в настоящее время не существует [36].

В работах И. С. Комарова, Н. Н. Маслова, З. В. Пильгуновой, В. М. Сиденко и других для этой цели предлагается использовать различные приемы математической статистики. Однако следует отметить, что расчетные показатели определяются сложным комплексом природных факторов в их взаимодействии с сооружением и без учета этого не могут быть правильно выбраны.

Для проектирования дорожных сооружений прежде всего необходимо знать расчетные показатели, количественно характеризующие свойства грунта. Набор таких характеристик весьма широк, а для расчетов используется лишь небольшая их часть. В связи с этим многими исследователями были пред-

приняты попытки выделить основные показатели свойств грунтов. Так, В. А. Приклонский [91, 92] выделил классификационные, прямые и косвенные расчетные показатели. К классификационным он относит такие показатели, которые применяются для выделения и сравнения разных типов грунтов (цвет, текстура, структура, влажность, плотность, консистенция, набухаемость, размокаемость, вещественный состав и т. д.).

К прямым расчетным показателям относятся такие, которые непосредственно используются при расчетах и входят в соответствующие формулы (объемный вес, модуль деформации, модуль упругости, коэффициент трения и сцепления, гранулометрический состав, коэффициент фильтрации, водоотдачи, бокового давления, высота капиллярного поднятия и др.).

Косвенные показатели — это такие, которые с помощью графиков, таблиц, номограмм служат для определения других показателей, в том числе прямых расчетных (удельный вес, пористость, влажность, пределы пластичности, гранулометрический состав, максимальная молекулярная влагоемкость и максимальная высота капиллярного поднятия).

В этой классификации одни и те же показатели отнесены к разным группам. Н. Н. Маслов [65] все показатели свойств грунтов разделил на два класса. К первому классу он относит показатели, которые используются при выполнении расчетов и по которым можно оценить данное свойство грунта; ко второму классу — показатели, дающие общую характеристику состава и состояния грунта: вещественный состав, удельный вес, пластичность, влажность, пористость, коэффициент пористости, показатель консистенции.

В настоящее время в лабораторных и полевых условиях определяется свыше ста показателей состава и физико-механических свойств грунта. Их сущность и методика определения подробно рассматриваются в ГОСТ, монографиях и руководствах, посвященных этому вопросу [58, 59]. Основные физико-механические характеристики грунтов, которые нужно знать для дорожного дела, приведены в табл. 3.4.

Ввиду важности данных показателей дадим их определение.

Гранулометрический состав грунта. На основании гранулометрического анализа устанавливается наименование грунта. Гранулометрический состав определяется различными методами: ситовым, методом Рутковского, пипеточным, ариометрическим и др.

Следует иметь в виду, что для глинистых грунтов первостепенное значение имеет не общий зерновой состав, а содержание мелких и мельчайших частиц размером менее 0,005 мм и главный диапазон влажности, при которой грунт

пластичен. Этот диапазон характеризуется так называемым числом пластичности

$$F = W_T - W_p, \quad (3.1)$$

где W_T — влажность на границе текучести; W_p — влажность на границе раскатывания.

Влажность на границе текучести соответствует влажности, при которой грунт переходит в текучее состояние, и определяется по ГОСТ 5184—64.

Влажность на границе раскатывания соответствует влажности, при которой грунт теряет свою пластичность, и определяется по раскатыванию грунта в шнур диаметром 3 мм. Однако, как показали опыты, этот диаметр неодинаков для различных грунтов и соответствует определенному весовому содержанию в грунте физической глины.

Таблица 3.4

Основные физико-механические характеристики грунтов, применяемые в дорожном строительстве

Характеристика	Виды и элементы дорожных сооружений									
	основание под насыпь	основание искусственного сооружения	насыпь	выемка	подстилающий слой одежды	основание дорожной одежды	покрытие из укрепленного грунта	грунтовое покрытие	балластная призма	подпорная стенка
Гранулометрический состав	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Удельный вес	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Объемный вес	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Естественная влажность	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Пористость	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Оптимальная влажность и максимальная плотность	+		+		+	+		+		
Пределы и число пластичности	+	+	+	+				+		+
Высота капиллярного поднятия	+		+	+	+			+		
Коэффициент фильтрации	+	+			+				+	
Компрессионные свойства	+		+							+
Коэффициенты внутреннего трения и сцепления	+		+	+	+	+				+
Угол естественного откоса			+	+	+	+			+	+
Модули деформации и упругости	+		+	+	+	+	+			
Степень загрязненности песка и гравия органическими примесями (для бетона)		+				+	+			+

Впервые понятие о пределах пластичности введено в Швеции Аттербергом, поэтому их в некоторых случаях называют пределами Аттерберга. Эти пределы при их сопоставлении с естественной влажностью грунтов хорошо характеризуют физическое состояние глинистых грунтов и рекомендуются СНиП.

Гранулометрический состав имеет существенное значение для установления степени неоднородности песчаных грунтов, характеризующейся коэффициентом неоднородности грунтов, который представляет собой отношение контролирующего диаметра d_{60} к действующему, или эффективному, d_{10} :

$$k_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}. \quad (3.20)$$

Диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 60% (по весу), называется контролирующим, а за действующую величину зерен принимается такой диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 10% (по весу). Если $k_n > 3$, то грунт неоднородный, а при $k_n \leq 3$ — однородный.

Удельным весом грунта называют отношение веса твердых частиц грунта к их объему:

$$\gamma_y = \frac{q_1}{V_1}, \quad (3.21)$$

где q_1 — вес твердых (минеральных) частиц грунта; V_1 — их объем.

Удельный вес грунта является показателем главным образом минералогического состава грунта и определяется пикнометрически. Для большинства грунтов он меняется незначительно (от 2,50 до 2,80) и в среднем для песков равен 2,65, а для глин — 2,70.

Объемный вес грунта — это отношение веса грунта (со всеми включениями) к его объему:

$$\gamma = \frac{q_1 + q_2}{V_1 + V_2}, \quad (3.22)$$

где q_2 — вес воды и газа в порах грунта; V_2 — объем пор.

Объемный вес грунта определяется по образцам, взятым из буровых скважин специальным прибором (грунтоносом) с минимальным нарушением структуры или из шурфов режущими кольцами.

Объемным весом скелета грунта называют отношение веса твердых частиц ко всему объему грунта:

$$\delta_{ск} = \frac{q_1}{V_1 + V_2} = \frac{\gamma}{1 + W}, \quad (3.23)$$

где W — влажность грунта.

Влажность грунта — это отношение веса воды к весу высушенного грунта (или к весу твердых частиц):

$$W = \frac{q_2}{q_1} \cdot 100\% \quad (3.24)$$

Она определяется по результатам взвешивания естественной пробы грунта и после его высушивания (при температуре 105 °С).

Полной влажностью грунта называется максимальное количество воды, вмещаемое грунтом при заполнении всех пустот, которые содержатся в нем:

$$W_{п.в} = \frac{\gamma_y - \delta_{ск}}{\gamma_y \delta_{ск}} = \frac{\varepsilon}{\gamma_y} \quad (3.25)$$

где ε — коэффициент пористости грунта.

Коэффициент водонасыщенности грунтов (по СН 449—72 — степень заполнения объема пор грунта водой) — это отношение естественной влажности грунта к его полной влагоемкости:

$$J_B = \frac{W}{W_{п.в}} = \frac{W \gamma_y}{\varepsilon \gamma_B} \quad (3.26)$$

В зависимости от коэффициента водонасыщенности (по СН 449—72) песчаные грунты подразделяются на следующие группы: маловлажные ($J_B \leq 0,5$), влажные ($0,5 < J_B \leq 0,8$) и насыщенные ($J_B > 0,8$).

При неполном водонасыщении ($J_B < 1$) грунт представляет собой трехфазную систему (твердые минеральные частицы, вода и газы), а при полном ($J_B = 1$) — двухфазную систему, так называемую грунтовую массу, для которой применима теория фильтрационной консолидации (уплотнения) грунтов.

Скелет грунтов, находящихся в состоянии грунтовой массы (залегаящих ниже уровня грунтовых вод), будет испытывать взвешивающее действие воды. В связи с этим объемный вес грунта, облегченного весом вытесненной им воды, определится по следующему выражению:

$$\gamma' = \frac{\gamma_y - \gamma_B}{1 + \varepsilon} \quad (3.27)$$

где γ_B — удельный вес воды; ε — коэффициент пористости, т. е. отношение объема пор грунта к объему его скелета:

$$\varepsilon = \frac{n}{m} = \frac{\gamma_y - \delta_{ск}}{\delta_{ск}} \quad (3.28)$$

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

Коэффициент пористости полностью водонасыщенного грунта из формулы (3.25) равен произведению полной влагоемкости грунта на его удельный вес:

$$\varepsilon = W_{п.в} \gamma_y \quad (3.29)$$

Плотность сыпучих грунтов характеризуется в общем случае относительной плотностью, или «индексом плотности»:

$$J_{пл} = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (3.30)$$

где ε_{\max} — коэффициент пористости песчаного грунта в самом рыхлом его состоянии; ε_{\min} — коэффициент пористости грунта в самом плотном состоянии.

При $J_{пл} \leq 1/3$ грунт рыхлый, при $J_{пл} = 1/3 - 2/3$ средней плотности и при $J_{пл} = 2/3 - 1$ он плотный.

Консистенция глинистых грунтов — это густота и вязкость, обуславливающие их способность сопротивляться пластическому изменению формы и зависящие как от количественного соотношения твердых частиц и воды в единице объема грунта, так и от сил взаимодействия между частицами [141].

Показателем консистенции грунтов служит относительная консистенция (по СН 449—72), или индекс текучести J_T (по международным обозначениям), определяемая по выражению

$$J_T = \frac{W - W_p}{W_T - W_p} \quad (3.31)$$

В зависимости от величины (по СН 449—72) различают следующие виды консистенции глинистых грунтов: твердую ($J_T = 0$), т. е. когда $W \leq W_p$; полутвердую ($J_T = 0 - 0,25$); тугопластичную ($J_T = 0,25 - 0,50$); мягкопластичную ($J_T = 0,5 - 0,75$); текучепластичную ($J_T = 0,75 - 1,0$); текучую ($J_T \geq 1$).

К характеристикам прочности грунтов относится их сопротивление сдвигу, т. е. способность противодействовать касательным напряжениям, возникающим с приложением нагрузки. Показатели сопротивления грунтов сдвигу используются для расчетов толщины дорожной одежды и устойчивости земляного полотна. Эта величина определяется по формулам (3.4), (3.5).

С увеличением нормального давления сопротивление сдвигу возрастает. Общее сопротивление грунта сдвигу характеризуется коэффициентом сдвига, который представляет собой отношение сдвигающего усилия к нормальному давлению:

$$\operatorname{tg} \psi_w = \frac{\tau_w}{p} = \operatorname{tg} \varphi_w + \frac{c}{p} \quad (3.32)$$

где τ_w — сопротивление сдвигу, зависящее от нормального

давления, плотности, влажности; P — нормальное давление; φ_w — угол внутреннего трения грунта; c — его сцепление.

При расчете устойчивости сооружений, возводимых на глинистых грунтах, существенное значение имеют их реологические свойства, проявляющиеся в виде ползучести грунтов, изменения их прочности во времени (длительная прочность) и релаксации напряжений.

Ползучестью грунтов называется нарастание деформации во времени при действии на грунт постоянной нагрузки. Следует различать затухающую (не приводящую к разрушению грунтов) и незатухающую (приводящую к разрушению грунтов) ползучесть. Первая характерна для глинистых грунтов с тиксотропно-коагуляционными связями, вторая — с жесткими структурными связями.

Основными характеристиками ползучести являются порог ползучести и коэффициент вязкости. Порогом ползучести называется минимальное напряжение, при превышении которого возникают деформации ползучести. Коэффициентом вязкости называется коэффициент пропорциональности между скоростью деформации и активной частью сдвигающего напряжения:

$$\eta = \frac{(\tau - \tau_{\min})d}{v}, \quad (3.33)$$

где τ — общее сопротивление сдвигу, кг/см^2 ; v — скорость деформации, см/с ; d — свободная высота образца, см .

Длительная прочность — это прочность грунта при длительном воздействии на него нагрузки. Для глинистых грунтов с тиксотропно-коагуляционными связями она равна сопротивлению сдвигу, определяемому в обычных условиях (стандартная прочность), а для грунтов с жесткими связями (кристаллизационно-конденсационные и др.) — меньше стандартной.

Релаксацией напряжений называется уменьшение напряжения, происходящее в грунте при постоянной деформации. Этот процесс характеризуется временем релаксации и временем процесса релаксации. Время релаксации — это время, за которое напряжение уменьшается до $1:e$ своей величины (e — относительная сжимаемость). Рассчитывается оно как отношение коэффициента вязкости к модулю сдвига. Время процесса релаксации — это время, за которое напряжение уменьшается до нуля.

Сжимаемостью грунтов называется их способность уменьшаться в объеме (давать осадки) под действием внешней нагрузки. Величина и скорость сжатия глинистых грунтов определяются пористостью, влажностью, водопроницаемостью и др.

Сжимаемость грунта характеризуется коэффициентом уплотнения, который представляет собой тангенс угла наклона компрессионной кривой к оси давления. Его определяют по формуле

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{P_2 - P_1}, \quad (3.34)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ — коэффициенты пористости, соответствующие давлению P_1 и P_2 .

Компрессионная кривая выражает зависимость между коэффициентами пористости и давлением на грунт. Она показывает уменьшение коэффициента пористости во времени при постоянной нагрузке.

Компрессионная кривая имеет две ветви (рис. 3.22): кривую уплотнения, соответствующую возрастанию давления при нагрузке образца, и кривую разуплотнения (набухания)

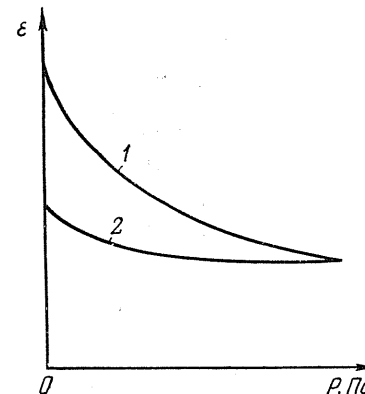


Рис. 3.22. Компрессионные кривые: 1 — уплотнения; 2 — разуплотнения (набухания)

набухания), соответствующую уменьшению давления при разгрузке образца.

Для расчета коэффициента уплотнения на компрессионной кривой выбирают точки так, чтобы координаты одной из них соответствовали нагрузке и коэффициенту пористости до возведения сооружения, а координаты второй — после возведения.

Коэффициент набухания рассчитывается аналогично коэффициенту сжимаемости.

В качестве характеристики сжимаемости грунта используются величины относительной сжимаемости (деформации) и модуля осадки [35].

Модуль упругости грунта — это отношение вертикальной нагрузки к вызываемой ею относительной вертикальной упругой деформации:

$$E = \frac{P}{\lambda_y}, \quad (3.35)$$

где P — удельное давление на грунт, Па ; λ_y — относительная упругая деформация.

Полученные при испытаниях образцов грунта характеристики будут полностью отражать их физико-механические свойства лишь в том случае, если:

количество взятых и испытанных образцов достаточно для того, чтобы можно было бы обоснованно выделить по площади и глубине слои, различающиеся по физико-механическим свойствам, и установить границы их распространения;

схема и условия испытаний, а также состояние образцов грунта по влажности, структуре и степени уплотнения соответствуют условиям работы сооружения;

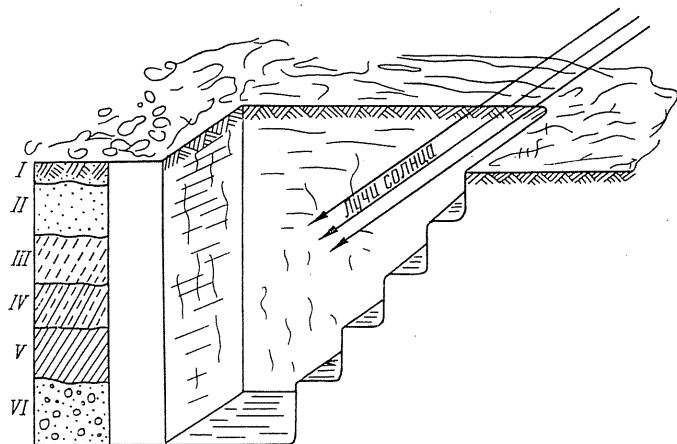


Рис. 3.23. Шурф для обследования грунтов: I—VI — напластования различных грунтов

- количество испытанных образцов из каждого слоя было достаточно для получения надежных средних значений.

Для определения и расчета физико-механических свойств грунтов производят отбор образцов по трассе дороги. В связи с этим по оси дороги закладывают шурфы до глубины 1,5—2 м (рис. 3.23). В промежутках между шурфами делают прикопки глубиной 0,5—1 м для подтверждения того, что грунтовое строение не изменилось.

Шурфы закладывают на расстоянии 0,5—1 км один от другого. Их ширина — 0,8 м, длина — 1,7 м, глубина — 1,5—2 м; они имеют вертикальную стенку, освещенную солнечными лучами. По грунтовой стенке описывают морфологические признаки — строение, структуру, сложение, связность и другие, а также берут пробы для определения физико-механических свойств грунта. При отборе проб и назначении мест расположения точек проведения полевых опытов наибольшее

внимание уделяется тем грунтам, которые определяют несущую способность основания, т. е. находятся в пределах активной зоны.

Определение числа опытов

В настоящее время объем исследований физико-механических свойств грунтов регламентируется инструкциями и указаниями, однако цифры, приводимые в них, не имеют теоретического обоснования. Поэтому рядом исследователей было предложено несколько способов, позволяющих судить о нужном числе опытов.

Н. Н. Масловым [63, 64] был разработан метод, в котором по мере проведения исследований подсчитывалось среднее значение изучаемого показателя. Опыты прекращались после того, как средняя величина практически переставала зависеть от количества опытов.

И. Н. Иванова [33], модифицировав способ Н. Н. Маслова для определения количества опытов, использовала статистический метод с построением кривых распределения и определением среднего значения выборки и коэффициента вариации. Потом выборки сокращались наполовину и опять вычислялось среднее значение выборки и коэффициента вариации. Сокращение выборки ведется до тех пор, пока в ней не останется пять значений рассматриваемого показателя. Рациональным количеством считалось такое, при котором среднее значение показателя и коэффициент вариации, вычисленные для данной и первоначальной выборок, отличаются в практически допустимых пределах, а кривая распределения, построенная по опытным точкам, существенно не отклоняется от кривой нормального распределения.

А. Н. Лужецкий [60], используя метод И. Н. Ивановой, определил количество проб, необходимых при изучении состава и физических свойств оползневых накоплений южного берега Крыма: для гранулометрического состава — 20—43 пробы, для естественной влажности — 10—37, для числа пластичности — 16—35, для объемного веса — 16—26, для объемного веса скелета — 10—37, для пористости — 10—30 проб.

По данным исследований [34], физико-механические свойства грунтов распределяются по нормальному закону распределения. Это обстоятельство позволило использовать для определения числа опытов выражение

$$n = \frac{t^2 \sigma^2}{\varepsilon^2}, \quad (3.36)$$

где t — величина, определяемая степенью надежности, при помощи которой будет получено среднее значение показателя;

σ — среднее квадратичное отклонение генеральной совокупности; ε — допускаемое отклонение показателя от его истинного значения (точность определения).

Значение t находят по таблицам, приведенным в работе [132]. Для гидротехнического и дорожного строительства рекомендуется задаваться надежностью 0,90—0,95.

Величины средних квадратичных отклонений не зависят ни от генетической, ни от возрастной принадлежности слоя грунта, поэтому можно рекомендовать следующие их величины: для удельного веса — 0,02 T/m^3 , для объемного — 0,07 T/m^3 , для естественной влажности — 4%, для влажности предела текучести — 5 и для влажности предела раскатывания — 3%.

При оценке необходимого числа определений методом доверительных пределов предполагается, что образцы отбираются из генеральной совокупности с $n = \infty$. Однако, учитывая ограниченность показателей, В. П. Огоноченко [77] предложил для оценки объема исследований усеченное нормальное распределение. Для определения необходимого числа опытов по этому методу требуется знать максимальное, среднее, минимальное значения показателя и величину среднего квадратичного отклонения, которая устанавливается по предварительным результатам исследований.

В соответствии с этим В. П. Огоноченко [77] предложил следующие формулы для определения числа опытов: при значении доверительной вероятности $\alpha = 0,85$ число опытов $N = \frac{3(\sigma')^2}{\varepsilon^2}$; при $\alpha = 0,90$ $N = \frac{3(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 2$; при $\alpha = 0,95$ $N = \frac{4(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 3$; при $\alpha = 0,99$ $N = \frac{6(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 4$ и при $\alpha = 0,999$ $N = \frac{11(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 5$.

В данных формулах приняты следующие обозначения: $\sigma' = u\sigma$ — среднее квадратичное отклонение совокупности частных значений, подчиняющейся усеченному закону распределения; σ — среднее квадратичное отклонение генеральной совокупности; U — коэффициент, учитывающий плотность распределения:

$$U = \sqrt{1 - B^2 - A[t_2\varphi(t_2) - t_1\varphi(t_1)]},$$

где $B = A[\varphi(t_1) - \varphi(t_2)]$; $A = \frac{1}{\Phi(t_2) - \Phi(t_1)}$; $\varphi(t_1)$, $\varphi(t_2)$ — плотность нормального распределения; $\Phi(t_1)$, $\Phi(t_2)$ — интеграл нормального распределения; ε — точность определения.

Применение способа В. П. Огоноченко возможно тогда, когда грунт хорошо изучен и имеется достаточное количество опытных данных, т. е. на последней стадии исследования, а на

ранних стадиях следует применять способ доверительных пределов. В целом ряде случаев наиболее приемлемым на практике является метод Н. Н. Маслова.

Способы определения расчетных показателей грунтов

В настоящее время известно довольно много способов выбора расчетных показателей. СНиП рекомендует их определять как разность (в некоторых случаях как сумму) показателя и его среднего квадратичного отклонения [84]. Учитывая, что свойства грунта подчиняются нормальному закону распределения, можно утверждать, что в 16 случаях из 100 данный показатель окажется ниже его расчетного значения, что совершенно недопустимо.

Иногда может случиться так, что состав и физические свойства образцов, на которых изучались механические свойства, не соответствуют расчетным показателям грунта в целом. Это можно отнести и к рассмотренным выше методам, в том числе и к методу доверительных пределов [44]. Сущность метода доверительных пределов заключается в установлении границ изменения средней величины данного показателя при определенной надежности.

Величина расчетного показателя определяется по формуле

$$x_p = x_{cp} \pm \frac{t\sigma}{\sqrt{n-1}} \text{ при } n \leq 30, \quad (3.37)$$

$$x_p = x_{cp} \pm \frac{t\sigma}{\sqrt{n}} \text{ при } n > 30, \quad (3.38)$$

где x_{cp} — среднее значение определяемого показателя; t — величина, зависящая от надежности, которая находится по таблицам распределения Стьюдена; σ — среднее квадратичное отклонение отдельных значений показателя от среднего; n — число опытов.

Ю. И. Соловьев [117] модифицировал способ доверительных пределов, положив, что вероятность расчетного показателя будет ниже его истинного значения на некоторую величину, зависящую от характеристики безопасности, которая при вероятности 84% равна 1, при вероятности 98% — 2, при вероятности 100% — 3.

Для определения расчетного значения показателя Ю. И. Соловьев предлагает формулу

$$x_p = x_{cp} - k\sigma, \quad (3.39)$$

где $k = \gamma \left(1 - \frac{q}{\sqrt{2n}} + \frac{5q^2 + 10}{12n} \right)$ — коэффициент, зависящий от

характеристики безопасности, вероятности α , числа опытов n и т. д.

Значение q находится из уравнения

$$\frac{1}{2\sqrt{\pi}} \int_q^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt = 0,5 - \Phi(q) = 1 - \alpha.$$

Здесь $\Phi(q)$ — нормированная функция Лапласа.

Значение k , подсчитанное Ю. И. Соловьевым, приведено в табл. 3.5.

Г. М. Шахуняц [152] предложил при назначении расчетного показателя учитывать случайные отклонения, возникаю-

Таблица 3.5

Значение коэффициента k при $\gamma=1$

Число опытов n	k при значениях α		
	0,90	0,95	0,99
8	1,51	1,65	1,97
18	1,30	1,38	1,56
50	1,16	1,20	1,30

щие в связи с отбором, транспортировкой образцов, подготовкой их к опыту и т. д., т. е., по его мнению, каждая экспериментально определенная величина y_i всегда содержит случайные и систематические погрешности. Отсюда истинное значение искомого показателя будет равно:

$$x_i = y_i - \alpha_i - \beta_i - \dots, \quad (3.40)$$

где y_i — экспериментально определенная величина; α_i, β_i — случайные ошибки.

Но с учетом того, что сумма случайных ошибок равна нулю, среднее значение экспериментально определенной величины (y_{cp}) будет равно среднему значению искомой (x_{cp}). Поэтому если проведено n испытаний, то дисперсии величин x, y, α, β будут соответственно равны:

$$\sigma_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{cp})^2}{n}, \quad \sigma_\alpha^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i - \alpha_{cp})^2}{n},$$

$$\sigma_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_{cp})^2}{n}, \quad \sigma_\beta^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{cp})^2}{n}.$$

При количестве опытов, меньшем 30, знаменатель в приведенных выше формулах уменьшается на единицу.

Общая величина дисперсий y составляет

$$\sigma_y^2 = \sigma_x^2 + \sigma_\alpha^2 + \sigma_\beta^2 + \dots \quad (3.41)$$

Расчетное значение искомой величины можно определить по формулам (3.37), (3.38). Но, учитывая формулу (3.41), а также то, что $x_{cp} = y_{cp}$, получаем

$$x_p = y_{cp} \pm t \sqrt{\frac{\sigma_x^2 - \sigma_\alpha^2 - \sigma_\beta^2 - \dots}{n}}. \quad (3.42)$$

Для нахождения дисперсий проводят специальные опыты.

З. В. Пильгунова [82] для определения расчетных показателей рекомендует применять способ гарантированных значений. Этот способ заключается в построении по экспериментальным данным кумулятивных кривых, с помощью которых определяется величина показателя, гарантированная при выбранной надежности и данном числе опытов.

Назначение расчетных параметров грунтов земляного полотна

Физико-механические свойства грунтов земляного полотна характеризуются прочностными и деформационными характеристиками, плотностью и влажностью.

Расчетные значения этих характеристик необходимы для расчета толщины дорожной одежды, выбора их экономичных конструкций, назначения геометрических размеров полотна, определения степени уплотнения и величины морозного пучения, возвышения бровок полотна над уровнем грунтовых вод и т. д.

Ввиду того что свойства грунтов изменяются по сезонам года и зависят от многих факторов, В. М. Сиденко [108] предложил назначать расчетные характеристики для грунтов земляного полотна на основе теории вероятности. Он предложил следующие уравнения для определения деформационных и прочностных характеристик, плотности и влажности грунта:

$$P_p = \frac{E_{cp}}{1 + aC_v}, \quad (3.43)$$

$$\delta_p = \frac{\delta_{cp}}{1 + aC_v}, \quad (3.44)$$

$$W_p = W_{cp}(1 + aC_v). \quad (3.45)$$

Здесь $E_{cp}, \delta_{cp}, W_{cp}$ — соответственно среднеарифметические значения из n наблюдений за прочностью, плотностью и влажностью грунта; a — относительное отклонение от середины

ординат интегральной кривой, определяемое по таблицам [20, 116]; C_v — коэффициент вариации:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{x_i}{x_{cp}} - 1 \right)^2}{n-1}}, \quad (3.46)$$

где x_{cp} — среднеарифметическое значение из n наблюдений.

Определение расчетных показателей грунтов рекомендует-ся производить в следующем порядке:

данные наблюдений за n лет располагают в статистиче-ский ряд;

определяют среднеарифметическое ряда

$$x_{cp} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n};$$

по формуле (3.46) находят C_v ;

вычисляют коэффициент асимметрии кривой распределе-ния $C_s = 2C_v$;

в зависимости от категории проектируемой дороги назна-чают вероятность повторяемости расчетного параметра.

В. М. Сиденко [110] предложил принимать следующую вероятность повторяемости в зависимости от категории до-роги:

Категория дороги	I	II	III	IV—V
Вероятность повторяемости P , %	1	3	5	10

Расчетно-вероятностный принцип является наиболее обо-снованным для назначения расчетных параметров грунтов.

Определение расчетной прочности грунта

Чтобы определить расчетную прочность грунта, используют метод непосредственных измерений, метод косвенного опреде-ления, а также метод оптимального нормирования прочности грунта.

Метод непосредственных измерений. По этому методу из-меренные в расчетный период прочностные характеристики грунта в полевых условиях или в лаборатории на образцах ненарушенной структуры для определенных климатических, грунтовых и гидрологических условий расставляют в стати-стический ряд, и по изложенной выше методике вычисляют расчетные значения прочности для различной обеспеченности. Этот метод является наиболее достоверным, однако он может быть применен в том случае, если наблюдения проводятся не менее 13—15 лет.

Таблица 3.6

Значения коэффициентов

Грунт	Харак-терис-тика проч-ности	Коэффициенты						
		A	B	C	A ₁	B ₁	C ₁	D
Песок	E _д	3498	—5948	2610	—	—	—	—
	Ф	—	—	—	—1,5968	3,3713	—2,555	1,2243
Супесь	E _д	4497	—7247	2999	—	—	—	—
	E _у	1504	2356	1642	—	—	—	—
	Ф	—	—	—	0,1927	—0,9233	—0,0056	0,6945
	c	—	—	—	6,4680	15,139	—11,968	3,2577
Суглинок	E _д	2748	—4273	1699	—	—	—	—
	E _у	4997	—7696	3169	—	—	—	—
	Ф	—	—	—	—11,319	26,624	—21,236	6,0269
	c	—	—	—	—5,5848	15,550	—14,378	4,6371

Метод косвенного определения является наиболее пер-спективным. Для определения расчетных значений прочности грунта на основе полевых обследований устанавливают корреляционные зависимости для различных типов грунтов. Для модулей деформации E_d и упругости грунта E_y , а также для угла внутреннего трения $tg\phi$ и сцепления В. М. Сиденко [110] получены следующие выражения:

$$E_d = E_y = AW_{отн}^2 + BW_{отн} + C, \quad (3.47)$$

$$tg\phi = c = A_1W_{отн}^3 + B_1W_{отн}^2 + C_1W_{отн} + D, \quad (3.48)$$

где $W_{отн}$ — относительная влажность грунта.

В зависимости от коэффициента уплотнения для некото-рых типов грунтов в результате обработки на ЭВМ уравне-ний (3.47), (3.48) получены значения коэффициентов A , B , C , A_1 , B_1 , C_1 , D , которые приведены в табл. 3.6.

Метод оптимального нормирования грунта. Сущность дан-ного метода состоит в том, что прочность грунта определяется на основе экономических расчетов. Чем больше ее значение P_p , тем меньше толщина дорожного покрытия, а следовательно, ниже стоимость C_1 , но больше расходы по регулированию водно-теплового режима C_2 , и, наоборот, если ниже значе-ние P_p , то выше C_1 и ниже C_2 .

Очевидно, что оптимальное значение расчетных параме-тров грунта будет при

$$C_1 + C_2 = \min. \quad (3.49)$$

Этот метод отличается от двух предыдущих тем, что проч-ность P_p не определяется, а назначается, причем роль регу-лирования водно-теплового режима возрастает.

Расчетную влажность грунта определяют по одному из следующих методов: аналитическому, методу непосредственных измерений или методу оптимального нормирования расчетной влажности.

Методика определения расчетной влажности подробно изложена в соответствующей литературе [94, 108, 110].

Для возможности поверочных расчетов, выполняемых применительно к различным состояниям грунта, Г. М. Шахуняц предложил строить при лабораторных испытаниях «кривые

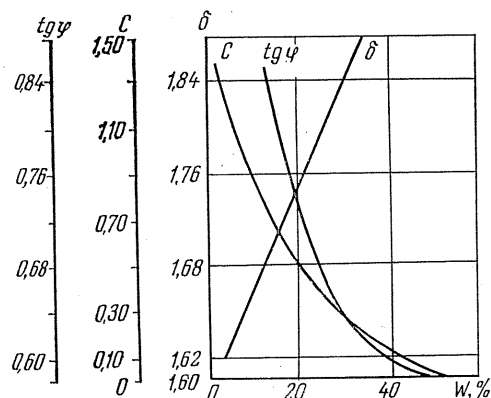


Рис. 3.24. Пример кривых расчетных характеристик грунта

расчетных характеристик», выражающие зависимость параметров прочности грунта от его влажности (рис. 3.24). По данному графику в зависимости от расчетной влажности определяют коэффициенты трения, сцепления и плотность данного грунта.

Независимо от метода определения расчетных показателей грунтов надежность и точность их будет обеспечена в том случае, если испытываемые грунтовые образцы по прочности, плотности и влажности соответствуют условиям работы сооружения и количества испытываемых образцов достаточно для получения надежных данных.

УСТОЙЧИВОСТЬ И ОСАДКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

4.1. РАЗВИТИЕ ТЕОРИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ГРУНТОВ

Первой фундаментальной работой по механике грунтов следует считать исследование Кулона [163] по теории сыпучих тел, которое долгие годы являлось почти единственной инженерной теорией, применяемой на практике при расчете давления грунта на подпорные стенки. При определении давления на подпорную стенку Кулон исходил из предельного равновесия призмы обрушения, сползающей по плоской поверхности скольжения, заменив строение грунта сплошным изотропным телом.

Кулоном было разработано и научно обосновано условие предельного равновесия земляных масс. Он указал, что равновесие земляных масс зависит не только от силы внутреннего трения, но и от силы сцепления.

Для сыпучих грунтов предельное сдвигающее напряжение может быть определено из уравнения

$$\tau_i^{\text{пред}} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.1)$$

или

$$\tau_i^{\text{пред}} = f \sigma_i, \quad (4.2)$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; φ — угол внутреннего трения; σ_i — нормальное напряжение.

Уравнение (4.1) является основной прочностной зависимостью и носит название закона Кулона, который может быть сформулирован так: предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению.

Для связных грунтов

$$\tau_i^{\text{пред}} = f \sigma_i + c, \quad (4.3)$$

где c — удельное сцепление грунта.

Уравнение (4.3) служит математическим выражением закона Кулона для связных грунтов, который формулируется

так: предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от нормального давления (сжимающего напряжения).

Основываясь на выводах Кулона, французский инженер Франсе разработал таблицу для предельной высоты откосов.

Этими вопросами после Кулона занимались Эйтельвейн, Понселе, Сазийп и другие, которые в своих работах [7, 112] продолжали исследовать условия равновесия грунтовых масс при расчете подпорных стенок как для сыпучих грунтов, так и для грунтов, обладающих сцеплением.

В связи с бурным развитием строительства железных дорог, возведением высоких насыпей земляного полотна потребовалась разработка теории устойчивости земляных масс с использованием теории упругости. Так, в журнале «Лондон» в 1856—1857 гг. был опубликован ряд статей Ренкина, в которых была изложена новая теория равновесия земляных масс. Из-за простоты решения теория Ренкина до настоящего времени остается классической.

В работах Кульмана [124], Консидера, Ребхана [154], Леви, Мора и Фельми [161] предложены графические методы определения максимального давления сыпучих тел.

Исследованию сопротивления сухого тела выпиранию под загруженной моделью фундамента посвящены работы В. И. Курдюмова [47, 48]. Им впервые была экспериментально установлена криволинейность линий скольжения и доказана неверность формулы, выведенной Г. К. Паукером для определения глубины заложения фундамента.

Кетгер [165, 166] составил систему уравнений предельного равновесия сыпучей среды, в которых плоская поверхность скольжения была заменена криволинейной.

В работах Н. П. Пузыревского, П. К. Янковского, С. И. Белзецкого, Н. М. Герсеванова и других [18, 96] получили дальнейшее развитие вопросы устойчивости грунта под фундаментом. Н. П. Пузыревский разработал общую теорию напряженности грунтов, применив теорию упругости к расчету оснований. В то же время Н. Н. Павловский разработал основы современных фильтрационных расчетов [81].

Важным этапом в развитии механики грунтов явились исследования Терцаги [122, 123] и Н. М. Герсеванова [18, 19]. В работах Н. М. Герсеванова уточнено уравнение одномерной консолидации грунтов, предложенное Терцаги, сформулированы дифференциальные уравнения плоской и пространственной задач теории консолидации грунтов и разработаны некоторые частные их решения.

Деформации водонасыщенных грунтов посвящены работы В. А. Флорина [137], в которых сформулированы диффе-

ренциальные уравнения плоской и пространственной задач фильтрационной теории консолидации и разработаны общие методы их решения в конечных разностях. Им развита теория консолидации с учетом сжимаемости поровой воды, ползучести скелета грунта, переменности характеристик и др.

В работах Крея [46], Фелениуса [135], Терцаги [122] разработаны методы расчета устойчивости откосов дорожных и гидротехнических сооружений. Они ввели понятие о круглоцилиндрической поверхности скольжения.

В работах Г. М. Шахунянца [148—151], М. Н. Гольдштейна [21—23], Б. М. Ломизе [57] и других это направление исследования получило дальнейшее развитие с детальной разработкой отдельных вопросов.

Однако следует отметить, что инженерная теория сыпучих тел Кулона, применявшаяся почти без изменения около 170 лет, лишь в работах советских ученых В. В. Соколовского [115], С. С. Голушкевича [26] и В. Г. Березанцева [5] стала развиваться по-новому, что позволило разработать эффективные методы решения ее задач.

В. В. Соколовским создана классическая теория статики предельного равновесия сыпучей среды, в основе которой лежит интегрирование системы дифференциальных уравнений. Для интегрирования системы дифференциальных уравнений В. В. Соколовский использовал приближенный метод характеристик, разработанный С. А. Христиановичем.

Метод В. В. Соколовского получил всеобщее признание из-за своей точности и теоретической обоснованности. Недостатком его следует считать сложность и трудоёмкость математических вычислений, вследствие чего он не нашел широкого распространения в настоящее время в практике решения инженерных задач.

В работах В. Г. Березанцева [5, 6] дано решение пространственной задачи предельного равновесия сыпучей среды (осесимметричная задача).

С. С. Голушкевич [25, 26] взамен численного метода решения задач предельного равновесия предложил приближенный графический метод.

Наряду с развитием теоретических методов расчета устойчивости земляных масс многие ученые занимались разработкой упрощенных методов, как например Г. М. Шахунянца [148—151], М. Н. Гольдштейн [21—23], Н. Н. Маслов [63—65] и др.

Особенно важным вкладом в развитие теории расчета устойчивости откосов земляных инженерных сооружений в дорожном строительстве являются работы Г. М. Шахунянца, а в гидротехническом — Н. Н. Маслова и А. А. Ничипоровича [72].

Таблица 4.1

Основные теории и методы расчета устойчивости земляных масс

Теории и методы	Фамилия ученого	Год
Основные положения теории предельного равновесия	Кулон	1773
Метод расчета, основанный на введении плоской поверхности скольжения	Франсе	1820
Решение частной задачи теории предельного равновесия	Ренкин	1837
Уравнение равновесия для случаев откоса произвольного очертания	Винклер	1872
Установление криволинейной поверхности скольжения	Курдюмов	1889
Составление системы дифференциальных уравнений предельного равновесия сыпучей среды	Кеттер	1903
Аналитический метод расчета, основанный на введении круглоцилиндрической поверхности скольжения	Терцаги	1929
Графоаналитический метод расчета, основанный на введении круглоцилиндрической поверхности скольжения	Фелениус	1927
Общее решение основных задач теории предельного равновесия сыпучей среды	Соколовский	1939
Метод расчета устойчивости откосов	Шахунянц	1941
Решение предельного равновесия графическим способом	Голушкевич	1948
Метод расчета устойчивости песчаных откосов по теории предельного равновесия	Березанцев	1956

Развитие теории и методов расчета устойчивости земляных масс приведено в табл. 4.1 [29].

В Советском Союзе теории устойчивости грунтовых масс развивались в тесном контакте с инженерной геологией и грунтоведением. Большая заслуга в этом принадлежит Н. М. Герсеванову [18, 19], Н. А. Цытовичу [141, 142], В. В. Соколовскому [115], В. А. Флорину [137, 138] и др.

Исследованию совместной работы сооружений и оснований посвящены работы А. Н. Крылова, Г. Э. Проктора, М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, А. П. Сеницына, С. С. Давыдова, И. А. Симвулиди, Ю. А. Соболевского и др.

Большую роль во внедрении теории механики грунтов в практику гидротехнического строительства сыграли работы Н. Н. Иванова, Н. Н. Маслова и других, позволившие предусмотреть осадки и крены гидротехнических сооружений и обеспечить их устойчивость.

На основании исследований и наблюдений, проведенных в СССР Н. М. Герсевановым, Д. Е. Польшиным, Н. Н. Масло-

вым, М. И. Горбуновым-Посадовым, С. А. Роза, А. А. Ничипоровичем, К. Е. Егоровым, Н. А. Цытовичем, Ю. К. Зарецким и другими разработаны методы прогноза осадок сооружений, а на основе их и новый прогрессивный метод расчета фундаментов по предельным деформациям оснований.

Из изложенного выше следует, что в практике расчета устойчивости земляных масс существует два направления: расчет предельного равновесия сыпучей среды на основании строго теоретических методов расчета, разработанных В. В. Соколовским, С. С. Голушкевичем, В. Г. Березанцевым и др.;

инженерные методы расчета устойчивости земляных масс, авторами которых являются Г. М. Шахунянц, М. Г. Гольдштейн, Б. М. Ломизе, Н. Н. Маслов и др.

Следует отметить, что выбор того или иного метода расчета в каждом конкретном случае определяется сложностью и важностью строительного объекта, а также сроком эксплуатации последнего.

4.2. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ

При проектировании земляного полотна автомобильных дорог часто возникает необходимость проверки устойчивости его откосов.

Обрушение откосов обычно связано с преобладанием сдвигающих касательных напряжений над силами сопротивления грунта сдвигу. Касательные напряжения в откосах земляного полотна возникают под действием собственного веса грунта земляного полотна, подвижной или какой-либо другой дополнительной нагрузки на откосе и давления воды, фильтрующей через грунт откоса.

Сопротивление грунта сдвигу обуславливается силами внутреннего трения и сцепления. Если значение угла внутреннего трения $\varphi > 0$, то силы трения в грунте откоса возникают в результате собственного веса грунтовой толщи. В этом случае сдвиг будет происходить по площадкам, сливающимся в пределе в некоторую криволинейную поверхность скольжения, которая в условиях плоской задачи имеет на чертеже вид линии скольжения. Однако из-за недостаточной изученности самого механизма и природы оползневого явления точное очертание линии скольжения в настоящее время не установлено. Недостаточно также изучена кинематика оползневых процессов. До сих пор точно не отражены развитие оползневых процессов во времени, а также роль в этом развитии напряженного состояния грунтовой толщи по мере прогрессирующего нарушения ее прочности.

Природа оползневых явлений очень сложна, особенно для глинистых грунтов, обладающих как внутренним трением, так и сцеплением. Поэтому применение «точных» математических методов имеет некоторое ограничение. В связи с этим в практике проектирования откосов широкое распространение получили различные полуэмпирические методы. Несмотря на их недостатки, значение этих методов в строительной практике очень важно, так как они дают возможность оценить в обобщенном виде устойчивость откосов и склонов, но при этом они имеют лишь вспомогательное значение.

Если откос насыпи или выемки сложен из однородных грунтов, то расчет его устойчивости производится по одному из следующих методов: круглоцилиндрических поверхностей скольжения [8], Гольдштейна [23], номограмм¹ [54], Маслова [65] и другим, а если откос состоит из разнородных грунтов, то устойчивость рассчитывается по методу горизонтальных сил Маслова — Берера [3, 43]. В других случаях (если состав однородного грунта не принимать во внимание) устойчивость определяется по методу F_p (метод равнопрочного откоса) [3], а также по методу Троицкой [65] и др.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения применяется для оценки устойчивости откосов и склонов, сложенных из однородных грунтов, причем обрушение откосов происходит со срезом и вращением. Этот метод часто используется также для откосов и склонов, сложенных из разнородных грунтов. Нарушение устойчивости в данном случае связано со сдвигом — срезом и перемещением некоторой части грунта по той или иной поверхности скольжения. Для глинистых грунтов эта поверхность имеет криволинейную форму и иногда приближается к круговой. В этом случае при определении степени устойчивости откосов могут быть применены «метод площадей», «метод круга трения» и др. Но в нашей стране наиболее распространенным и простым является так называемый «метод моментов». Сущность его заключается в следующем: предполагается, что обрушение откоса может произойти лишь в результате вращения оползающего массива грунта вокруг некоторого центра O (рис. 4.1). Поверхность скольжения B_1CB_2 соответствует дуге некоторого круга с радиусом R , очерченной из центра O . Оползающий массив грунта рассматривается как твердый блок, целиком участвующий в одном общем движении. Оползающий массив находится под воздействием двух моментов: вращающего (сдвигающего) $M_{сд}$ и удерживающего $M_{уд}$ массив.

¹ Метод номографии разработан на кафедре сухопутного транспорта леса и дорожных машин Белорусского технологического института имени С. М. Кирова.

При этом коэффициент устойчивости откоса равен отношению суммы моментов удерживающих сил $M_{уд}$ к сумме моментов сдвигающих сил $M_{сд}$:

$$k = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сд}} \quad (4.4)$$

При $k > 1,5$ откос считается устойчивым.

При использовании метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения наиболее опасной поверхностью скольжения при данном очертании откоса или склона является та, для

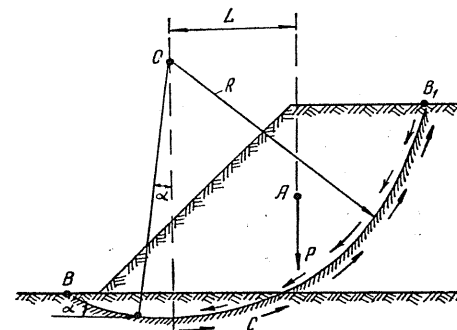


Рис. 4.1. Схема к определению устойчивости откоса

которой характерно наименьшее значение коэффициента устойчивости.

Таким образом, расчет по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения сводится к нахождению (путем подбора) наиболее опасной поверхности скольжения. Наиболее опасная кривая скольжения проходит через подошву насыпи, когда грунт основания устойчив, или ниже основания при слабом и неустойчивом грунте основания. Центр этой кривой, соответствующей наименьшему коэффициенту устойчивости, определяют по методу шведского ученого Фелениуса, установившего, что последний располагается вблизи прямой линии AB (рис. 4.2). Для нахождения линии AB сперва определяют точку B на пересечении двух линий — $4,5 H$ на глубине $2 H$ (рис. 4.2), а точку A — на пересечении прямых, проведенных из концов линий откоса под углами α_1 и β , значения которых приведены в табл. 4.2 и показаны на рис. 4.3.

Для определения наиболее опасной кривой скольжения на линии AB намечается ряд положений центров (см. рис. 4.2, точки 1—4) и для каждого из них строятся кривые скольжения с определением коэффициента устойчивости. Найденная величина коэффициента устойчивости k откладывается из соответствующего центра перпендикулярно линии AB . Графиче-

ским построением находятся минимальный коэффициент устойчивости и соответствующая ему кривая скольжения. На рис. 4.2 наиболее опасное положение центра скольжения находится между точками 2 и 3.

Чтобы точнее определить центр наиболее опасной кривой скольжения, на прямой AB через точку, соответствующую минимальному значению коэффициента устойчивости, проводится перпендикулярная прямая. На ней берется несколько точек

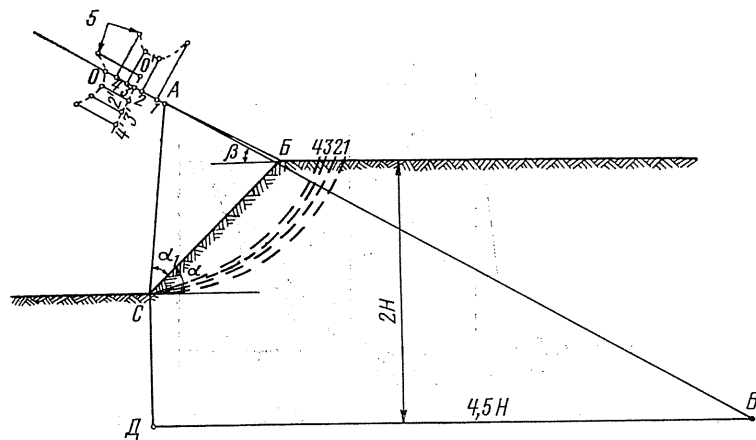


Рис. 4.2. Расчетная схема для определения коэффициента устойчивости земляного полотна: 1—4 ($1'$ — $4'$) — центры кривых скольжения; 5 — коэффициенты устойчивости

($1'$ — $4'$), и для каждой находится коэффициент устойчивости. За расчетный коэффициент устойчивости принимается наименьший.

Для грунтов, обладающих только сцеплением, центр наиболее опасной кривой скольжения лежит на пересечении

Таблица 4.2

Значения угла α_1 и β для установления линии центров кривых скольжения

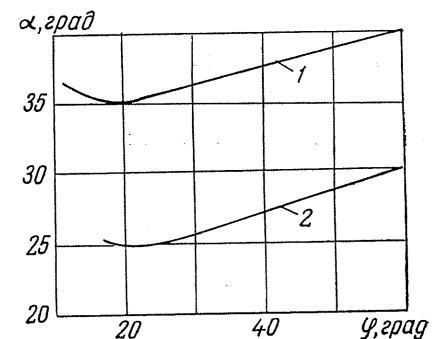
Заложение откосов	Угол откоса		
	α	α_1	β
1:1	45°00'	28°	37°
1:1,5	33°41'	26°	35°
1:2	26°41'	25°	35°
1:3	18°25'	25°	35°
1:4	14°03'	25°	36°
1:5	11°19'	25°	37°

прямых, проведенных под углом α_1 и β из концов линий откосов.

Для расчета коэффициента устойчивости склона или откоса сползающий массив следует разбить на 8—10 блоков шириной 3—5 м (рис. 4.4). Одинаковая толщина блоков (отсеков) не обязательна. Если откос сложен из неоднородных слоев, то вертикальные границы отсеков должны проходить через точки пересечения кривых скольжения с границами слоев. Далее определяют вес каждого блока на 1 пог. м, для чего необходимо знать его площадь F и объемный вес грунта γ , тогда

$$P_i = F_i \gamma_i, \quad (4.5)$$

Рис. 4.3. График для определения вспомогательных углов α_1 и β в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона откоса α : 1 — кривая для угла β ; 2 — для угла α_1



где F — площадь блока (отсека), определяется из рис. 4.4.

На каждый отсек действуют удерживающие силы

$$N = P_i f_i \cos \alpha_i + c l_i \quad (4.6)$$

и сдвигающие

$$T = P_i \sin \alpha_i, \quad (4.7)$$

где $f_i = \text{tg} \varphi_i$ — коэффициент внутреннего трения грунта; φ_i —

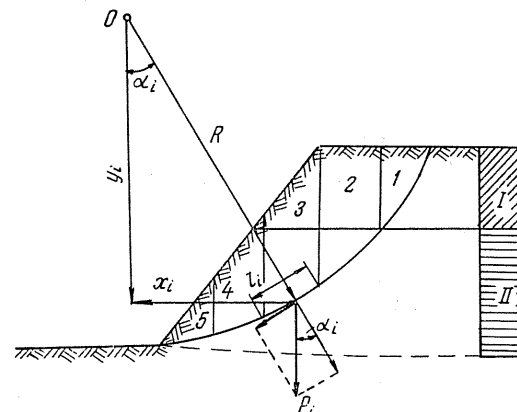


Рис. 4.4. Разбивка оползающей части откоса на отсеки (1, 2, 3 и т. д.); I, II — слой грунта

угол внутреннего трения грунта; α_i — угол наклона к горизонту поверхности скольжения в пределах выделенного отсека (рис. 4.5, точка А); c — сцепление грунта; l_i — длина кривой скольжения в пределах некоторого отсека. Силами взаимодействия между отсеками пренебрегают.

Для каждого отсека момент сдвигающих и удерживающих сил определяется из следующих выражений:

$$M_{сдi} = P_i \sin \alpha_i R, \quad (4.8)$$

$$M_{удi} = (P_i \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha_i + c l_i) R, \quad (4.9)$$

где R — радиус кривой скольжения.

Коэффициент устойчивости для всего отсека определяют как отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих:

$$k = \frac{\sum M_{удi}}{\sum M_{сдi}} = \frac{R \left(\sum_{i=1}^{i=n} N \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^{i=n} c l_i \right)}{R \sum T} =$$

$$= \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^{i=n} P_i \cos \alpha_i + c L}{\sum_{i=1}^{i=n} P_i \sin \alpha_i}, \quad (4.10)$$

где L — полная длина кривой скольжения:

$$L = \sum_{i=1}^{i=n} l_i. \quad (4.11)$$

При определении величины L следует иметь в виду, что ее значение

Рис. 4.5. Схема определения угла α : 1 — откос; 2 — поверхность скольжения; 3 — касательная

должно быть уменьшено на некоторую величину (рис. 4.6), так как перед обрушением откоса за счет деформаций ползучести в верхней части его образуется трещина. Глубина проникания трещины определяется по формуле Терцаги:

$$h = \frac{2c \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi}{2} + 45 \right)}{\gamma}, \quad (4.12)$$

где c — сцепление грунта; φ — угол его внутреннего трения; γ — объемный вес грунта.

Для приближенных расчетов можно принять, что

$$h = \frac{H}{3}, \quad (4.13)$$

где H — высота откоса.

При расчете устойчивости откосов и склонов следует учитывать в некоторых случаях и фильтрационное давление, которое появляется при движении подземных вод, т. е. при на-

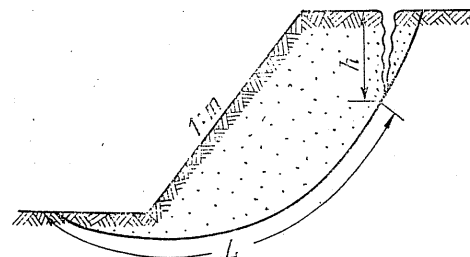


Рис. 4.6. Трещина, образующаяся перед оползанием откоса: h — глубина трещины; L — расчетная длина кривой скольжения

личии уклона поверхности подземного потока, направленного в сторону склона.

Учет величины фильтрационного давления по рекомендации Н. Н. Маслова [65] можно производить путем уменьшения угла внутреннего трения, принимая в расчет значение фиктивного угла внутреннего трения φ_ϕ :

$$\varphi_\phi = \beta \varphi, \quad (4.14)$$

где β — коэффициент, равный $\frac{\gamma_v}{\gamma}$; γ_v — объемный вес грунта во взвешенном состоянии (в воде); γ — объемный вес грунта природной влажности, залегающего выше уровня воды; φ — угол внутреннего трения.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения не дает возможности сразу запроектировать откос с заранее заданным коэффициентом устойчивости. Только постепенно изменяя поперечный профиль насыпи или выемки, определяется нужный коэффициент устойчивости. В последнее время коэффициент устойчивости пытаются определить с помощью ЭВМ.

Метод Гольдштейна. По этому методу можно проверить величину коэффициента устойчивости и найти предельно допустимую высоту откоса определенной крутизны, имеющего заданный коэффициент устойчивости.

Таблица 4.3

Значения коэффициентов *A* и *B*

Заложение откоса	При поверхности скольжения, проходящей через нижнюю кромку откоса		При поверхности скольжения, проходящей через основание и распространенной в подстилающих грунтах на глубину <i>e</i> , равную							
			0,25 <i>H</i>		0,5 <i>H</i>		<i>H</i>		1,5 <i>H</i>	
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	<i>B</i>
1:1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1:1,25	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86	5,86	5,80
1:1,5	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1:1,75	2,87	6,58	2,93	6,73	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1:2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1:2,25	3,29	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,40	6,16	6,18	5,98
1:2,5	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1:2,75	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1:3	3,59	8,81	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

Значение коэффициента устойчивости определяют из выражения

$$k = A \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma H} B, \quad (4.15)$$

где *A*, *B* — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров выделенных вертикальных элементов откоса и положения поверхности скольжения (табл. 4.3); φ — угол внутреннего трения грунта; *c* — коэффициент сцепления, *T/m²*; γ — объемный вес грунта, *T/m³*; *H* — высота откоса, *м*.

Предельную высоту откоса при заданном значении коэффициента устойчивости можно определить из выражения (4.15):

$$H = \frac{cB}{\gamma(k - fA)}, \quad (4.16)$$

где *f* — коэффициент внутреннего трения.

Метод номограмм служит для оценки устойчивости существующего и проектируемого откоса, сложенного из однородного грунта. Обрушение происходит по круглоцилиндрической поверхности скольжения, причем центр наиболее опасной кривой скольжения находится по специальной номограмме (рис. 4.7).

Порядок определения коэффициента устойчивости по данному методу следующий.

По номограмме (рис. 4.7) в зависимости от высоты насыпи *H* или глубины выемки, заложения откосов *m*, удельного

сцепления *c*, угла внутреннего трения φ и объемного веса грунта γ определяются вспомогательные координаты *x₀* и *y₀*.

По найденным значениям вспомогательных координат *x₀* и *y₀* находятся координаты центра вращения наиболее опасной кривой скольжения для заданной высоты насыпи или глубины выемки по формулам

$$X = x_0 H, \quad (4.17)$$

$$Y = y_0 H. \quad (4.18)$$

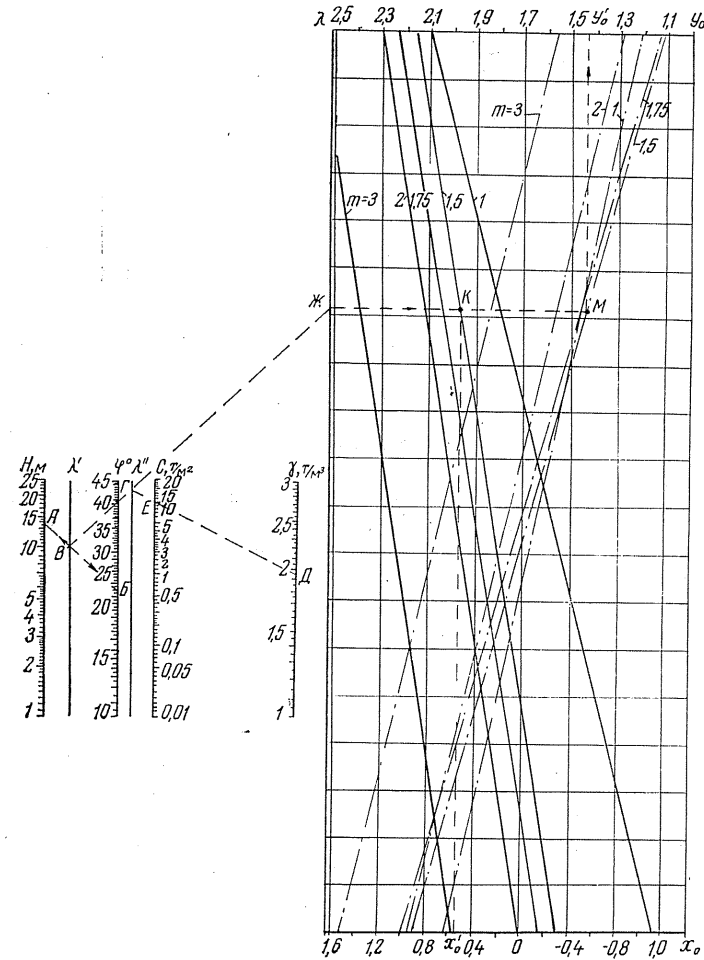


Рис. 4.7. Номограмма для определения вспомогательных координат центра кривой скольжения *x₀* и *y₀*

Вычерчивается в масштабе поперечный профиль насыпи (рис. 4.8) и откладываются значения X и Y . Из центра кривой скольжения (точка O) через подошву насыпи проводят кривую скольжения и замеряют расстояние e от бровки земляного полотна до места выхода кривой скольжения.

В зависимости от e , H , φ , m по одной из номограмм (рис. 4.9—4.11) определяются объем грунта призмы обрушения V и длина кривой скольжения l .

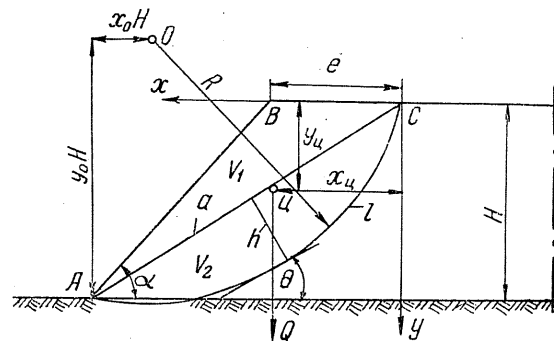


Рис. 4.8. Расчетная схема для определения устойчивости откоса

Находится вес грунта призмы обрушения по формуле

$$Q = \gamma(V_1 + V_2), \quad (4.19)$$

где V_1 , V_2 — объемы грунта, определенные по номограмме, m^3 ; γ — объемный вес грунта, T/m^3 .

Находятся координаты центра тяжести призмы обрушения по выражениям

$$X_{\text{ц}} = \frac{0,4l^2 + e(l + e)}{4l - 3Hm}, \quad (4.20)$$

$$Y_{\text{ц}} = \frac{H(3l - 2Hm)}{2(4l - 3Hm)}, \quad (4.21)$$

где l — длина кривой скольжения, определенная по номограмме, m ; e — расстояние от бровки земляного полотна до места выхода кривой скольжения, m ; H — высота насыпи или глубина выемки, m ; m — коэффициент крутизны откоса.

Определяется угол наклона касательной, проведенной через точку приложения равнодействующей сдвигающих сил, по формуле

$$\text{tg } \theta = \frac{0,5Hl\gamma \text{tg } \varphi + c}{\gamma(l - 0,5Hm)y_{\text{ц}}}. \quad (4.22)$$

Находится коэффициент запаса устойчивости

$$k = \frac{\varphi}{\theta} + \frac{cl}{Q \sin \theta}. \quad (4.23)$$

Метод номограмм дает возможность быстро находить критическую кривую скольжения, а следовательно, и критический, т. е. минимальный, коэффициент устойчивости откоса.

Порядок пользования номограммами следующий.

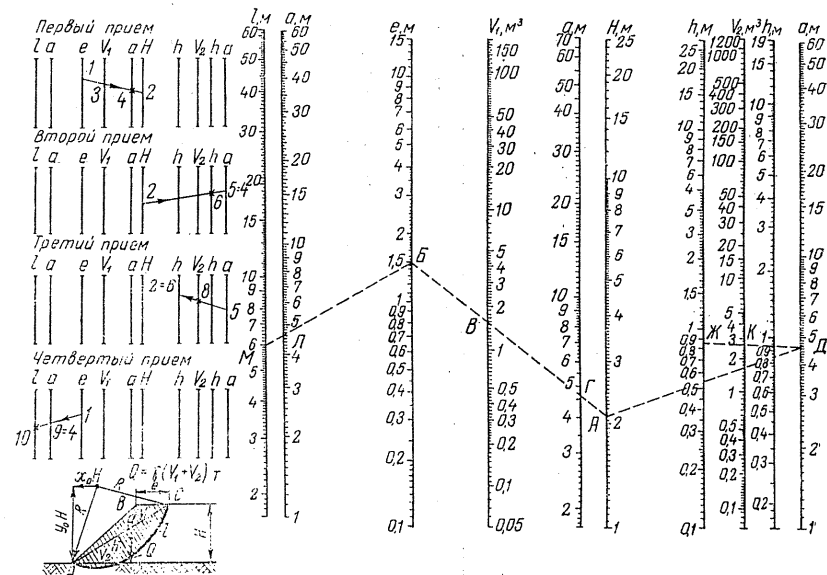


Рис. 4.9. Номограмма для определения объема грунта призмы обрушения и длины кривой скольжения при $m=1,5$

Объем грунта призмы обрушения определяется в зависимости от заложения откоса m . Выбирается соответствующая номограмма, например для $m=1,5$ см (рис. 4.9). По заданной высоте насыпи или глубине выемки и известному значению e определяются объемы грунтов, ограниченные треугольником ABC (V_1) и сегментом (V_2) (см. рис. 4.8), для чего на шкалах H и e откладываются их значения (точки A и B). Точки соединяются прямой AB , место пересечения которой со шкалой V_1 (точка B) показывает объем грунта V_1 , ограниченный треугольником ABC , а точка пересечения со шкалой a (точка Γ) определяет длину основания сегмента a .

Для нахождения объема грунта, ограниченного сегментом, из точки A проводится прямая в точку $D=\Gamma$ (на шкале a откладывается значение, полученное из предыдущего действия).

В месте пересечения прямой AD со шкалой h (точка E) находится высота сегмента. Значение h откладывается на второй шкале h (точка $Ж$). Точки $Ж$ и $Д$ соединяются прямой. Пересечение прямой $ЖД$ со шкалой V_2 (точка $К$) дает объем грунта V_2 , ограниченный сегментом. Объем грунта призмы обрушения находится суммированием: $V = V_1 + V_2$.

Определение длины кривой скольжения производится по той же номограмме (см. рис. 4.9). Для этого из точки $Б$ (шка-

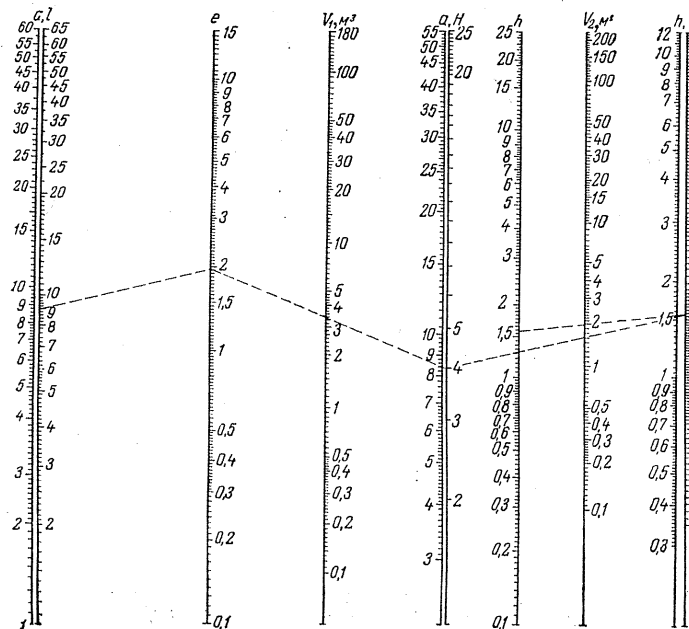


Рис. 4.10. Номограмма для определения объема грунта призмы обрушения и длины кривой скольжения при $m=1$

ла e) проводится прямая в точку $Л=Г$ (шкала a). Искомое значение длины кривой скольжения получается продолжением прямой $БЛ$ до пересечения со шкалой l (точка $М$).

Нахождение вспомогательных координат (x_0 и y_0) центра критической кривой скольжения производится по номограмме, изображенной на рис. 4.7. По данным испытаний устанавливаются угол внутреннего трения ϕ , коэффициент сцепления c и объемный вес γ грунта. На шкале H откладывается заданная высота насыпи или глубина выемки (на рис. 4.7 точка A), а на шкале ϕ — значение угла внутреннего трения грунта (точка B). Значения коэффициента сцепления c и объемного веса грунта γ откладываются на соответствующих шкалах

(точки E и $Д$). При соединении точки A с точкой B , а точки E с точкой $Д$ получаются точки пересечения прямых AB и ED с немыми шкалами $л'$ и $л''$ (точки B и $Г$). Проводится прямая через точки B и $Г$ до пересечения со шкалой $л$ (точка $Ж$), а из точки $Ж$ — горизонтальная прямая до пересечения с наклонной линией, соответствующей принятому заложению откоса (в нашем примере $m=1,5$). Проекция точки пересечения $К$ на ось абсцисс (вниз) дает значение вспомогательной

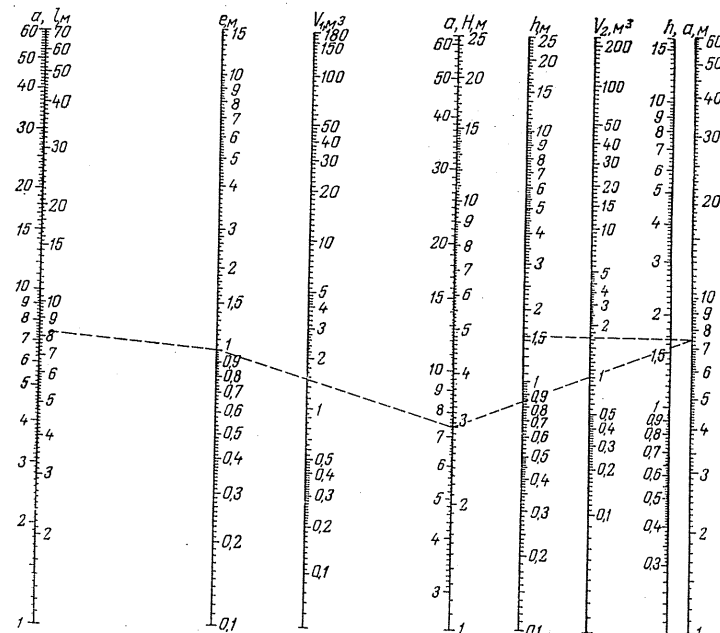


Рис. 4.11. Номограмма для определения объема грунта призмы обрушения и длины кривой скольжения при $m=1,75$

координаты x_0 , а проекция точки пересечения $М$ вверх — значение вспомогательной координаты y_0 .

Метод Маслова является проверочным и служит для оценки устойчивости существующего и проектируемого откоса, имеющего однородное сложение, причем предполагается, что обрушение происходит по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Коэффициент устойчивости рассчитывается по этому методу в следующем порядке.

Вычерчивается поперечный профиль земляного полотна (рис. 4.12). По методу Фелениуса находят положение линии центров, из которых проводится несколько вероятных цилин-

дрических поверхностей скольжения. При помощи расчетов устанавливают наиболее опасное сечение, при котором коэффициент устойчивости имеет наименьшее значение.

Призма обрушения делится на ряд отсеков (в нашем случае 14), которые могут быть и неравны между собой. Из центра O_1 через точки 1, 2, 3 и т. д. проводят радиусы O_1-1 , O_1-2 , O_1-3 и т. д.

Из каждой точки (1, 2, 3, ..., 13) поверхности скольжения проводятся вертикальные линии ($P_1, P_2, P_3, \dots, P_{13}$) до пересечения с линией откоса ABC , в результате получают точки I' ,

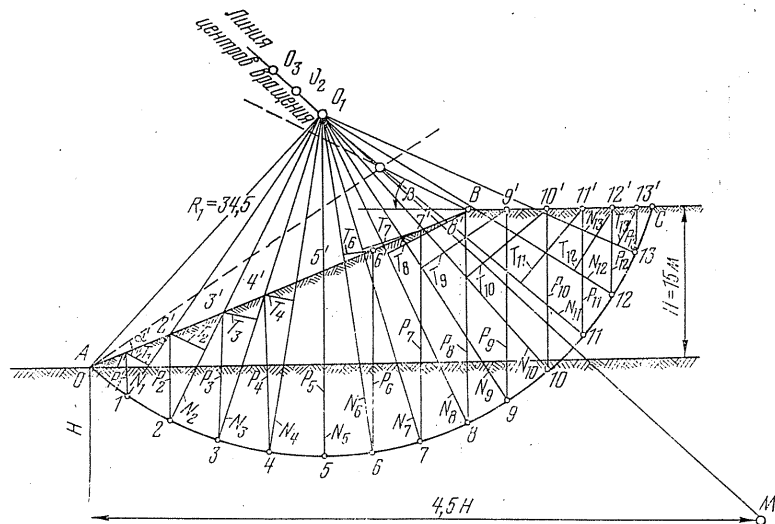


Рис. 4.12. Поверочный метод расчета устойчивости откоса (круглоцилиндрическая поверхность скольжения)

$2', 3', \dots, 13'$. Из этих точек на соответствующие им радиусы $O_1-1, O_1-2, \dots, O_1-13$ опускаются перпендикуляры $T_1, T_2, T_3, \dots, T_{13}$, которые на радиусах $O_1-1, O_1-2, \dots, O_1-13$ отсекают отрезки $N_1, N_2, N_3, \dots, N_{13}$. Величина этих отрезков и величина перпендикуляров $T_1, T_2, T_3, \dots, T_{13}$ в масштабе сил представляют соответственно величину нормальных напряжений и сдвигающих сил, действующих в соответствующих блоках.

Следует иметь в виду, что векторы $N_1, N_2, N_3, \dots, N_{13}$ (нормальные напряжения) для всех блоков имеют один и тот же положительный знак, в то время как значения сдвигающих сил (отрезки $T_1, T_2, T_3, \dots, T_{13}$) имеют разные знаки в зависимости от положения блоков по отношению к вертикали O_1-5 . У блоков, расположенных вправо от этой вертикали, сдвигающие силы действуют в сторону откоса, а расположенных слева —

в глубь откоса. Результирующее сдвигающее усилие есть алгебраическая сумма сдвигающих усилий, действующих на отдельные блоки, расположенные справа и слева от осевой линии.

Для нахождения нормальных и сдвигающих усилий, действующих на весь откос, на поперечном профиле земляного полотна (рис. 4.13) на каждой точке 1, 2, 3, ..., 13 кривой скольжения по вертикали вверх откладываются значения нормальных напряжений $N_1, N_2, N_3, \dots, N_{13}$. Значения сдвигающих усилий $T_1, T_2, T_3, \dots, T_{13}$ откладываются в зависимости от знака: по-

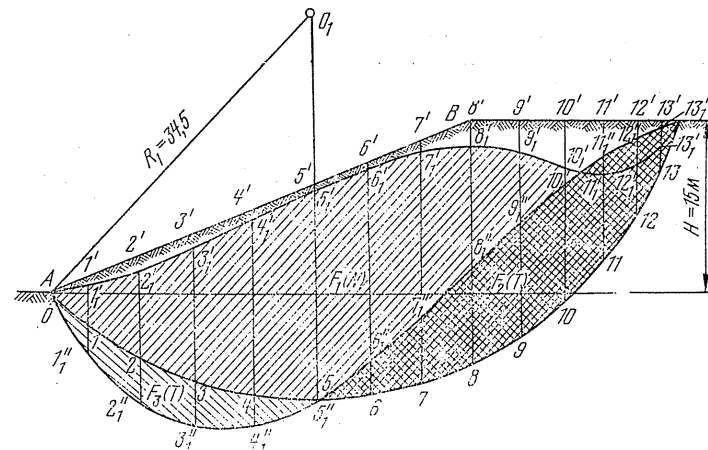


Рис. 4.13. Схема расчета устойчивости откоса с круглоцилиндрической по-

верхностью скольжения: коэффициент устойчивости $\eta = \frac{R \operatorname{tg} \varphi \Sigma N + cLR}{FTR}$;

исходные расчетные данные: трение $\varphi = 15^\circ$; сцепление $c = 1,0 \text{ T/m}^2$; высота откоса $H = 15 \text{ м}$; объемный вес грунта $\gamma = 2,0 \text{ T/m}^3$; $F_1 = 725,4 \text{ T}$, $F_2 = 226,8 \text{ T}$, $F_3 = 58,5 \text{ T}$; $\Sigma N = F_1 \gamma = 725,4 \cdot 2 = 1450,8 \text{ T}$; $\Sigma T = (F_2 - F_3) \gamma = (226,8 - 58,5) \cdot 2 = 168,3 \cdot 2 = 336 \text{ T}$

ложительные вверх (в нашем случае $T_6, T_7, T_8, \dots, T_{13}$), а отрицательные вниз (T_1, T_2, T_3 и T_4). Полученные таким образом точки ($1', 2', 3', \dots$, а также $1'', 2'', 3'', \dots$) соединяются плавными кривыми линиями, в результате чего получаются площади $F_1(N)$, $F_2(T)$ и $F_3(T)$, которые на рис. 4.13 показаны штриховкой. Величины этих площадей в масштабе чертежа дают значения сумм нормальных напряжений N и алгебраическую сумму сдвигающих сил, действующих в данном откосе, при объемном весе грунта, равном единице ($\gamma = 1 \text{ T/m}^3$).

Для любого другого значения объемного веса грунта во влажном состоянии суммы напряжений и сдвигающих сил могут быть определены по следующим формулам:

$$\Sigma N = F_1 \gamma_1, \quad (4.24)$$

$$\Sigma T = [F_2 + (-F_3)] \gamma_1,$$

где F_1, F_2, F_3 — площади, принимаемые по чертежу, m^2 ; γ — фактический объемный вес влажного грунта.

Зная значения ΣN и ΣT , определяют коэффициент устойчивости:

$$k = \frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varphi + cL}{\Sigma T}. \quad (4.25)$$

Здесь φ — угол внутреннего трения; c — сцепление, T/m^2 ; L — длина линии скольжения, m .

Метод Шахунянца позволяет оценить устойчивость откоса по отношению к поверхности скольжения любой дороги. При расчете устойчивости принято считать, что массив смещается как единое целое (гипотеза «затвердевшего клина»). При этом устанавливается, обеспечена ли устойчивость откоса при заданном коэффициенте устойчивости, определяется оползневое давление в основании откоса, если массив оказался неустойчивым, или находится коэффициент устойчивости откоса. Эти задачи решаются графически с построением многоугольников сил, а также могут быть решены аналитически.

Порядок расчета устойчивости откоса графическим способом следующий.

Вычерчивается поперечный профиль оцениваемого откоса и наносится поверхность скольжения, которая может быть установлена разведкой или каким-либо другим способом (рис. 4.14). Призма обрушения разбивается вертикальными линиями на ряд отсеков с учетом морфологии склона и формы поверхности скольжения. При этом следует иметь в виду, что поверхность скольжения в пределах одного отсека принимается плоской.

Устанавливают силы, действующие в каждом отсеке. Все призмы отсека 2 (Q_2) можно разложить на две составляющие: тангенциальную T_2 и нормальную N_2 .

На отсек действуют также силы (E_1 и E_2) со стороны соседних отсеков; по поверхности его смещения действуют силы сцепления $c_2 l_2$ и трения $R_2 \operatorname{tg} \varphi_2$, а также нормальная реакция R_2 . В расчет принимают равнодействующую сил трения и нормальной реакции поверхности скольжения, т. е.

$$S_i = \sqrt{R_i^2 + R_i^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_i} = R_i \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_i}. \quad (4.26)$$

Угол наклона силы S_2 к нормали поверхности смещения составляет угол φ_i , в нашем случае для отсека 2 — угол φ_2 (рис. 4.15).

Все тангенциальные силы T_i , направленные в сторону откоса, будут сдвигающими, а остальные — удерживающими.

Отношение всех тангенциальных сил $T_{уд}$, сопротивляющихся смещению, ко всем тангенциальным силам $T_{сд}$, стремящимся вызвать смещение, называется коэффициентом устойчивости откоса:

$$k = \frac{T_{уд}}{T_{сд}}. \quad (4.27)$$

Чтобы весь массив имел коэффициент устойчивости k , необходимо выполнение следующего условия (для каждого отсека):

$$T_{уд} - kT_{сд} = 0. \quad (4.28)$$

При составлении уравнения равновесия нужно иметь в виду, что если сила T_i стремится сдвинуть массив, то она

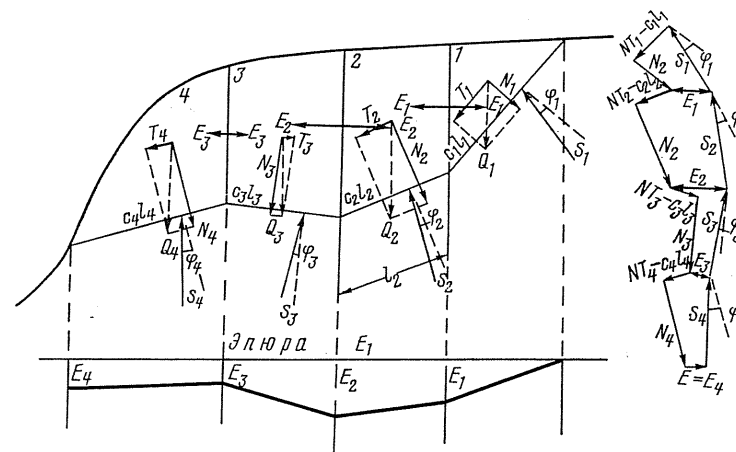


Рис. 4.14. Схема к расчету устойчивости откоса путем построения многоугольника сил по методу Шахунянца

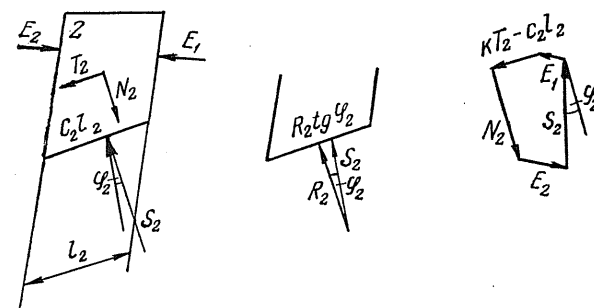


Рис. 4.15. Построение многоугольника сил для одного отсека

возрастает на величину k (см. рис. 4.14, отсеки 1, 2, 4), а при сопротивлении смещению (отсек 3) она не увеличивается.

Силы E направлены горизонтально или под углом к горизонту сил E_e , равным углу наклона поверхности возможного смещения, в отсеке, в котором находится центр тяжести всего массива. Величины сил E_i и S_i , заданные своими направлениями, неизвестны и определяются при построении для каждого отсека многоугольника сил (рис. 4.15).

С помощью многоугольника сил (см. рис. 4.14) последовательным построением его определяется общее оползневое

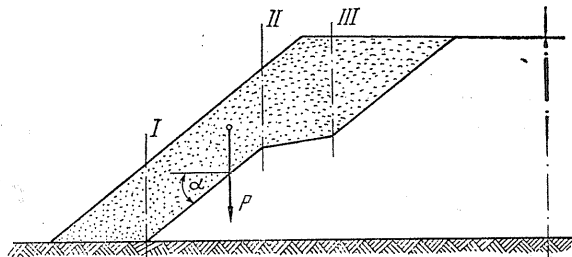


Рис. 4.16. Расчетная схема к методу Маслова — Берера

давление в основании склона при заданном коэффициенте устойчивости. Кроме этого, по многоугольнику сил можно найти наилучшее местоположение поддерживающего сооружения, места вероятных разрывов массива, возникновения бугров выпирания и т. д.

Для определения коэффициента устойчивости k свободно откоса первоначально задаются его значением k_1 и находят значение $E_i = E_n$ для последнего откоса. Если оно не оказалось равным нулю, то берут второе значение k_2 , при котором получилось бы значение E_n с другим знаком. Интерполируя между k_1 и k_2 , находят такое значение k , при котором $E_n = 0$. Это значение коэффициента устойчивости и будет искомым.

Метод Маслова—Берера (метод горизонтальных сил) применяется в тех случаях, если склон сложен из разнородных пород. При этом оползание грунта идет по некоторой ломаной поверхности скольжения (рис. 4.16).

Определение степени устойчивости откоса по методу горизонтальных сил производится по следующей формуле:

$$k_{\text{зап}} = \frac{\sum (H_i - E_i)}{\sum H_i}, \quad (4.29)$$

где H_i — горизонтальные составляющие давлений на воображаемые вертикальные стенки I, II, III без учета сил трения и

сцепления; E_i — активное оползневое давление на эти же стенки с учетом сил трения и сцепления.

Выражая эти силы через вес грунта блоков, получаем

$$k_{\text{зап}} = \frac{\sum P_i [\text{tg } \alpha_i - \text{tg } (\alpha_i - \psi_i)]}{\sum P_i \text{tg } \alpha_i}. \quad (4.30)$$

Здесь P_i — вес блока грунта (рис. 4.16); α_i — угол наклона плоскости скольжения в этом блоке; ψ_i — угол сдвига, развиваемого весом данного блока на поверхности скольжения.

Метод устойчивого откоса (метод F_p) Н. Н. Маслова осно-

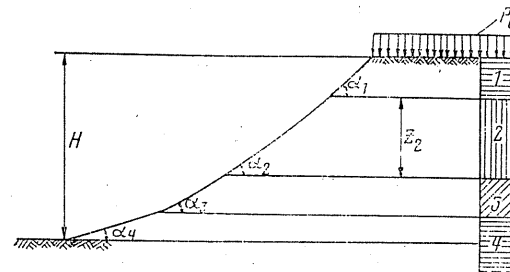


Рис. 4.17. Расчетная схема к методу Маслова: 1—4 — напластования различных грунтов

ван на допущении, что для любой точки поверхности свободного склона угол устойчивого откоса для связного грунта равен углу сопротивления сдвигу грунта:

$$\alpha = \psi_p. \quad (4.31)$$

По этому методу можно построить профиль устойчивого откоса при условии, что последний находится в состоянии предельного равновесия. Метод F_p может быть применен для оценки существующего откоса или для проектирования устойчивого откоса с наперед заданным коэффициентом запаса.

При расчете по данному методу коэффициент устойчивости известен заранее. Задача сводится к построению профиля устойчивого откоса. Порядок построения следующий.

Откос делится по высоте на ряд слоев в соответствии со слагающими его напластованиями (рис. 4.17). Для подошвы каждого из слоев определяется давление от собственного веса грунта:

$$P = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma Z_i, \quad (4.32)$$

где γ — объемный вес грунта, T/m^3 ; Z_i — толщина слоя грунта, m .

Для каждого слоя откоса определяется величина угла сдвига:

$$\psi = \arctg F_p, \quad (4.33)$$

где $F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{P}$ (φ — угол внутреннего трения, град; c — сцепление грунта, T/m^2 ; P — суммарное давление на подошве слоя грунта, T).

Если откос без нагрузки,

$$F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma Z}, \quad (4.34)$$

а при равномерно распределенной нагрузке P_0

$$F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma Z + P_0}. \quad (4.35)$$

Для каждого слоя устанавливается угол наклона откоса α к горизонту с учетом коэффициента запаса устойчивости k :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{k} \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{P} \right). \quad (4.36)$$

Начиная снизу, строится откос с углом α для каждого слоя, в результате чего получается очертание устойчивого откоса по всей его высоте с требуемым коэффициентом запаса (рис. 4.17). Если получившийся устойчивый откос имеет ломаное очертание, то оно сглаживается уменьшением углов наклона отдельных участков.

Метод Соколовского. В основу этого метода положено численное интегрирование дифференциального уравнения предельного равновесия при различных углах внутреннего трения и разных углах наклона откоса к горизонту (рис. 4.18, а).

Определение равноустойчивого откоса по данному методу проводится в следующем порядке.

Находится величина предельного давления и соответствующая ему координата из уравнений

$$P_{\text{пр}} = \bar{\sigma}_z c + P_e, \quad (4.37)$$

$$y = \bar{y} \frac{c}{\gamma}, \quad (4.38)$$

где $\bar{\sigma}_z$ — значение безразмерного предельного давления (табл. 4.4); $P_e = c \operatorname{ctg} \varphi$ — давление связности; $\bar{y} = y \frac{\gamma}{c}$ — относительная координата (табл. 4.4); c — сцепление грунта; γ — его объемный вес.

Используя данные табл. 4.4, строят эпюры предельных давлений на горизонтальную поверхность плоского откоса при любых значениях α , φ , c и γ .

Из рис. 4.18, б определяются безразмерные координаты \bar{x} и \bar{y} , а по ним вычисляются координаты равноустойчивых откосов:

$$x = \bar{x} \frac{c}{\gamma}, \quad (4.39)$$

$$y = \bar{y} \frac{c}{\gamma}, \quad (4.40)$$

где \bar{x} , \bar{y} — безразмерные координаты, определяемые из рис. 4.18, б.

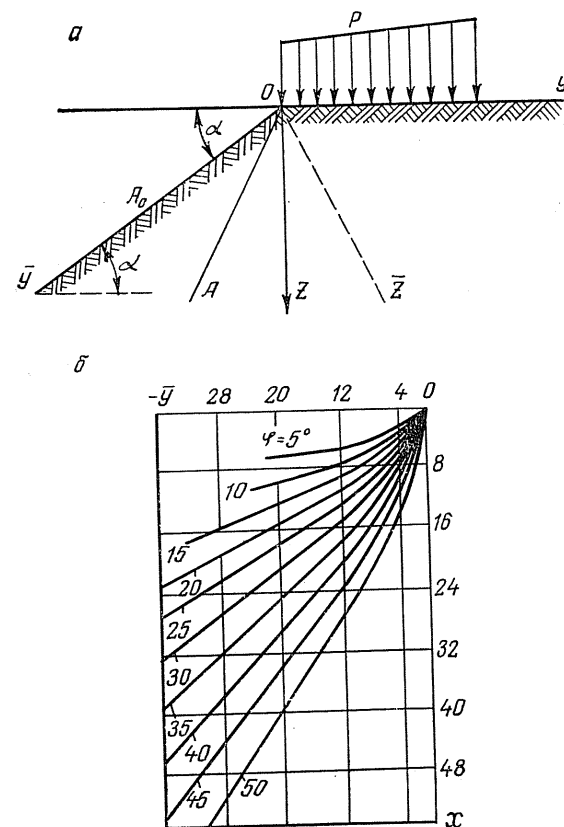


Рис. 4.18. Схема к определению предельного давления на поверхность плоского откоса (а) и форма очертания равноустойчивых откосов (б)

Значения безразмерного предельного давления $\bar{\sigma}_z$ на горизонтальную поверхность откоса

\bar{v}	$\bar{\sigma}_z$ при φ , град																																															
	10				20				30				40																																			
	при α , град			при α , град			при α , град			при α , град			при α , град			при α , град																																
	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20	0	10	20
0,0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	30,1	24,3	19,6	15,7	75,3	55,9	41,4	30,6	22,5																																		
0,5	9,02	7,90	17,9	14,8	12,0	43,0	32,6	24,4	18,1	139,0	94,0	62,6	41,3	27,1																																		
1,0	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	53,9	39,8	28,8	20,3	193,0	126,0	81,1	50,9	31,0																																		
1,5	10,2	8,62	23,1	18,2	14,1	64,0	46,5	32,8	22,3	242,0	157,0	98,5	59,8	34,7																																		
2,0	10,8	8,95	25,4	19,9	15,0	73,6	52,9	36,7	24,2	292,0	186,0	115,0	68,4	38,1																																		
2,5	11,3	9,28	27,7	21,4	16,8	82,9	59,0	40,4	26,0	339,0	215,0	132,0	76,7	41,3																																		
3,0	11,8	9,59	29,8	23,0	16,7	91,8	65,1	44,1	27,8	386,0	243,0	148,0	84,9	44,4																																		
3,5	12,3	9,89	31,9	24,4	17,5	101,0	71,0	47,6	29,4	432,0	271,0	164,0	93,0	47,5																																		
4,0	12,8	10,2	34,0	25,8	18,3	109,0	76,8	51,2	31,1	478,0	299,0	179,0	101,0	50,4																																		
4,5	13,2	10,5	36,0	27,2	19,1	118,0	82,6	54,7	32,7	523,0	327,0	195,0	109,0	53,3																																		
5,0	13,7	10,8	38,0	28,7	19,9	127,0	88,3	58,1	34,3	568,0	354,0	211,0	117,0	56,2																																		
5,5	14,1	11,0	39,9	20,0	20,6	135,0	94,0	61,6	35,8	613,0	381,0	226,0	125,0	59,0																																		
6,0	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	143,0	99,6	65,0	34,7	658,0	409,0	241,0	132,0	61,7																																		

Дальше строят очертание равноустойчивого откоса, начиная с его верхней кромки.

По В. В. Соколовскому, горизонтальная поверхность равноустойчивого откоса может нести равномерно распределенную нагрузку, равную

$$P_0 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} . \quad (4.41)$$

Если эту нагрузку рассматривать как давление слоя грунта, полагая, что $P_0 = \gamma h$, то получим высоту откоса

$$h = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma (1 - \sin \varphi)} , \quad (4.42)$$

а для идеально-связного грунта при $\varphi = 0$ будем иметь

$$h = \frac{2c}{\gamma} . \quad (4.43)$$

Метод Троицкой. Оценка устойчивости откосов по данному методу производится по условию предельного равновесия в следующем порядке.

По заданной высоте откоса H определяется напряжение сдвига:

$$\tau = \Delta h. \quad (4.44)$$

Для этого напряжения и грунта естественной влажности и плотности по экспериментальной кривой определяется угол внутреннего трения φ и сцепление c или угол сдвига ψ_p .

Находится величина заложения откоса из условий его устойчивости:

$$H = l \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma} = l \operatorname{tg} \varphi + H_0, \quad (4.45)$$

$$H = l \operatorname{tg} \psi_p, \quad (4.46)$$

где l — заложение откоса, m ; γ — объемный вес грунта, T/m^3 ; φ — угол внутреннего трения; c — сцепление грунта, T/m^2 .

Схема к расчету заложения откоса l представлена на рис. 4.19. Сначала выбирают систему координат, в которой за ось абсцисс принимают заложение откоса, а за ось ординат — его высоту. Начало координат помещается у бровки откоса. Далее по оси ординат откладывают отрезок OA , равный H_0 , а из точки A проводят прямую под углом φ_2 к горизонту до пересечения с прямой NN_1 , параллельной оси абсцисс и находящейся от нее на расстоянии H , т. е. высоты откоса. Таким образом получают точку B . Эту точку можно получить еще и так: из начала координат (точка O) проводят прямую под углом ψ_p к горизонту, причем величину H можно

определить по уравнению (4.46). Полученная линия AB является касательной к поверхности скольжения в точке B , а линия OB — хордой, стягивающей дугу кривой откоса между точками O и B .

Для построения линии, ограничивающей устойчивый откос, сложенный однородными грунтами в состоянии предельного равновесия, необходимо проделать описанное выше построение для нескольких промежутков. Например, если откос

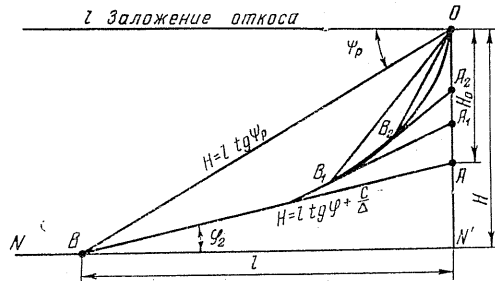


Рис. 4.19. Схема к расчету устойчивости откоса в однородной толще по методу Троицкой

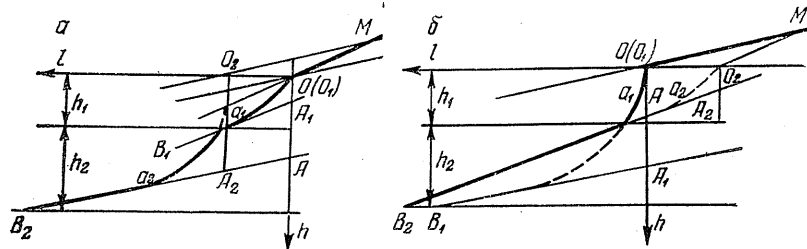


Рис. 4.20. Схемы к расчету устойчивости откоса в слоистой толще по методу Троицкой

имеет высоту 12 м, то, разделив его по вертикали на 5—6 частей H_1, H_2, H_3 и т. д., мы получим соответственно точки A_1, A_2, A_3 и т. д., а также точки B_1, B_2, B_3 и т. д. Соединив полученные точки B плавной линией, получим искомую кривую устойчивого откоса.

Если откос сложен из неоднородных грунтов, очертание устойчивого откоса находят графическим путем (рис. 4.20).

Построение ведется для каждого слоя в отдельности по методике, описанной выше, причем при построении кривой откоса в пределах верхнего слоя начало координат O_2 (рис. 4.20, а) должно соответствовать границе грунта верхнего слоя и совпадать с началом координат O на рис. 4.20, б слоистого массива. При построении кривой откоса для последующих слоев начало координат O_2 на чертеже, соответству-

ющем нижнему слою, должно смещаться вправо или влево от начала координат O вдоль оси l на такое расстояние, чтобы концы отрезков кривой в верхнем и нижнем слоях совместились. Это зависит от крутизны лежащего выше откоса. Если лежащий выше слой грунта имеет крутизну откоса, меньшую, чем лежащий ниже, то начало координат O_2 сместится влево, а если крутизна откоса, лежащего выше слоя, больше, чем слоя, лежащего ниже, то вправо (рис. 4.20, а, б).

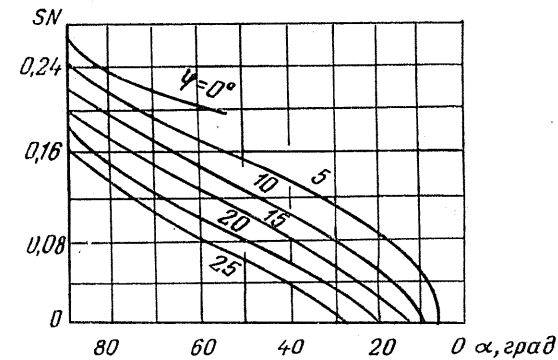


Рис. 4.21. График для расчета устойчивости склонов (по Маслову): SN — число устойчивости; α — угол наклона откоса к горизонту

Для предварительных расчетов устойчивости откосов насыпей и склонов может быть использован график Тейлора (рис. 4.21) [120]. По оси абсцисс отложен угол α наклона откоса к горизонту, по оси ординат — число устойчивости и на кривых — угол внутреннего трения. Зная угол заложения откоса и внутреннего трения, из рис. 4.21 находят значение числа устойчивости SN . Затем определяют коэффициент устойчивости по формуле

$$k = \frac{c}{SN\gamma H} \quad (4.47)$$

где c — сцепление грунта, T/m^2 ; SN — число устойчивости; γ — объемный вес грунта, T/m^3 ; H — высота насыпи, м.

Коэффициент устойчивости откосов можно определить по номограмме Е. К. Алаторцева (рис. 4.22). Для этого вначале необходимо вычислить отношение $\frac{c}{\gamma H}$, которое вместе с коэффициентом внутреннего трения откладывается на соответствующей шкале (при заданном e). Затем проводят горизонтальные линии до пересечения с наклонными, соответствующие коэффициенту заложения откоса m . Проектируя точки пересечения на горизонтальные шкалы K^{Φ} и K^c , получают составляющие коэффициенты

устойчивости, зависящие от трения и сцепления грунта. Сумма их равна коэффициенту устойчивости откоса.

Проблема расчета устойчивости откосов развивается в двух направлениях:

совершенствование инженерных методов расчета (круглоцилиндрические поверхности скольжения, сползание клина, учет фильтрационных сил и т. д.);

определение напряженно-деформированного состояния насыпей и откосов с учетом всего многообразия действующих сил и переменности характеристик грунта.

Наиболее перспективен второй путь развития, основанный на законах теории упругости и пластичности или на зако-

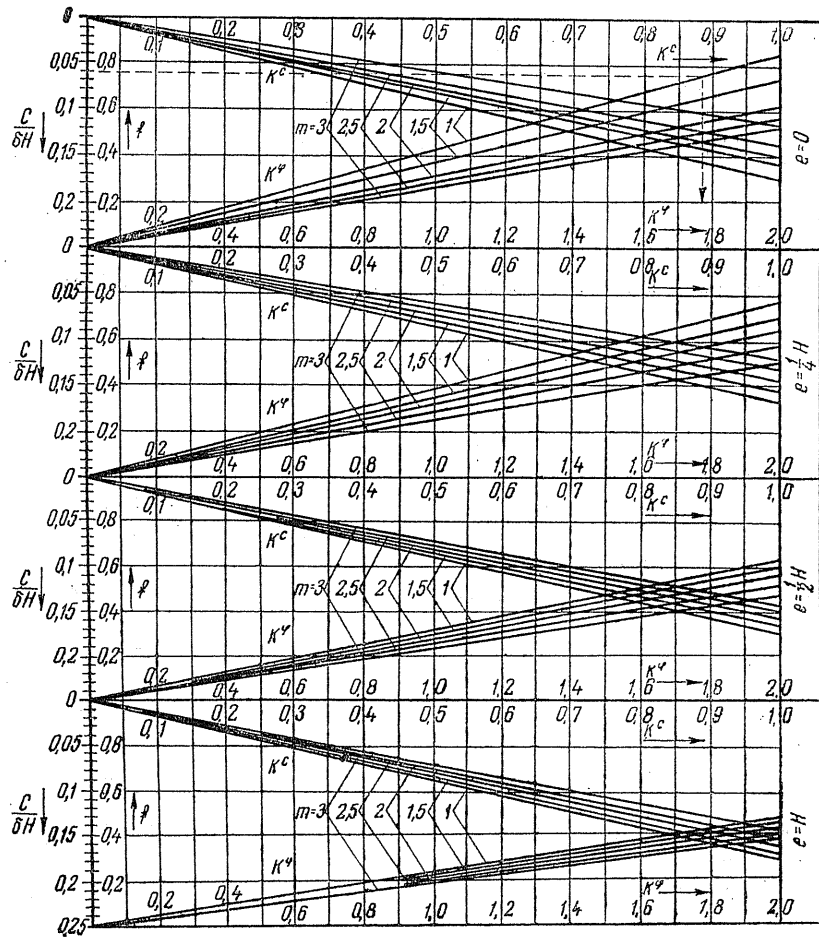


Рис. 4.22. Номограмма для определения устойчивости откосов

номерностях механики зернистой среды. Это направление в настоящее время успешно развивается как у нас в СССР (ВОДГЕО, ВНИИГ и др.), так и за рубежом (США, Канада).

Не менее важное значение при расчетах устойчивости имеет назначение расчетных характеристик грунтов с учетом его водно-теплового режима, напряженного состояния и времени, а также реологических свойств материалов.

Чтобы установить расчетные характеристики грунтов, оценить достоверность разработанных методов расчета устойчивости откосов, необходимо проводить обширные экспериментальные исследования и наблюдения за устойчивостью, деформациями и напряжениями, возникающими в сооружениях. Для проведения этих исследований должна применяться новейшая контрольно-измерительная аппаратура. Данные исследований могут быть с успехом применены для прогноза оползневых и других явлений в построенных и эксплуатируемых сооружениях.

4.3. УСТОЙЧИВОСТЬ НАСЫПЕЙ, ПОДТОПЛЯЕМЫХ ВОДОЙ

В подтопленной водой насыпи трение и сцепление грунта меньше, чем сухого, поэтому устойчивость части грунта, расположенной ниже поверхности депрессии, может значительно понизиться. Кроме того, при спаде воды в части насыпи, насыщенной водой, возникает сила гидравлического давления, которая направлена изнутри насыпи к откосам параллельно кривой депрессии. Эта сила называется сдвигающей.

При расчете подтопленных насыпей считается, что выше кривой депрессии грунт сухой, а ниже насыщен водой. Как и в случае незатопленной насыпи, строится кривая скольжения. Выделенный грунтовый массив разбивается вертикальными плоскостями на элементы одинаковой ширины (рис. 4.23). Линия депрессии MN проводится по прямой соответственно градиенту J от точки N, лежащей на пересечении оси насыпи с наивысшим уровнем воды у полотна. Далее вычисляется сумма сдвигающих и удерживающих сил отдельно для подтопленной и неподтопленной частей насыпи.

Момент сдвигающих сил (рис. 4.23) определяется по формуле

$$M_{сд} = R \left(\sum_1^n P_n \sin \alpha_n + \sum_1^n P_m \sin \alpha_m \right) + \sum_1^n D_m S_m, \quad (4.48)$$

где R — радиус кривой скольжения, который находится по рисунку, m; P_n — вес элементарной части грунта, расположенной выше линии депрессии, T; P_m — вес элементарной части

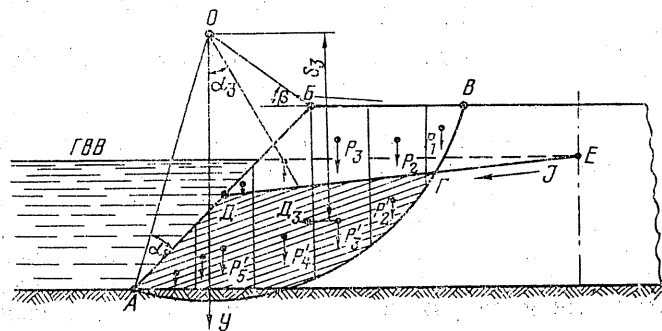


Рис. 4.23. Расчетная схема для определения коэффициента подтопленной насыпи

грунта, расположенной ниже линии депрессии, T ; α_n , α_m — угол, образуемый осью OY и радиусом, проходящим через точку пересечения направления силы P_n или P_m , с кривой скольжения, град; S_m — плечо гидродинамического давления относительно центра кривой скольжения для n -го элемента; D_m — гидродинамическое давление на элемент грунтового массива площадью F и длиной 1 м, равное

$$D_m = JF\gamma_B \quad (4.49)$$

(F — площадь водонасыщенной части сечения, m^2 ; γ_B — удельный вес воды, T/m^3 ; J — гидравлический градиент (средний уклон линии депрессии)).

В зависимости от типа грунта J имеет следующие значения: для песчаных крупнозернистых грунтов 0,003—0,006; песков 0,006—0,020; супесей 0,020—0,050; суглинков 0,050—0,100; глин 0,100—0,150; тяжелых глин 0,150—0,200; торфяных грунтов 0,020—0,120.

* Значение удерживающего момента определяется по формуле

$$M_{уд} = R(c_1 l_1 + c_2 l_2) + R \left(\sum_1^n P_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_1 + \sum_1^m P_m \cos \alpha_m \operatorname{tg} \varphi_2 \right), \quad (4.50)$$

где l_1 — длина линии скольжения в пределах $BГ$, м (рис. 4.23); l_2 — длина линии скольжения в пределах $АГ$, м; φ_1 , φ_2 — угол внутреннего трения соответственно для сухого грунта и грунта, насыщенного водой; c_1 , c_2 — соответственно сцепление сухого и насыщенного водой грунта.

Затем определяется коэффициент устойчивости выделенного массива грунта:

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{сд}}. \quad (4.51)$$

На практике учет гидродинамических сил уменьшает коэффициент устойчивости откоса на 5—10% по сравнению с устойчивостью неподтопленной насыпи.

4.4. УСТОЙЧИВОСТЬ НАСЫПИ НА КОСОГОРЕ

Насыпь, расположенная на косогоре (рис. 4.24), при неблагоприятных условиях может сместиться по наклонной плоскости. Для обеспечения ее устойчивости необходимо, чтобы выполнялось условие

$$Q \sin \alpha < Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + Lc, \quad (4.52)$$

где Q — вес насыпи; α — угол наклона местности (поперечный); L — ширина основания насыпи.

Коэффициент устойчивости насыпи от бокового сползания определяется по формуле

$$k = \frac{cL}{Q \sin \alpha} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad (4.53)$$

где c — сцепление грунта, T/m^2 ; φ — угол внутреннего трения, град.

При крутизне косогора меньше 1:5 ($\alpha < 10^\circ$) насыпь обычно устойчива. Если же крутизна косогора больше 1:5, то поверхность его сначала разделяется уступами шириной 1—2 м (рис. 4.24) с уклоном 20—40% и только после этого возводится насыпь.

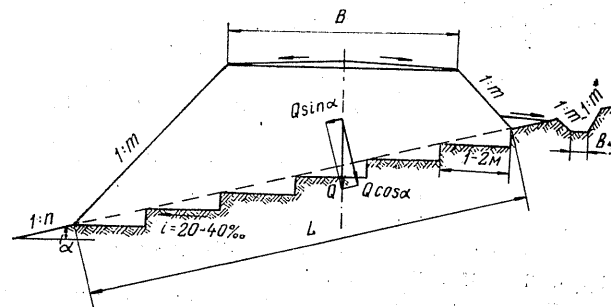


Рис. 4.24. Расчетная схема для определения коэффициента устойчивости насыпи на косогоре

4.5. УСТОЙЧИВОСТЬ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА НА СЛАБЫХ ОСНОВАНИЯХ

Земляное полотно, возведенное на слабых грунтах, дает просадку вследствие его деформации. Слабые грунты под насыпью могут сжиматься и уплотняться (рис. 4.25, а) или выжиматься в стороны (рис. 4.25, б).

Величина деформации, ее характер зависят от величины давления насыпи, т. е. от ее высоты, плотности грунта и веса одежды.

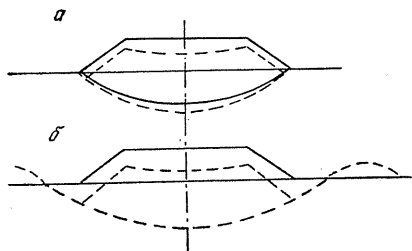


Рис. 4.25. Осадка насыпи: а — сжатие грунта основания; б — выжимание грунта из-под насыпи

Если давление не выходит из пределов фазы сжатия (I фаза), кривая зависимости осадки от величины приложенной нагрузки (рис. 4.26) в этой зоне указывает на явно выраженные уплотнение и сжатие грунта.

Если величина давления на грунт достигает второго (II фаза) участка кривой осадки, то в грунте могут произойти пластические деформации сдвига. При еще большем увеличении давления на грунт основания, например за счет увеличения высоты насыпи, может произойти выжимание грунта с образованием по бокам насыпи валов выпирания и значительной ее осадки.

Процесс выжимания грунта из-под насыпи зависит от толщины слоя слабого грунта. Если последняя составляет не менее 1,5 ширины основания насыпи, то в грунте основания образуются поверхности скольжения, по которым происходит выжимание грунта из-под насыпи.

Определение предельного давления на грунты, превышение которого вызовет их выжимание, можно производить по формуле Прандтля с поправкой Тейлора [8, 120]:

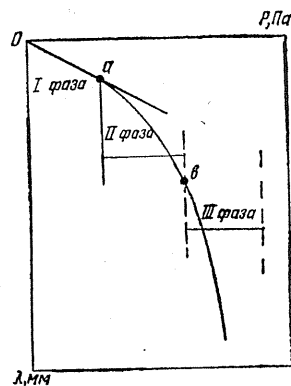


Рис. 4.26. Кривая зависимости осадки λ от величины приложенной нагрузки P

$$P_k = (\gamma H + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (4.54)$$

где γ — объемный вес грунта, T/m^3 ; H — глубина погружения насыпи в грунт (осадки), m ; c — сцепление грунта, T/m^2 ; φ — угол внутреннего трения.

В формуле Прандтля не учитывается влияние собственного веса грунта.

В. Г. Березанцев [5] предложил уточненную зависимость, дающую возможность учитывать влияние собственного веса грунта:

$$P_k = A_0 \gamma b + B_0 q + C_0 c, \quad (4.55)$$

где A_0 , B_0 , C_0 — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения (табл. 4.5); γ — объемный вес грунта, H/m^3 ; b — ширина загруженной полосы (прямоугольника с высотой, равновеликой площади поперечного сечения насыпи); q — боковая пригрузка; c — сцепление грунта.

Если же толщина слоя слабого грунта менее 1/2 ширины основания, то пластические деформации охватывают всю толщину слабого грунта и он выжимается из-под насыпи. В этом случае предельное давление на него можно определить по зависимости Л. К. Юргенсона [5]:

$$\tau_{\max} = \frac{2HP}{\pi b} \left\{ 2 \operatorname{arctg} \exp \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{x}{H} \right) - \operatorname{arctg} \exp \left[\frac{\pi}{2} \cdot \frac{(x+b)}{H} \right] - \operatorname{arctg} \exp \left[\frac{\pi}{2} \cdot \frac{(x-b)}{H} \right] \right\}, \quad (4.56)$$

где H — толщина слоя мягкого грунта, m ; b — полуширина насыпи по основанию, m ; p — удельное давление насыпи на грунт, Pa ; x — расстояние по горизонтали от оси насыпи, m .

Таблица 4.5

Значение коэффициентов A_0 , B_0 , C_0

φ , град	A_0	B_0	C_0	$\frac{L}{B}$	φ , град	A_0	B_0	C_0	$\frac{L}{B}$
16	1,7	4,4	11,7	1,6	30	10,8	19,3	31,5	2,6
18	2,3	5,3	13,2	1,7	32	14,3	24,7	38,0	2,8
20	3,0	6,5	15,1	1,9	34	19,8	32,6	47,0	3,1
22	3,8	8,0	17,2	2,0	36	26,2	41,5	55,7	3,3
24	4,9	9,8	19,8	2,1	38	34,7	54,8	70,0	3,5
26	6,8	12,3	23,2	2,3	40	50,1	72,0	84,7	3,9
28	8,0	15,0	25,8	2,5	—	—	—	—	—

Примечание. Отношение $\frac{L}{B}$ характеризует длину распространения валов выпирания грунта сбоку загруженной полосы.

В основу вывода этой формулы Л. К. Юргенсоном была положена задача расчета теории пластичности о сжатии тонкого слоя пластичного материала между двумя жесткими плитами (рис. 4.27, а).

Если деформации захватывают весь слой и начинается выжимание грунта в стороны, в этом случае максимальные касательные напряжения по формуле Л. К. Юргенсона равны сопротивлению сдвига, а вертикальное давление плит на грунт оказывается распределенным по эпюре, имеющей очертание

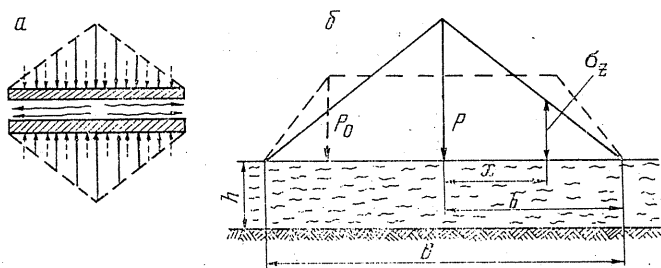


Рис. 4.27. Расчет устойчивости насыпи на слабом основании, подстилаемом жестким слоем ($\sigma_z = \frac{2c(b-x)}{H}$)

треугольника. Учитывая это, поперечный тангенциальный профиль насыпи можно условно заменить равновеликим треугольником (рис. 4.27, б). Выразим его высоту через давление P_{\max} . Тогда предельное значение P_{\max} , соответствующее полному развитию пластического течения в грунте, равно

$$P_{\max} = \frac{cB}{h}, \quad (4.57)$$

где c — сцепление грунта; B — ширина насыпи по низу; h — толщина слоя слабого грунта.

При толщине слоя слабого грунта от $\frac{B}{4}$ до $\frac{3B}{4}$ рекомендуется принимать $P_{\max} = 4c$ при любом способе отсыпки насыпи.

Теория Л. К. Юргенсона, обычно применяемая для расчета насыпей на болотах, является приближенной, потому что она не учитывает угол внутреннего трения грунта (торфа), хотя его значение может достигать 30° , а также сопротивление грунта (торфа) сдвигу в результате естественного уплотнения. По этой теории подошва насыпи во время осадки принимается горизонтальной, в то время как она имеет параболическое очертание.

Следует отметить и то, что при $\tau_{\max} < c$ пластические деформации не начнутся и слой испытывает только сжатие.

При $\tau_{\max} = c$ получаем максимально допустимое давление P_k . При $P_{\text{нас}} > P_k$ пластические деформации охватывают весь слой основания и грунт выжимается в стороны. Выжимание грунта будет происходить до тех пор, пока толщина слоя H не уменьшится настолько, что P_k станет равным $P_{\text{нас}}$.

Следовательно, условия устойчивости насыпей могут решаться применительно к рассмотренным выше трем фазам деформации (рис. 4.26):

- I — полное отсутствие сдвигов в основании;
- II — ограничение распространения сдвигов на заданной глубине;
- III — развитие сдвигов и образование поверхностей скольжения (предельное равновесие).

Для оценки устойчивости насыпи на слабых основаниях в качестве критерия принимается коэффициент устойчивости

$$k = \frac{P_{\text{нас}}}{P_k}, \quad (4.58)$$

где $P_{\text{нас}}$ — удельное давление насыпи на основание, Па; P_k — критическое удельное давление, при котором начинаются пластические деформации основания, Па.

Устойчивость насыпи из условия недопущения сдвигов в отдельных точках массива грунта будет обеспечена в том случае, когда главные касательные напряжения будут меньше, чем сопротивление грунта сдвигу, т. е.

$$\tau_{\max} < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (4.59)$$

Наибольшие касательные напряжения в любой точке грунта, подстилающего насыпь, можно определить из следующего выражения:

$$\tau_{\max} = \frac{PZ}{\pi a} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_1 - \alpha_3)^2}. \quad (4.60)$$

Здесь P — давление на грунт в средней части поперечного профиля насыпи, т. е. вес грунта насыпи ($P = \gamma H$), Па; γ — объемный вес грунта насыпи, $H/\text{м}^3$; H — высота насыпи, м; Z — глубина рассматриваемой точки, м; a — заложение откоса насыпи, м (рис. 4.28); α_1, α_2 — углы видимости, рад; R_1, R_2, R_3, R_4 — расстояния от рассматриваемой точки до подошвы насыпи, м (рис. 4.28).

Если рассматриваются точки на оси симметрии насыпи, то максимальные касательные напряжения могут быть найдены по упрощенной формуле

$$\tau_{\max} = \frac{2PZ}{\pi a} \ln^2 \frac{R_1}{R_2}. \quad (4.61)$$

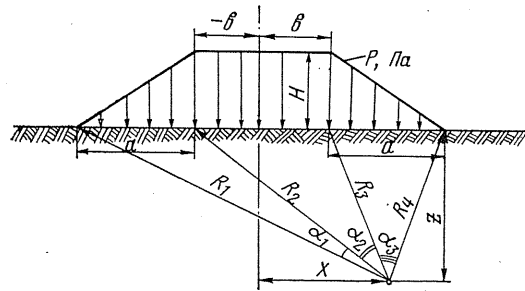


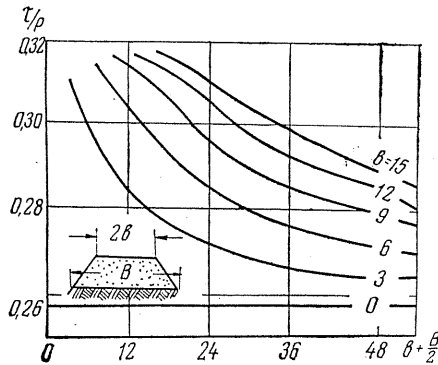
Рис. 4.28. Схемы к определению напряжений в грунтах основания насыпи

Зависимость между размерами насыпи (a и b) и максимальным касательным напряжением представлена на рис. 4.29, а значения τ_{\max} в грунтовых основаниях при различных эпохах распределения давления по ширине загруженной полосы приведены в табл. 4.6.

Из таблицы видно, что величина максимальных касательных напряжений колеблется в небольших пределах, поэтому можно считать, что при соблюдении условия $P \leq 3c$ насыпь устойчива против образования сдвигов в основании.

Коэффициент устойчивости основания насыпи против возникновения сдвигов в основании при отсутствии трения равен

$$k = \frac{c}{\tau_{\max}} \quad (4.62)$$



Для грунтов, которые обладают и трением, и сцеплением, коэффициент устойчивости должен определяться с учетом главных нормальных напряжений. Причем пре-

Рис. 4.29. График зависимости между величиной максимальных срезающих напряжений и размерами насыпей

дельно допустимое давление на грунт можно в данном случае определить по уравнению

$$P = \frac{\pi c \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (4.63)$$

Таблица 4.6

Значения максимальных касательных напряжений в грунтовых основаниях в зависимости от характера приложенной нагрузки

Характер приложенной нагрузки	Величина τ_{\max}	Глубина расположения точки с наибольшим напряжением
Бесконечная полоса шириной B при равномерном распределении нагрузки	$\frac{P_0}{\pi} = 0,318P$	$0,5B$
Нагрузка, распределенная по равнобедренному треугольнику с шириной по низу B и максимальной ординатой P_{\max}	$0,256P_{\max}$	$0,25B$
Нагрузка, распределенная по трапеции с шириной по верху $2b$: при подошве откоса $a=b$ при $a=2b$	$0,31P$ $0,30P$	$1,5a$ $0,36a$

Это уравнение впервые было получено Н. П. Пузыревским [96] и потом неоднократно подтверждалось Н. М. Герсевановым, Л. К. Юргенсоном, Фрелихом.

При проектировании земляного полотна на слабых основаниях возникает необходимость в проверке его устойчивости, которая оценивается коэффициентом безопасности. Коэффициент безопасности — это отношение величины безопасной нагрузки к проектной (расчетной):

$$k_{\text{без}} = \frac{P_{\text{без}}}{P_{\text{расч}}} \quad (4.64)$$

где $P_{\text{без}}$ — безопасная нагрузка, соответствующая максимальной нагрузке на поверхности толщи, при которой в рассматриваемой толще не возникают зоны предельного равновесия, $P_{\text{расч}}$ — нагрузка от веса насыпи, P_a .

Безопасную нагрузку определяют для каждого слоя толщи по формуле Н. Н. Маслова:

$$P_{\text{без}} = \frac{c_{\text{усл}}}{\beta} \quad (4.65)$$

или

$$P_{\text{без}} = \pi c, \quad (4.66)$$

где c — сцепление грунта, H/m^2 .

Действующую нагрузку насыпи рассчитывают в двух случаях:

1) когда темп отсыпки насыпи превышает скорость осадки. При быстрой отсыпке насыпи не успевает проявиться эф-

фект взвешивания нижней ее части, поэтому дается запас на осадку, тогда

$$P_{расч} = \gamma(H_{расч} + S), \quad (4.67)$$

где γ — объемный вес грунта насыпи, H/m^3 ; $H_{расч}$ — расчетная высота насыпи, m ; S — осадка насыпи, m ;

2) когда интенсивность отсыпки соответствует скорости осадки. При медленной отсыпке успевают проявиться эффект взвешивания, тогда

$$P_{расч} = \gamma(H_{расч} + H_{г.в}) + \gamma_{взв}(S - H_{г.в}), \quad (4.68)$$

где $H_{г.в}$ — расстояние от поверхности грунта до уровня грунтовых вод, m ; $\gamma_{взв}$ — объемный вес грунта насыпи ниже уровня грунтовых вод, H/m^3 .

Расчетная высота насыпи определяется по формуле [69]

$$H_{расч} = H + H_{в} + H_{п}, \quad (4.69)$$

где H — высота насыпи (рабочая отметка), m ; $H_{в}$ — толщина условного слоя грунта, заменяющего вес верхнего строения (для железных дорог принимается равной $0,7 m$); $H_{п}$ — толщина слоя грунта, эквивалентного по воздействию на подошву насыпи подвижной нагрузке, m :

$$H_{п} = \frac{P_{п}}{\gamma}, \quad (4.70)$$

где $P_{п}$ — величина расчетных напряжений в подошве насыпи от временной нагрузки, H/m^2 . При ширине земляного полотна $10 m$ величина $P_{п}$ принимается равной $12 \cdot 10^3 Pa$, при $12 m$ — 10^4 и при $15 m$ — $8 \cdot 10^3 Pa$.

Если в результате расчетов коэффициент устойчивости получается больше допустимого, то насыпь, возведенную на слабом основании, можно считать устойчивой; если $k_{уст}$ будет меньше единицы, то расчет необходимо провести по более строгим методам, учитывающим трение грунта, форму насыпи и мощность слабого слоя.

Эти параметры можно найти по методике, разработанной В. Д. Казарновским [37]. При определении безопасной нагрузки, по методике В. Д. Казарновского, вводится коэффициент β , учитывающий угол внутреннего трения, мощность сжимаемого слоя и форму эпюры загрузения:

$$P_{без} = \frac{c_{усл}}{\beta},$$

или

$$P_{без} = \frac{c_w + \gamma_t Z \operatorname{tg} \varphi_w}{\beta}, \quad (4.71)$$

где $c_{усл}$ — сопротивляемость сдвигу слоя грунта, определенная с помощью прибора лопастного типа в условиях природ-

ного залегания (если отсутствуют природные данные, то используют табличные [69]); β — некоторая функция проектного очертания насыпи, характеризуемого отношением $2a/b$ и относительной глубиной расположения слоя; c_w — сцепление на данном горизонте в рассматриваемый момент консолидации; γ_t — средневзвешенный объемный вес толщи (с учетом взвешивания), расположенной выше расчетного горизонта; Z — глубина рассматриваемой точки; φ_w — угол внутреннего трения в рассматриваемый момент консолидации на данном горизонте.

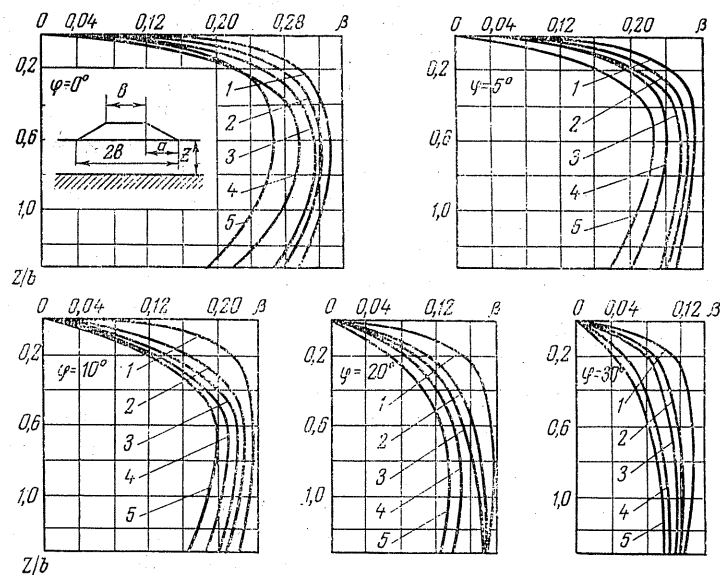


Рис. 4.30. Графики функции β при различных величинах φ : 1 — $\frac{2a}{b} = 0,2$; 2 — $0,6$; 3 — $1,0$; 4 — $3,0$; 5 — $10,0$; α — угол наклона откоса к горизонту

Значение функции β В. Д. Казарновский определяет с помощью ЭВМ и представляет в виде графиков, изображенных на рис. 4.30.

При насыпях высотой более $6 m$, а также при меньших насыпях в тех случаях, когда $k_{без}$, рассчитанный по формуле, близок к 1, устойчивость основания следует проверить по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения [69].

Из изложенного выше видно, что расчет устойчивости основания основан на теории предельного равновесия. Однако данные способы применимы для торфа высокой и средней степени разложения. Устойчивость может нарушиться в результате выдавливания грунта из-под насыпи, причем выпирание грунта происходит по некоторым сплошным линиям

(траекториям) в пределах призм выпирания, начинающихся под подошвой насыпи и выходящих на поверхность основания, т. е. сдвиг происходит одновременно как под подошвой насыпи, так и вне ее. Поэтому теория оценки устойчивости, основанная на развитии зон разрушения, в данном случае вполне может быть применимой. Эта теория является наиболее перспективной применительно к слабым грунтам, а также к торфу высокой и средней степени разложения.

Одним из методов расчета устойчивости насыпей, основанных на анализе зон разрушения, является метод, разработанный Союздорнии [66], который учитывает фактическую форму эпюры нагрузки (трапеция), ограниченность слабого слоя и т. д. В методе Союздорнии не допускается возникновения зоны разрушения, хотя величина ее и не может повлиять на устойчивость насыпи. До настоящего времени, однако, величина допустимой зоны разрушения применительно к основанию насыпи остается неисследованной. Совершенствование данного метода следует вести в направлении уточнения допустимых областей разрушения, учета трения по подошве насыпи. Благодаря наличию сил трения по контакту насыпи с основанием нагрузка, прикладываемая к нему, не вертикальна к горизонту, а наклонна, в связи с чем величина опасных касательных напряжений не обращается в 0, а поэтому и коэффициент безопасности будет иметь конечную величину [66].

Мало изучено влияние порового (гидродинамического) давления на устойчивость торфяного основания и особенно при недренирующей насыпи.

В существующих методах расчета устойчивости оснований не учитывается влияние искривленной поверхности подошвы насыпи, а также то, что напряженное состояние торфяного основания в процессе его осадки и под различными участками насыпи не остается постоянным.

Рассмотренные методы расчета устойчивости основания применимы в том случае, если основание сложено из торфа высокой и средней степени разложения, для торфа низкой степени разложения данные методы мало пригодны.

При возведении насыпи на торфе низкой степени разложения происходит уплотнение всего слоя торфа, находящегося под насыпью, причем боковые деформации почти отсутствуют и бокового выпирания почти не наблюдается. И только после значительного уплотнения торфа под насыпью может начаться процесс отдавливания уплотнившегося торфа за пределы подошвы насыпи, если нагрузка от веса насыпи будет такой, при которой возникающие касательные напряжения превышают сопротивление сдвигу. Для насыпей нормальной высоты процесс выдавливания при торфе низкой степени разложения может и не происходить, потому что первоначаль-

но торф уплотняется и имеет достаточное сопротивление сдвигу.

В связи с этим нужно исследовать, при какой степени уплотнения и разложения, водопроницаемости грунта, мощности слоя, условиях его дренирования и других торфяной грунт становится опасным с точки зрения возможности выдавливания. Не менее важной задачей является совершенствование методов определения параметров, необходимых при расчете устойчивости насыпей на слабых грунтах.

4.6. РАСЧЕТ ОСАДКИ НАСЫПИ

Величина осадки основания насыпи определяется как сумма вертикальной деформации по оси насыпи всей слабой толщи в пределах активной зоны. Существующие методы расчета осадки в большинстве основаны на результатах компрессионных испытаний, где в качестве показателей сжимаемости используется величина относительной деформации, или модуль осадки при сжатии грунта в компрессионном приборе e_p , мм/м, и величина коэффициента уплотнения, или сжимаемости a , см²/кг, определяемая через коэффициент пористости также по данным испытаний на компрессию.

Определение осадки основания насыпи по модулю осадки впервые введено Н. Н. Масловым:

для условий одномерной задачи

$$S = 0,001 \sum_1^n e_{pz} H_i; \quad (4.72)$$

для условий двумерной задачи

$$S = 0,001 \sum_1^n \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu} \left(e_{pz} - \frac{\mu}{1-\mu} e_{px} \right) H_i, \quad (4.73)$$

где S — осадка основания насыпи, м; e_{pz} — модуль осадки в вертикальном направлении при сжатии грунта в компрессионном приборе, мм/м; H_i — толщина расчетного слоя, м; μ — коэффициент Пуассона; e_{px} — модуль осадки в горизонтальном направлении при сжатии грунта в компрессионном приборе, мм/м.

При использовании коэффициента сжимаемости величина осадки основания насыпи определяется по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{a}{1 + \varepsilon_0} H P_z, \quad (4.74)$$

где $a = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}{P_z}$ — коэффициент сжимаемости (ε_0 — начальный ко-

эффицент пористости грунта; ε_p — коэффициент пористости грунта, соответствующий давлению P); P_z — среднее вертикальное нормальное напряжение для каждого слоя; H — мощность расчетного слоя, m .

По данным исследований Н. К. Фенина, Л. А. Каткевичюса [136], осадка торфа при равномерно распределенной широкополосной нагрузке составляет 20—45% от мощности сжимающего слоя, причем при интенсивности нагрузки $P < 6 \cdot 10^3 \text{ Н/м}^2$ осадка равна 10%, при $P = 6 \cdot 10^3 - 1,8 \cdot 10^3 - 10 - 15$, при $P = 1,8 \cdot 10^3 - 2,5 \cdot 10^3 - 15 - 25$ и при $P = 2,5 \cdot 10^3 - 5 \cdot 10^3 \text{ Н/м}^2$ осадка насыпи может достигнуть 25—32%.

В результате проведенных исследований П. А. Дрозд [27, 28] получил выражение для определения осадки насыпи в зависимости от плотности торфа и нагрузки:

$$S = \frac{BP}{E} t^n \omega_0 \sqrt{\frac{P_0}{P} \cdot 10^{b(P-P_0)}}, \quad (4.75)$$

где B — ширина полосовой нагрузки, cm ; P — удельная нагрузка на торф, $кГ/см^2$; E — модуль сжатия, $кГ/см^2$; ω_0 — коэффициент, определяемый по таблице М. И. Горбунова-Посадова; t — расчетное время действия нагрузки, $ч$; n , b — эмпирические коэффициенты; P_0 — предел пропорциональности для торфа, $кГ/см^2$.

По формуле (4.75) расчет осадки ведется по средневзвешенному значению плотности торфа.

Исследования, проведенные в Калининском политехническом институте [40], показали, что свойства торфа можно определять по модулю компрессии с использованием следующего выражения:

$$\varepsilon = \varepsilon_H - \frac{\sqrt[3]{P + \sigma_0} - \sqrt[3]{\sigma_0}}{\sqrt[3]{c}}. \quad (4.76)$$

Здесь ε_H — начальный коэффициент пористости; P — удельная нагрузка, $кГ/см^2$; σ_0 — параметр, связанный с началом отсчета координат ($\sigma_0 = 0,1 \text{ кГ/см}^2$ для всех видов торфа); c — модуль компрессии, $кГ/см^2$.

Физический смысл модуля компрессии можно представить как удельную нагрузку, вызывающую изменение пористости на единицу. В результате статистической обработки компрессионных кривых, построенных для различного состава и разложения торфа, сотрудниками Калининского политехнического института [40] получены корреляционные уравнения для определения модуля компрессии (табл. 4.7).

Из таблицы видно, что значение модуля компрессии можно определить в зависимости от начального коэффициента пористости.

Таблица 4.7

Определение модуля компрессии

Разложение торфа, %	Корреляционные уравнения	Изменение коэффициента пористости ε_H
15—20	$\sqrt[3]{c} = \frac{0,034(34 - \varepsilon_H)}{\varepsilon_H - 3,08}$	6,5—22
20—30	$\sqrt[3]{c} = \frac{0,033(34 - \varepsilon_H)}{\varepsilon_H - 3,63}$	6,5—22
30—45	$\sqrt[3]{c} = \frac{0,033(34 - \varepsilon_H)}{\varepsilon_H - 4,3}$	5,5—22

Уравнение (4.76) справедливо в диапазоне от 0 до 1 $кГ/см^2$. Прогноз осадки во времени, по рекомендации Союздорнии [69], можно определить по формуле

$$T = \frac{1,13H_\Phi^2}{c_K}, \quad (4.77)$$

где H_Φ — максимальный путь фильтрации воды из уплотняемого слоя, cm ; c_K — коэффициент консолидации, определяемый экспериментально в лабораторных условиях.

Величина осадки на любой момент времени T устанавливается из выражения

$$S_T = S_K k_B, \quad (4.78)$$

где S_K — конечная осадка; k_B — коэффициент времени, определяемый по таблицам в зависимости от параметра

$$N = \frac{\pi^2 c_K}{4H_\Phi^2} T. \quad (4.79)$$

В настоящее время определение допустимой величины и интенсивности осадки после сооружения дорожной конструкции производится исходя из требования достижения 80—90% консолидации. Для выполнения этого условия необходимы дополнительные затраты и увеличенные сроки строительства, что не всегда является обоснованным с точки зрения нормальных условий эксплуатации дорог. В связи с этим исключительное значение приобретает проблема прогноза хода осадки во времени.

В Белорусском технологическом институте имени С. М. Кирова И. И. Леоновичем и Т. К. Богданович разработана методика определения интенсивности осадки во времени с помощью установки ЭГДА [55].

При разработке схемы экспериментальной установки для определения интенсивности осадки по методу ЭГДА принято следующее допущение: нагрузка передается не только на скелет грунта, но и на воду, заключенную в его порах, благодаря чему вода перемещается из мест, имеющих повышенный гидростатический напор, в места с пониженным давлением. Это перемещение происходит по соответствующим линиям тока. Объем воды, выжатый весом насыпи, соответствует величине осадки основания по оси насыпи. Следовательно, исследование с помощью ЭГДА сводилось к воспроизведению

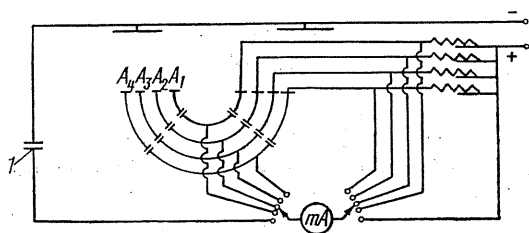


Рис. 4.31. Схема электрической модели для определения скорости осадки: 1 — призматический стандарт

движения воды в грунты под насыпью и измерению количества вытесненной воды.

Для простоты расчета посредством гидроэлектрических аналогий определение расхода воды в случае плоской задачи производится для модели, представляющей собой призму из грунта с такими коэффициентами фильтрации и размерами, чтобы общий фильтрационный расход воды при заданном напоре на погонную единицу был одинаков как для этой призмы, так и для сооружения в натуре.

В качестве моделирующей среды применяется электропроводная бумага с коэффициентом электропроводности, пропорциональным коэффициенту фильтрации грунта, на котором возведено земляное полотно. Электрическая схема модели для определения скорости осадки методом ЭГДА изображена на рис. 4.31.

Расход воды определяли следующим образом: через токопроводящую бумагу пропускали постоянный ток с помощью особых шин, которые имитировали распределение напряжений в основании насыпи. За основу модели брали графики распределения напряжений в толще подстилающего грунта, один из которых представлен на рис. 4.32. На кривые распределения напряжений наклеивали полоски медной фольги. При подаче на шины различных приведенных потенциалов, например 0,9; 0,8; 0,7; 0,6; 0,5 и т. д. (закон изменения потенциалов связан с изменением напряжения по глубине основания), по-

лучали движение электрического тока от шин с большим потенциалом к шинам с меньшим по соответствующим силовым линиям. Эти силовые линии имеют то же направление, что и линии тока при выжимании воды из грунтовой толщи. Силовые электрические линии замыкаются на сборных шинах с отрицательным потенциалом, принятым эквивалентным нулевому напряжению.

По данной модели определялись величины, необходимые для расчета осадки основания под воздействием насыпи земляного полотна, которые затем подставлялись в формулу для определения скорости осадки:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{U_0 P k b_0}{U_1 l_0 i_0 m} \sum_i^n \frac{i_i}{b_i}, \quad (4.80)$$

где U_0 — напряжение в призматическом стандарте; P — удельное давление насыпи; k — коэффициент фильтрации; b_0 — длина шины стандарта; U_1 — напряжение на 2-й шине; l_0 — длина пути фильтрации; m — масштаб модели; i_i — сила тока в шинах; b_i — длина шин.

Зная скорость осадки, можно определить ее величину во времени по формуле

$$S_t = S_{\max} \left[1 - \exp \left(- \frac{vt}{S_{\max}} \right) \right], \quad (4.81)$$

где S_{\max} — стабилизированная осадка основания, м; t — время, лет; v — скорость осадки, найденная моделированием на установке ЭГДА.

Значения осадок во времени для коэффициентов фильтрации $k = 0,8 \cdot 10^{-3}$; $2 \cdot 10^{-3}$; $4 \cdot 10^{-3}$; $5 \cdot 10^{-3}$; $0,015$ см/с, опреде-

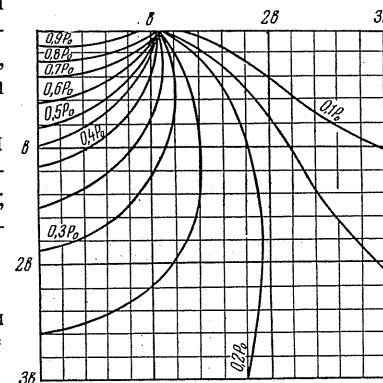


Рис. 4.32. График значений Σ при $V=10$ м; $H=8$ м; $h=2,5$ м; $P=0,520$ кг/см²

ленные с помощью ЭГДА, приведены в табл. 4.8—4.23, причем стабилизированная осадка S_{\max} принималась в процентах от мощности сжимаемого слоя в зависимости от величины прилагаемой нагрузки (данные Т. К. Богданович).

Приведенный прогноз осадки во времени позволяет более рационально подойти к выбору конструкции, назначению тех-

Таблица 4.8

Значения S_t при $B=13$ м, $H=2$ м, $h=1,5$ м, $P=0,375$ кг/см²

k , см/с	t , лет	S_t , см	k , см/с	t , лет	S_t , см
$S_t=60[1-\exp(-0,478t)]$			$S_t=60[1-\exp(-2,383t)]$		
0,8·10 ⁻³	1	22,80	4·10 ⁻³	0,5	41,76
	2	36,90		1	44,95
	3	45,70		2	59,49
	4	51,10		3	59,95
	5	54,50	4	59,95	
	6	56,59	$S_t=60[1-\exp(-2,998t)]$		
	7	57,88	5·10 ⁻³	0,5	46,53
	8	58,69		1	56,98
	9	59,19		2	59,85
10	59,59	3		59,99	
15	59,95	$S_t=60[1-\exp(-8,966t)]$			
20	59,99	2·10 ⁻³	0,083	31,48	
$S_t=60[1-\exp(-1,196t)]$			0,166	46,45	
0,5	26,97		0,25	53,61	
1	41,84		0,50	59,32	
2	54,50		0,83	59,96	
3	58,33		1,00	59,96	
4	59,50				
5	59,85				
6	59,95				
7	59,98				
8	59,99				

Таблица 4.9

Значения S_t при $B=14$ м, $H=4$ м, $h=2$ м, $P=0,440$ кг/см²

k , см/с	t , лет	S_t , см	k , см/с	t , лет	S_t , см
$S_t=120[1-\exp(-0,107t)]$			$S_t=120[1-\exp(-0,258t)]$		
0,8·10 ⁻³	1	12,18	2·10 ⁻³	1	28,21
	3	32,95		2	49,79
	5	49,72		3	66,29
	7	63,25		4	78,92
	10	78,84		5	88,58
	12	86,77		6	101,61
	15	95,89		9	109,24
	20	105,88		10	111,77
	40	118,34		12	115,19
	60	119,80		15	117,84
	80	119,98		25	119,43
	90	119,99		30	119,96
				35	119,99

Продолжение табл. 4.9

k , см/с	t , лет	S_t , см	k , см/с	t , лет	S_t , см	
$S_t=120[1-\exp(-0,537t)]$			$S_t=120[1-\exp(-0,671t)]$			
4·10 ⁻³	1	56,53	5·10 ⁻³	1	58,66	
	2	79,00		2	88,64	
	3	96,04		3	103,97	
	4	105,99		4	111,80	
	5	111,81		5	115,81	
	6	115,20		6	117,86	
	7	117,20		7	118,90	
	8	118,36		8	119,44	
	9	119,04		9	119,71	
	10	119,44		10	119,85	
	12	119,81		14	119,99	
	14	119,93		$S_t=120[1-\exp(-1,958t)]$		
	15	119,96		0,015	0,5	74,92
	16	119,98		1	103,06	
	17	119,99	2	117,61		
			3	119,66		
			4	119,95		
		5	119,99			

Таблица 4.10

Значения S_t при $B=15$ м, $H=6$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см²

k , см/с	t , лет	S_t , см	k , см/с	t , лет	S_t , см	
$S_t=192[1-\exp(-0,109t)]$			$S_t=192[1-\exp(-0,683t)]$			
0,8·10 ⁻³	1	19,83	4·10 ⁻³	5	179,35	
	3	53,55		7	187,74	
	6	92,17		9	190,56	
	8	111,72		11	191,52	
	10	127,44		13	191,84	
	15	154,57		15	191,94	
	20	166,48		18	191,99	
	50	191,17		$S_t=192[1-\exp(-2,049t)]$		
	90	191,99	0,5	123,04		
	$S_t=192[1-\exp(-0,237t)]$			1	167,26	
2·10 ⁻³	1	45,87	3	185,69		
	3	106,35	5	190,39		
	6	154,68	7	191,59		
	8	170,38	9	191,79		
	10	179,48	10	191,97		
	15	188,80	13	191,97		
	20	191,18	14	191,99		
	30	191,95	$S_t=192[1-\exp(-0,544t)]$			
	4·10 ⁻³	1	80,56	0,015	0,5	167,26
		3	89,95		1	188,81
			2		191,59	
			3	191,95		
			4	191,95		

Таблица 4.11

Значения S_t при $B=15$ м, $H=8$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см²

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=256[1-\exp(-0,072t)]$			$4 \cdot 10^{-3}$	6	226,30	
$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	17,78		8	241,51	
	3	49,73		10	248,93	
	6	89,80		15	254,83	
	8	112,09		20	255,80	
	10	131,39		25	255,97	
	15	169,06		27	255,99	
	20	195,34		$S_t=256[1-\exp(-0,45t)]$		
	50	249,00		$5 \cdot 10^{-3}$	1	92,77
	100	255,80			3	189,63
	130	255,99	6		238,79	
$S_t=256[1-\exp(-0,18t)]$			8		249,00	
$2 \cdot 10^{-3}$	1	42,17	10		253,15	
	3	105,32	15	255,70		
	6	169,06	20	255,97		
	8	195,34	$S_t=256[1-\exp(-1,351t)]$			
	10	213,68	$0,015$	1	189,70	
	15	238,79		2	238,83	
	20	249,00		3	251,55	
	30	254,84		4	254,85	
50	255,97	5		255,70		
55	255,99	6		255,92		
7	255,99	$S_t=120[1-\exp(-0,167t)]$				
$S_t=256[1-\exp(-0,359t)]$			$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	18,46	
$4 \cdot 10^{-3}$	1	77,22		3	47,29	
	3	168,80		5	67,93	
	$S_t=120[1-\exp(-2,079t)]$			7	82,72	
$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$				10	97,41	
$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$				13	106,3	
$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$				15	110,20	
$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$			20	115,75		
$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$			50	119,97		
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$			
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			$5 \cdot 10^{-3}$	0,5	87,39	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				1	111,15	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				2	119,35	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				3	119,95	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			$2 \cdot 10^{-3}$	0,083	57,29	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				0,166	87,23	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				0,25	103,01	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				0,5	117,59	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				0,83	119,82	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				1,0	119,99	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$				$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		

Таблица 4.12

Значения S_t при $B=11$ м, $H=2$ м, $h=1,5$ м, $P=0,375$ кг/см²

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=60[1-\exp(-0,507t)]$			$2 \cdot 10^{-3}$	1	43,13
$0,8 \cdot 10^{-3}$	3	46,89		2	58,25
	6	57,13		3	58,67
	8	58,96		4	59,62
	10	59,62		5	59,89
	13	59,92		6	59,97
	15	59,97		7	59,99
	18	59,99		$S_t=60[1-\exp(-1,269t)]$	
	$S_t=60[1-\exp(-0,507t)]$			$S_t=60[1-\exp(-1,269t)]$	

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=60[1-\exp(-2,53t)]$			$S_t=60[1-\exp(-9,519t)]$			
$4 \cdot 10^{-3}$	0,5	43,06	$0,015$	0,083	32,77	
	1	55,22		0,166	47,64	
	2	59,61		0,25	54,44	
	3	59,97		0,5	59,48	
$S_t=60[1-\exp(-3,173t)]$				0,83	59,98	
$5 \cdot 10^{-3}$	0,5	47,71		1,0	59,99	
	1	57,49		$S_t=60[1-\exp(-3,173t)]$		
	2	59,89		$S_t=60[1-\exp(-3,173t)]$		
	3	59,99		$S_t=60[1-\exp(-3,173t)]$		

Таблица 4.13

Значения S_t при $B=12$ м, $H=4$ м, $h=2$ м, $P=0,440$ кг/см²

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=120[1-\exp(-0,167t)]$			$S_t=120[1-\exp(-2,079t)]$			
$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	18,46	$4 \cdot 10^{-3}$	0,5	77,54	
	3	47,29		1	104,99	
	5	67,93		2	118,12	
	7	82,72		3	119,76	
	10	97,41		4	119,97	
	13	106,3	5	119,99		
	15	110,20	$S_t=120[1-\exp(-2,607t)]$			
	20	115,75	$5 \cdot 10^{-3}$	0,5	87,39	
	50	119,97		1	111,15	
	$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			2	119,35	
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			3	119,95		
$S_t=120[1-\exp(-1,042t)]$			$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$			
$2 \cdot 10^{-3}$	1	77,67	$0,015$	0,083	57,29	
	2	105,07		0,166	87,23	
	3	114,73		0,25	103,01	
	4	118,14		0,5	117,59	
	5	119,34		0,83	119,82	
	6	119,77		1,0	119,99	
	7	119,92		$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		
	8	119,97		$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		
	9	119,99		$S_t=120[1-\exp(-7,821t)]$		

Таблица 4.14

Значения S_t при $B=13$ м, $H=6$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см²

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=192 [1 - \exp(-0,128t)]$			$S_t=129 [1 - \exp(-0,802t)]$		
0,8·10 ⁻³	1	23,07	4·10 ⁻³	4	177,09
	3	61,22		5	184,13
	5	90,76		6	187,85
	7	113,62		7	189,81
	10	138,62		9	191,39
	15	163,85		10	191,68
	20	177,16		11	191,83
	50	191,68		12	191,91
	70	191,97		15	191,99
	75	191,99			
$S_t=192 [1 - \exp(-0,32t)]$			$S_t=129 [1 - \exp(-0,802t)]$		
2·10 ⁻³	1	52,58	5·10 ⁻³	1	105,9
	3	118,48		3	174,69
	5	153,23		4	184,24
	7	171,56		5	188,52
	10	184,17		6	190,44
	15	190,42		7	191,30
	20	191,68		8	191,69
	30	191,99		9	191,86
				10	191,94
	$S_t=192 [1 - \exp(-0,639t)]$			$S_t=192 [1 - \exp(-2,407t)]$	
4·10 ⁻³	1	90,66	0,015	0,5	134,34
	2	138,51		1	174,70
	3	163,77		2	190,44
				3	191,86
			4	191,99	

Таблица 4.15

Значения S_t при $B=13$ м, $H=8$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см³

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=256 [1 - \exp(-0,095t)]$			$S_t=256 [1 - \exp(-0,238t)]$		
0,8·10 ⁻³	1	23,20	2·10 ⁻³	0,5	28,72
	3	63,48		1	54,22
	5	96,80		2	96,96
	7	124,35		3	130,64
	10	156,99		4	157,19
	15	194,43		5	178,12
	20	217,71		10	232,31
	50	253,78		15	248,79
	80	255,87		20	253,81
	100	255,99		40	255,98

Продолжение табл. 4.15

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=256 [1 - \exp(-0,474t)]$			$S_t=256 [1 - \exp(-1,786t)]$		
4·10 ⁻³	1	96,64	5·10 ⁻³	4	232,31
	2	194,24		5	242,93
	5	232,07		10	255,33
	7	246,73		15	255,96
	10	253,76		16	255,99
	15	255,79			
	20	255,99			
$S_t=256 [1 - \exp(-0,595t)]$			$S_t=256 [1 - \exp(-1,786t)]$		
5·10 ⁻³	1	114,80	0,015	1	213,09
	2	178,12		2	248,81
	3	213,04		3	254,79
		4		255,80	
		5		255,97	
		6		255,99	

Таблица 4.16

Значения S_t при $B=8,5$ м, $H=2$ м, $h=1,5$ м, $P=0,375$ кг/см²

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=60 [1 - \exp(-0,589t)]$			$S_t=60 [1 - \exp(-2,94t)]$			
0,8·10 ⁻³	1	26,71	4·10 ⁻³	0,25	31,23	
	2	41,53		0,5	40,84	
	3	49,75		1	56,83	
	4	54,31		2	59,83	
	5	56,84	3	59,99		
	6	58,25	$S_t=60 [1 - \exp(-3,686t)]$			
	7	50,03		0,25	36,11	
	8	59,46		0,5	50,50	
	9	59,70	5·10 ⁻³	1	58,49	
	10	59,83		2	59,96	
	15	59,98		$S_t=60 [1 - \exp(-11,061t)]$		
	16	59,99	2·10 ⁻³	0,083	36,04	
	$S_t=60 [1 - \exp(-1,474t)]$			0,166	50,43	
		1		46,26	0,25	56,22
		2		56,85	0,5	59,76
		3		59,29	0,83	59,99
	4	59,83				
	5	59,96				
	6	59,99				

Таблица 4.17

Значения S_t при $B=9,5$ м, $H=4$ м, $h=2$ м, $P=0,440$ кг/см²

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$S_t=120[1 - \exp(-0,264t)]$			$4 \cdot 10^{-3}$	4	119,38
$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	27,84		5	119,83
	3	65,65		6	119,95
	5	87,94		7	119,99
	7	101,09	$S_t=120[1 - \exp(-1,652t)]$		
	10	111,44	$5 \cdot 10^{-3}$	0,5	67,46
	15	117,71		1	96,99
20	119,39	2		115,59	
30	119,96	3		119,15	
$S_t=120[1 - \exp(-0,661t)]$				4	119,84
$2 \cdot 10^{-3}$	1	58,04		5	119,97
	3	103,48	6	119,99	
	5	115,59	$S_t=120[1 - \exp(-4,957t)]$		
	7	118,82	$0,015$	0,083	40,44
	10	119,84		0,166	67,25
	12	119,96		0,25	85,34
15	119,99	0,5		109,93	
$S_t=120[1 - \exp(-1,317t)]$				0,83	118,04
$4 \cdot 10^{-3}$	0,5	57,85		1,00	119,15
	1	87,84	1,50	119,93	
	2	111,38	2,0	119,99	
	3	117,69			

Таблица 4.18

Значения S_t при $B=10,5$ м, $H=6$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см²

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$S_t=192[1 - \exp(-0,0086t)]$			$2 \cdot 10^{-3}$	1	37,45
$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	15,82		3	91,87
	3	43,66		5	127,12
	5	67,10		7	149,96
	6	86,84		10	170,08
	10	110,75		15	184,59
	15	138,15		20	189,50
	20	157,62		30	191,71
	30	177,55		40	191,99
	50	189,39			
	80	191,80			
100	191,96				

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$S_t=192[1 - \exp(-0,433t)]$			$5 \cdot 10^{-3}$	7	187,71
$4 \cdot 10^{-3}$	1	67,48		10	191,25
	3	139,62		15	191,94
	5	169,97		$S_t=192[1 - \exp(-1,629t)]$	
	7	182,73	$0,015$	0,5	106,93
	10	189,47		1	154,34
	15	191,71		2	184,61
20	191,97	3		190,55	
$S_t=192[1 - \exp(-1,543t)]$				4	191,71
$5 \cdot 10^{-3}$	1	80,45		5	191,94
	3	89,64	6	191,99	
	5	179,29			

Таблица 4.19

Значения S_t при $B=10,5$ м, $H=8$ м, $h=2,5$ м, $P=0,520$ кг/см²

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$S_t=256[1 - \exp(-0,054t)]$			$2 \cdot 10^{-3}$	7	156,50
$0,8 \cdot 10^{-3}$	1	13,45		10	189,63
	3	38,29		15	222,21
	5	60,57		20	238,79
	10	106,82		50	255,70
	15	142,11		70	255,98
	20	169,06		$S_t=256[1 - \exp(-0,27t)]$	
	30	205,34	$4 \cdot 10^{-3}$	0,5	32,33
	50	238,79		1	60,57
	70	250,16		2	106,82
	100	254,84		3	142,11
150	255,92	5		189,63	
		7		217,32	
$S_t=256[1 - \exp(-0,135t)]$			$2 \cdot 10^{-3}$	10	238,79
$2 \cdot 10^{-3}$	1	32,33		15	251,54
	2	60,57		20	254,84
	3	85,25		30	255,92
	4	106,82			
	5	125,65			
	6	142,11			

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=256 [1 - \exp(-0,339t)]$			$S_t=256 [1 - \exp(-1,018t)]$		
5.10 ⁻³	0,5	39,80	0,015	0,5	102,11
	1	73,60		1	163,50
	2	126,05		2	222,58
	3	163,41		3	243,92
	4	190,03		4	251,64
	5	208,99		5	254,42
	6	222,51		6	255,43
	7	232,14		7	255,79
	8	239,00		8	255,92
	9	243,89		9	255,97
	10	247,37			
	15	254,41			
	20	255,71			
	25	255,95			

Таблица 4.20

Значения S_t при $B=8 \text{ м}$, $H=2 \text{ м}$, $h=1,5 \text{ м}$, $P=0,375 \text{ кг/см}^2$

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=60 [1 - \exp(-0,657t)]$			$S_t=60 [1 - \exp(-3,276t)]$			
0,8.10 ⁻³	1	28,90	4.10 ⁻³	0,25	33,55	
	2	43,87		0,5	48,34	
	3	51,64		0,83	56,04	
	4	55,67		1,0	57,73	
	5	57,75		1,5	59,56	
	6	58,83		2,0	59,91	
	7	59,40		2,5	59,98	
	8	59,69				
	9	59,84				
	10	59,91				
	12	59,98				
	15	59,99				
$S_t=60 [1 - \exp(-1,643t)]$			$S_t=60 [1 - \exp(-4,108t)]$			
2.10 ⁻³	0,5	33,60	5.10 ⁻³	0,25	38,51	
	1	48,40		0,5	52,31	
	2	57,75		0,83	58,01	
	3	59,56		1,0	59,01	
	4	59,92		1,5	59,87	
	5	59,98		2,0	59,99	
	6	59,99				
$S_t=60 [1 - \exp(-12,324t)]$			$S_t=60 [1 - \exp(-12,324t)]$			
			0,083	38,41		
			0,166	52,24		
			0,25	57,24		
			0,5	59,87		
			0,83	59,99		

Таблица 4.21

Значения S_t при $B=9 \text{ м}$, $H=4 \text{ м}$, $h=2 \text{ м}$, $P=0,440 \text{ кг/см}^2$

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	
$S_t=120 [1 - \exp(-0,28t)]$			$S_t=120 [1 - \exp(-1,396t)]$			
0,8.10 ⁻³	1	29,31	4.10 ⁻³	0,5	60,29	
	3	68,19		1	90,20	
	5	90,41		2	112,64	
	7	103,10		3	118,18	
	10	112,70		4	119,55	
	12	115,83		5	119,89	
	15	118,20		6	119,97	
	20	119,56		7	119,99	
	25	119,89				
	30	119,97				
35	119,99					
$S_t=120 [1 - \exp(-0,7t)]$			$S_t=120 [1 - \exp(-1,751t)]$			
2.10 ⁻³	1	60,41	5.10 ⁻³	0,5	69,98	
	2	90,41		1	99,17	
	3	105,30		2	116,38	
	4	112,70		3	119,25	
	5	116,38		4	119,89	
	6	118,20		5	119,98	
	7	119,11				
	8	119,56				
	9	119,78				
	10	119,89				
14	119,99					
$S_t=120 [1 - \exp(-5,253t)]$			$S_t=120 [1 - \exp(-5,253t)]$			
			0,083	42,25		
			0,116	69,78		
			0,25	87,72		
			0,5	111,31		
			0,83	118,46		
			1,0	119,37		
			1,5	119,95		
			2,0	119,99		

Таблица 4.22

Значения S_t при $B=10 \text{ м}$, $H=6 \text{ м}$, $h=2,5 \text{ м}$, $P=0,520 \text{ кг/см}^2$

$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$	$k, \text{см/с}$	$t, \text{лет}$	$S_t, \text{см}$
$S_t=192 [1 - \exp(-0,098t)]$			$S_t=192 [1 - \exp(-0,245t)]$		
0,8.10 ⁻³	1	17,92	2.10 ⁻³	1	41,72
	3	48,91		3	99,93
	5	74,37		5	135,60
	7	95,31		7	157,45
	10	119,94		10	175,43
	15	147,85		12	181,85
	20	164,95		15	187,13
	40	188,19		20	190,57
	60	191,46		25	191,58
	80	191,92		30	191,88
100	191,99	40	191,99		

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$4 \cdot 10^{-3}$	$S_t=192 [1 - \exp(-0,488t)]$		$5 \cdot 10^{-3}$	7	189,37
	1	74,14		8	190,57
	3	147,59		9	191,22
	5	175,26		10	191,58
	7	185,69		12	191,88
	10	190,54		15	191,99
	12	191,45		$S_t=192 [1 - \exp(-1,839t)]$	
	15	191,87		0,5	115,41
	20	191,99		1	161,47
	$5 \cdot 10^{-3}$	$S_t=192 [1 - \exp(-0,613t)]$		0,015	2
1		87,99	3		191,23
2		129,73	4		191,88
3		161,47	5		191,99
4		175,46			
5		183,04			
6		187,15			

Таблица 4.23

Значения S_t при $B=10 \text{ м}$, $H=8 \text{ м}$, $h=2,5 \text{ м}$, $P=0,250 \text{ кг/см}^2$

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$0,8 \cdot 10^{-3}$	$S_t=256 [1 - \exp(-0,051 t)]$		$2 \cdot 10^{-3}$	20	236,60
	1	12,73		30	250,66
	3	36,32		50	255,50
	5	57,62		70	255,99
	10	102,27		$S_t=256 [1 - \exp(-0,258 t)]$	
	15	136,87		1	58,21
	20	163,69		2	103,19
	30	202,20		3	137,94
	50	236,01		4	164,79
	70	248,79		5	185,53
	100	254,44		7	213,94
	150	255,88		10	236,60
	200	255,99		12	244,42
				15	250,66
	$2 \cdot 10^{-3}$	$S_t=256 [1 - \exp(-0,129 t)]$		$4 \cdot 10^{-3}$	20
1		39,98	30		255,89
2		58,21	35		255,99
3		82,15			
5		121,69			
10		185,53			
	15	219,03			

$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$	$k, \text{ см/с}$	$t, \text{ лет}$	$S_t, \text{ см}$
$5 \cdot 10^{-3}$	$S_t=256 [1 - \exp(-0,324 t)]$		0,015	$S_t=256 [1 - \exp(-0,972 t)]$	
	1	70,85		1	159,15
	2	122,09		2	219,36
	3	159,15		3	242,14
	4	185,95		4	250,71
	5	205,34		5	254,02
	6	219,36		6	254,95
	7	229,50		7	255,72
	8	236,83		8	255,89
	9	242,14		9	255,96
	10	245,97	10	255,99	
	15	254,01			
	20	255,61			
	30	255,99			

Таблица 4.24

Численные значения элементов номограммы

Ширина земляного полотна	Толщина слоя торфа	Высота насыпи	$P, \text{ Н/м}^2$	$\frac{b_0}{l_0}$	$\frac{V_0}{V_1}$	t_0	$\frac{\sum_{i=1}^n i_i}{b_i}$
10	2	1,5	$37,5 \cdot 10^3$	6,5	5	3	58,33
		2,0	$44 \cdot 10^3$	3,5	1	4	58,15
		2,5	$52 \cdot 10^3$	3,75	5	4	79,53
		2,5	$52 \cdot 10^3$	1,87	5	4	91,19
8	2	1,5	$37,5 \cdot 10^3$	5,5	2	3	81,93
		2,0	$44 \cdot 10^3$	3,0	1	4	169,29
		2,5	$52 \cdot 10^3$	2,17	2	2	94,75
		2,5	$52 \cdot 10^3$	1,87	4	2	105,48
5,5	2	1,5	$37,5 \cdot 10^3$	4,25	1	1	76,06
		2,0	$44 \cdot 10^3$	2,37	2	2	131,45
		2,5	$52 \cdot 10^3$	1,75	2	4	108,10
		2,5	$52 \cdot 10^3$	1,31	3	4	110,60

нологии возведения земляного полотна и установлению сроков устройства покрытия.

Чтобы определить скорость осадки в зависимости от различных коэффициентов фильтрации торфа, удельного давления, размеров насыпи, была разработана номограмма (рис. 4.33). Для облегчения пользования номограммой составлена табл. 4.24, в которой приводятся габаритные размеры насыпей и численные значения элементов номограммы.

В основу определения скорости осадки во времени с помощью ЭГДА положены законы фильтрационной консолидации, т. е. определяется первоначальная осадка земляного полотна после его возведения, которая проходит очень быстро. Вторичная осадка, определяемая законами вторичной консолидации, проходит медленно. Так, упругая и первичная осадка составляет 80% от полной осадки, а вторичная — 20%. Время практического завершения фильтрационной осадки небольшое, в то время как вторичная может протекать годами.

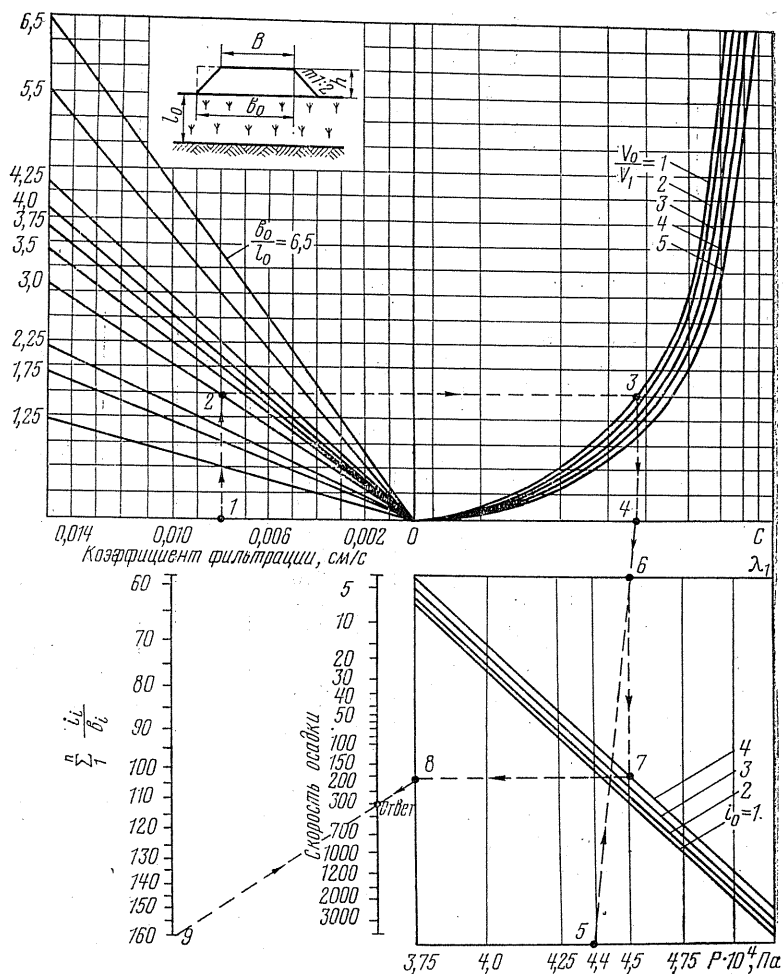


Рис. 4.33. Номограмма для определения скорости осадки основания насыпи.

Величину последней можно определить по следующей зависимости:

$$S_{II} = ha \operatorname{tg}(t - t_{ct}), \quad (4.82)$$

где h — толщина слоя слабого грунта; a — коэффициент, равный 0,015; t — время вторичной осадки; t_{ct} — время практического завершения фильтрационной осадки.

Однако прогноз величины конечной осадки во многом зависит от выбора расчетной схемы, которая тесно связана с особенностями геологического строения грунтовой толщи и параметрами земляного полотна (ширина, высота и т. д.).

В настоящее время в зависимости от характера распределения напряжений в грунтовой толще и внешней нагрузки существуют три основные расчетные схемы (рис. 4.34):

I — распределение напряжений принимается, как в однородном полупространстве;

II — распределение напряжений принимается, как в слое ограниченной мощности, подстилаемом несжимаемой толщей (схема М. И. Горбунова-Посадова);

III — напряжения на глубине сжимаемого слоя принимаются постоянными (схема компрессионного сжатия).

Во всех трех схемах грунт находится в трехосном напряженном состоянии, и в зависимости от условий деформирования могут существовать различные варианты расчетных схем. Так, для схемы *I* имеются два варианта:

двумерная деформация слоя (рис. 4.34, *I, a*);

одномерная деформация слоя (рис. 4.34, *I, б*).

В схеме *II* обычно используется вариант двумерной деформации, а в схеме *III* — одномерной (без бокового расширения).

Для каждой расчетной схемы существуют соответствующие теоретические решения, с помощью которых можно определить осадку основания по оси симметрии нагрузки:

схема *I, a*

$$S_1 = A \left[\frac{1-2\mu}{1-\mu} V \arcsin \frac{1}{\sqrt{1+V^2}} + \ln(V^2+1) \right]; \quad (4.83)$$

схема *I, б*

$$S_1 = A \left\{ \frac{1-2\mu}{(1-\mu)^2} \left[V \arcsin \frac{1}{\sqrt{1+V^2}} + \ln(V^2+1) \right] \right\}; \quad (4.84)$$

схема *II*

$$S_2 = A \omega_0 \pi; \quad (4.85)$$

схема *III*

$$S_3 = A \frac{\pi(1-2\mu)V}{2(1-\mu)^2}; \quad (4.86)$$

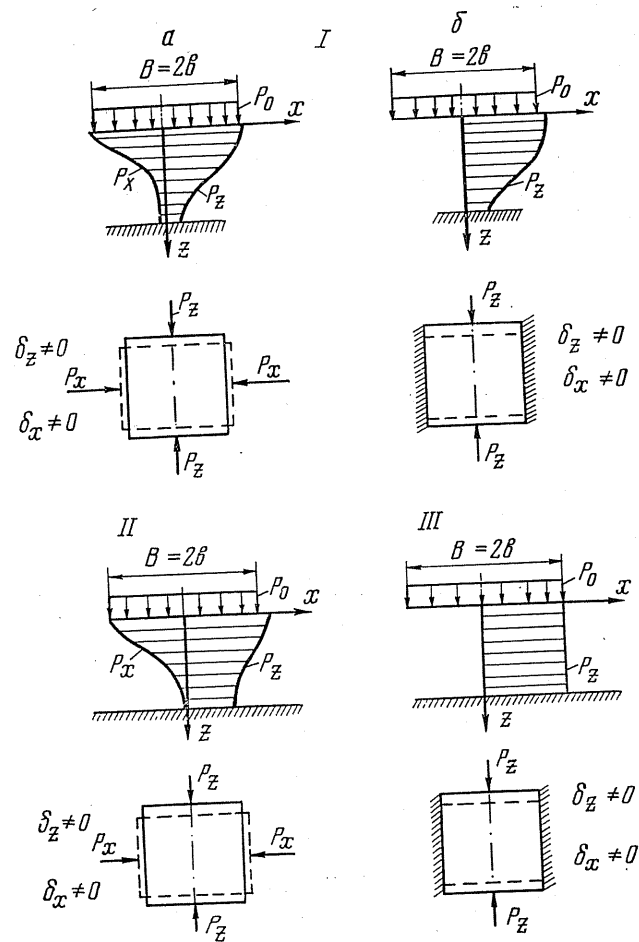


Рис. 4.34. Расчетные схемы уплотнения основания

где $A = \frac{2bP_0(1-\mu^2)}{\pi E}$; b — половина ширины нагрузки; P_0 — нагрузка на поверхности; μ — коэффициент Пуассона сжимаемого грунта; E — модуль деформации грунта сжимаемого слоя; $V = \frac{H}{b}$ — относительная ордината подошвы сжимаемого слоя; H — мощность сжимаемого слоя; ω_0 — функция распределения напряжений (по М. И. Горбунову-Посадову), зависящая от относительной мощности сжимаемого слоя $\left(\frac{H}{2b}\right)$.

К реальным условиям работы наиболее целесообразно применять расчетные схемы I, a и II. Ряд авторов считают, что схему II следует принять за «истинную», но, учитывая то, что подстилающий грунт (минеральное дно) не является абсолютно жестким, правомерность схемы II по сравнению со схемой I, a не совсем обоснована. В связи с этим представляет интерес различие в величинах расчетной осадки по схеме I, a и по схеме II.

Из теоретических исследований, проведенных В. Д. Казарновским, Э. К. Кузахметовой, Л. И. Чернявской [37] видно, что при условиях, наиболее часто встречаемых при строительстве автомобильных дорог на болотах ($V=0,5-1,5$ и $\mu=0,1-0,38$), компрессионная схема сжатия должна быть близка к реальной модели уплотнения, поскольку в рассматриваемых условиях действительная схема деформации основания, очевидно, занимает некоторое промежуточное положение между схемами I, a и II.

Сопоставление фактической осадки с расчетной показало, что отклонение последней не превышает 10—12%.

Наряду с прогнозом величины конечной осадки немаловажное значение имеет прогноз ее во времени.

Исследования, проведенные в Союздорнии и Белдорнии, показывают, что фактический ход осадки отличается от расчетного. Причины расхождения зависят от многих факторов: так, в процессе уплотнения в значительных пределах изменяются коэффициент фильтрации и коэффициент пористости торфа, существенное влияние в определенных условиях оказывает ползучесть скелета. С учетом изложенного вторичная осадка основания может достигнуть 30—40% от полной. Поэтому теорию фильтрационной консолидации необходимо рассматривать как приближенную, а для расчета и прогноза осадки практический интерес приобретают решения, не ограниченные условиями теории фильтрационной консолидации.

К одному из таких решений относится метод Н. Н. Маслова [65], в основе которого лежит зависимость

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^n, \quad (4.87)$$

где T — время достижения заданной степени консолидации слоем мощностью H , с; t — время достижения степени консолидации слоем мощностью h (например, лабораторного образца) при одинаковых со слоем H условиях дренирования, с; H — толщина слоя слабого грунта, м; h — высота образца, м; n — показатель степени консолидации, изменяющейся в зависимости от свойств грунта от 0 до 2. Однако было выявлено [37], что показатель n зависит от степени консолидации и от

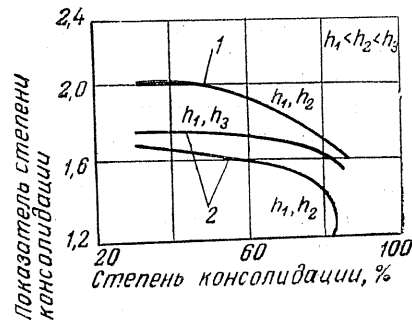


Рис. 4.35. Зависимость показателя консолидации от степени уплотнения и высоты образца: 1 — торф нарушенной структуры при $W_n=600\%$, $\gamma_w=1,75 \text{ кг/см}^3$, разложение $R=40\%$, зольность $Z=9,8\%$; 2 — торф нарушенной структуры при $W_n=500\%$, $\gamma_w=1,5 \text{ г/см}^3$, $R=37\%$, $Z=21\%$

соотношения высот испытываемых образцов (рис. 4.35), т. е. он снижается с возрастанием степени консолидации и растет с увеличением высоты образца.

В результате проведенных исследований и обработки полученных данных В. Д. Казарновским [37] получено выражение для определения времени достижения заданной относительной деформации:

$$T_\lambda = \frac{1}{P - P_0} [a_{\lambda P} + b_{\lambda P} H^2], \quad (4.88)$$

где P — нагрузка сверх нагрузки предварительного уплотнения или сверх предела структурной прочности при компрессионном сжатии; P_0 — параметр, представляющий по своей физической сущности дополнительную нагрузку, при которой заданная относительная деформация λ может быть достигнута лишь при бесконечно большом времени действия этой нагрузки, т. е. практически дополнительная нагрузка, близкая к эквивалентной заданной относительной деформации по компрессионной кривой; $a_{\lambda P}$, $b_{\lambda P}$ — некоторые функции относительной деформации λ и нагрузки P , которые можно определить из рис. 4.36; H — толщина слоя слабого грунта.

Одним из направлений дальнейшего развития прогноза величины и интенсивности осадки является учет совместного влияния фильтрационных и вязких свойств грунта.

Для торфяных оснований следует учитывать неравномерность уплотнения с глубиной. При этом может возникать боко-

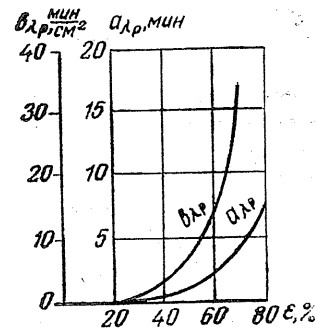


Рис. 4.36. Зависимость консолидационных характеристик a_λ и b_λ от степени консолидации ϵ (торф нарушенной структуры)

вая фильтрация, так как слой торфа, находящийся непосредственно под насыпью, уплотнен сильнее, чем лежащие ниже, а торф, находящийся вне зоны действия насыпи, почти не уплотнен. Разработка методов расчета интенсивности осадки с учетом данных обстоятельств позволит приблизить теоретические данные к практическим, свидетельствующим о том, что реальная осадка всегда проходит быстрее по сравнению с расчетной.

Важное значение в процессе осадки играет начальный градиент фильтрации, роль которого до настоящего времени изучена недостаточно. Не менее важное значение имеет учет ползучести. Дело в том, что в настоящее время осадка рассчитывается из условия слабого грунта, находящегося под насыпью, без учета бокового его выпирания. Хотя осадка за счет бокового выпирания при проектировании насыпи исключается (в результате ее проверки на устойчивость) и быстрое разрушение грунта не может произойти, но возможны медленные деформации сдвига, связанные с ползучестью.

Условие ползучести, по Н. Н. Маслову, записывается в следующем виде:

$$P \operatorname{tg} \varphi + c < \tau < p \operatorname{tg} \varphi + c + \Sigma_w, \quad (4.89)$$

где φ — угол внутреннего трения; c — структурное сцепление; τ — касательные напряжения; Σ_w — сцепление, имеющее водно-коллоидную природу.

В результате ползучести может происходить осадка насыпи за счет медленного выдавливания торфа за пределы ее подошвы. Интенсивность такой осадки будет зависеть от величины касательных напряжений, порога ползучести $P \operatorname{tg} \varphi + c$ и коэффициента вязкости отжимаемого торфяного грунта. Причем два последних показателя в свою очередь будут меняться в зависимости от уплотнения торфяного грунта под действием веса насыпи. Следовательно, проблема прогноза осадки насыпи за счет выдавливания в результате ползучести грунта при сдвиге может иметь важное значение при проектировании земляного полотна.

4.7. МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Устойчивость откосов может быть нарушена под воздействием воды и ветра, причем разрушение идет тем интенсивнее, чем меньше прочность грунта и круче откос.

Выпадающие атмосферные осадки (дождь) стекают с поверхности дороги по откосам, унося за собой частицы грунта, тем самым постепенно разрушая его. Значительные разрушения может произвести вода, текущая вдоль полотна у самой

подошвы откоса. Размыв грунта и подмыв откоса могут вызвать обрушение лежащего выше слоя грунта.

Для предотвращения повреждения откосов поверхностными водами, ветром, а также для повышения устойчивости насыпи на слабых грунтах предусматривают различные мероприятия по ее укреплению, например засев откоса травами; одерновку (в клетку, или в ленту, плашмя, в стенку, в пленку); хворостяные и фашинные укрепления; мощение камнем

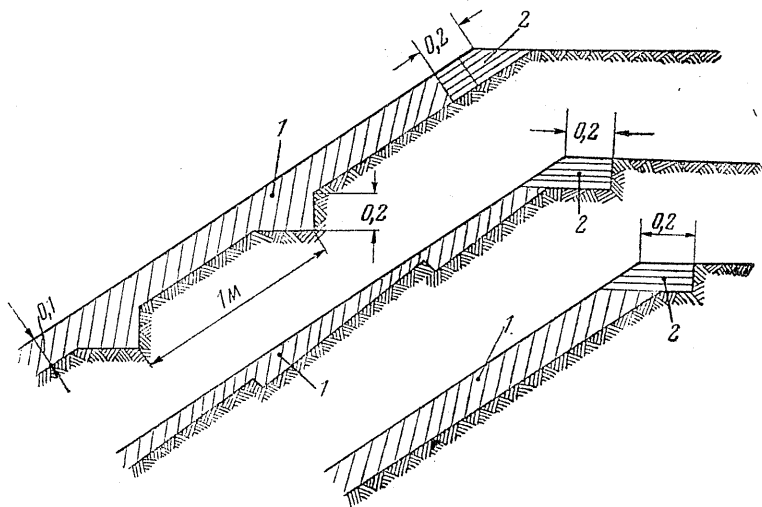


Рис. 4.37. Плакировка откосов: 1 — растительный грунт; 2 — дерн

(одиночное, двойное, в плетневых клетках); каменные отсыпи и наброски разных видов; габионы; каменную и бетонную кладку; обработку грунта вяжущими; уплотнение откосов насыпи; устройство насыпи с пригрузочными бермами; устройство легких насыпей; насыпи на стланиях и эстакады; решетчатые конструкции.

Выбор типа укрепления зависит от конструкции земляного полотна, интенсивности размывающего действия воды и наличия местных материалов для укрепления.

Засев откосов травами может производиться для насыпей высотой не более 5 м и крутизне откосов не более 1:1,5.

Откосы земляного полотна должны быть покрыты слоем растительного грунта толщиной не менее 10 см. Такое их укрепление называется плакировкой (рис. 4.37). Расход семян для посева принимается из расчета 0,3—0,5 кг на 100 м².

Одерновка откосов. Для одерновки используют плотный луговой дерн с густой растительностью и низкой травой. Не рекомендуется применять болотный дерн, а также дерн, обра-

зующийся на песчаных грунтах. Одерновку откосов следует производить в сырую погоду. Дёрн нарезают плитками шириной 20—25 см, длиной 30—60 см и толщиной не менее 6 см; он может нарезаться и рулонами длиной 1,5—2,5 м, шириной 25—30 см. Одерновка производится несколькими способами.

Одерновка плашмя (сплошная) применяется на откосах не круче 1:1,5 (рис. 4.38) для укрепления подстилаемых откосов, конусов у мостов и труб. На глинистые грунты дерн укла-

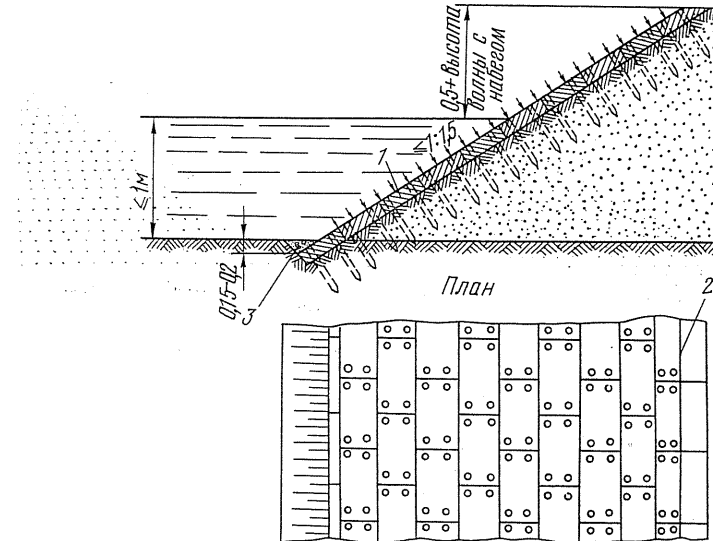


Рис. 4.38. Одерновка откоса плашмя: 1 — дерн; 2 — бровка полотна; 3 — гравийная и глинобетонная отсыпка

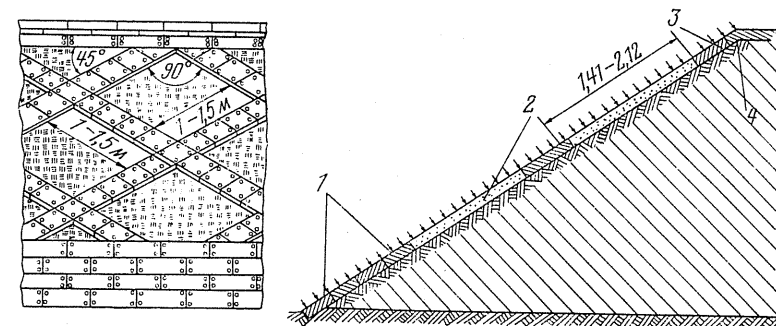


Рис. 4.39. Одерновка плашмя в клетку: 1 — упор из четырех рядов дерна; 2 — растительный слой 5—10 и 15—20 см; 3 — упорная дерновая лента; 4 — укрепление бровки

дывается без растительного слоя, а при песчаных грунтах для успешного прорастания дерна под него по откосу укладывают растительный грунт. Дернины закрепляют кольшками (деревянные спицы) длиной 20 см и толщиной 2 см по углам.

Одерновка плашмя в клетку производится в виде лент, укладываемых под углом 45° к откосу и перпендикулярно друг к другу, в тех случаях, когда дерна недостаточно (рис. 4.39). Размер клеток 1×1 или $1,5 \times 1,5$ м. По бровке откоса укладывают дерновую ленту. Этот способ применяют при крутизне откосов 1:1,5. Дерн крепится деревянными спицами, та-

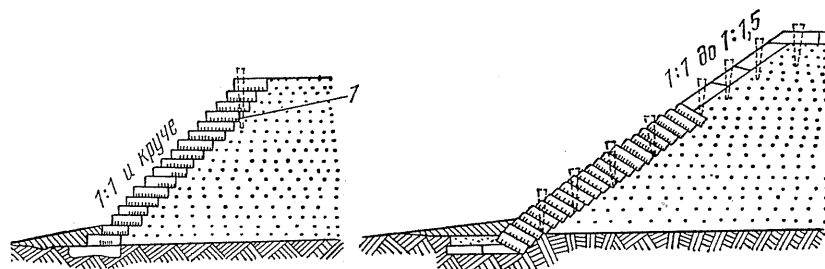


Рис. 4.40. Одерновка в стенку: 1 — деревянные спицы, $l=0,3-0,4$ м

кими же, как и при сплошной одерновке. Середина клеток может быть засеяна травой с предварительной засыпкой или без засыпки растительным грунтом.

Одерновка в стенку как один из наиболее надежных видов укрепления откосов может применяться на затопляемых откосах (рис. 4.40). Дерн при этом укладывается тремя способами: горизонтально при заложении откоса 1:1 или круче; перпендикулярно к поверхности откоса при заложении 1:1,5 или 1:1; под углом по направлению биссектрисы угла между горизонтальной линией и перпендикуляром к откосу.

После укрепления производится срезка поверхности стенки дерна для образования правильной плоскости. Дернины пришиваются деревянными спицами. При укреплении откосов дерном в стенку требуется в 2—4 раза больше дерна, чем при одерновке плашмя. Наиболее выгодным с этой точки зрения является горизонтальный способ.

Одерновка в плетень (рис. 4.41) применяется в том случае, если откос подвергается затоплению, воздействию текущей воды с большими скоростями или ударам волн при отсутствии каменных материалов. Плетни устраивают из кольев, заплетенных хворостом, в качестве которых могут использоваться свежесрубленные ива, верба и тополь, которые, будучи забиты во влажный грунт, прорастают и, развивая корневую систему, прочно соединяются с грунтом откоса.

В плане плетни имеют квадратную или ромбовидную форму со сторонами 1—1,2 м. Плетень устраивается на 5 см выше поверхности одерновки. В клетках дерн укладывается в два и более слоя. Каждый слой пришивается спицами. Второй и следующие слои дерна в клетках укладываются с перевязкой швов.

Хворостяные и фашинные укрепления откосов могут применяться как в качестве легкого типа укрепления (хворостя-

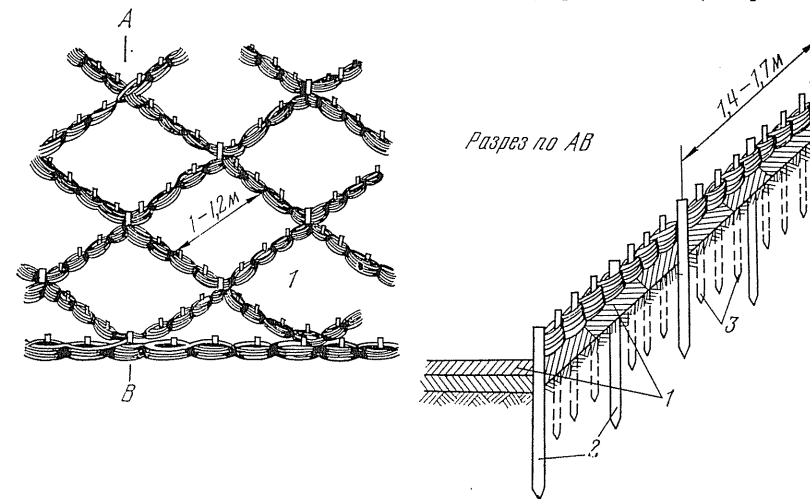


Рис. 4.41. Одерновка в плетневых клетках: 1 — дерн; 2 — колья, $d=5-10$ см и $l=120$ см; 3 — колья, $d=5-10$ см и $l=100$ см

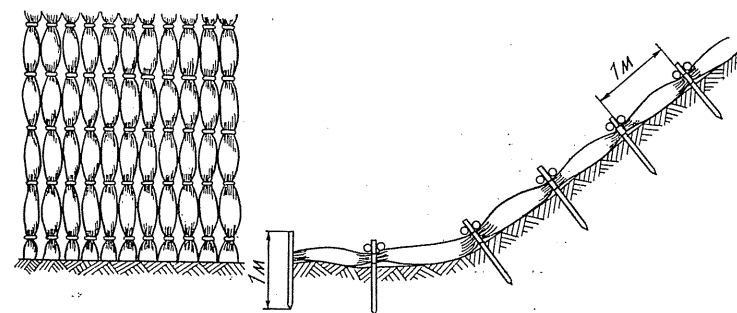


Рис. 4.42. Укладка фашины в растилку

ные выстилки) (рис. 4.42), так и тяжелого для затопляемых откосов (рис. 4.43). В качестве хвороста для фащин применяют ветки и побеги деревьев и кустарников (ивы, вербы, лозы, тополя) толщиной в комле до 3,5 см и длиной 1,5—2 м.

Фашины вяжутся из хвороста (рис. 4.44) толщиной 10—15 см, длиной 10—40 м. Расстояние между перевязками составляет 20—50 см. Тяжелые фашины наполняются внутри мелким камнем, щебнем или калкой, диаметр их равен 45—60 см.

Мощение камнем одиночное, двойное и в плетневых клетках. Одиночное мощение (рис. 4.45) производится на слое мха или соломы толщиной 5—7 см, который препятствует выносу грунта водой через промежутки между камнями. Мощение

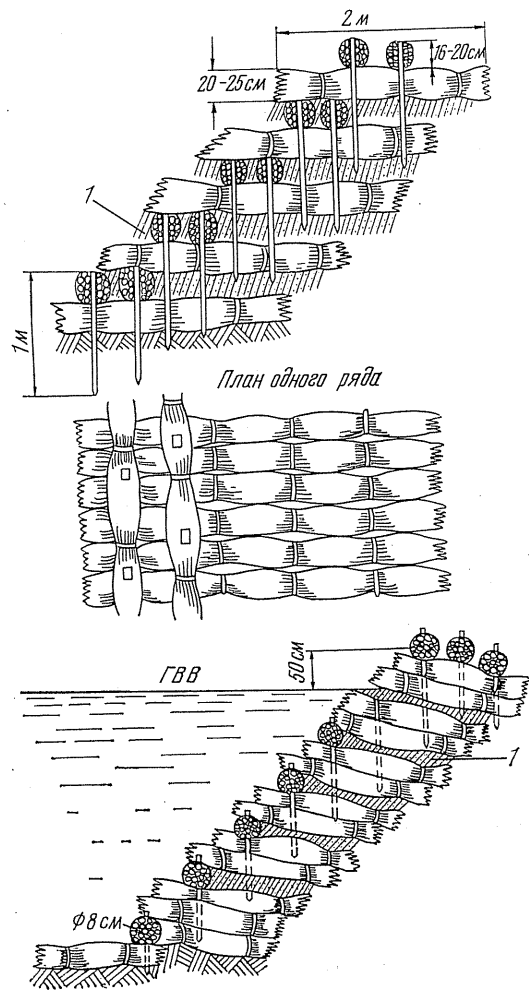


Рис. 4.43. Укладка фашины в стенку: 1 — мятая глина или каменное заполнение

может быть произведено на слое щебня или гравия толщиной 10—14 см. Для мощения применяют колотый или булыжный камень, который должен быть неразмываемым и морозостойчивым.

Двойное мощение устраивают на том же основании, что и одиночное, но в два слоя (рис. 4.46). Для нижнего слоя применяют камень размером 15—20 см, а для верхнего — 20—30 см. По окончании одиночного и двойного мощения мостовую расклинивают щебнем и тщательно утрамбовывают. Подошва откоса должна иметь упор из камня.

Мощение или каменная наброска в плетневых клетках принимается при скоростях течения от 3 до 5 м/с (рис. 4.47), причем одиночное мощение в плетневых клетках применяют при скорости 3—3,75 м/с, двойное — до 5 м/с. Размеры клеток от 0,75×0,75 до 1,2×1,2 м. Длина угловых кольев из ивы,

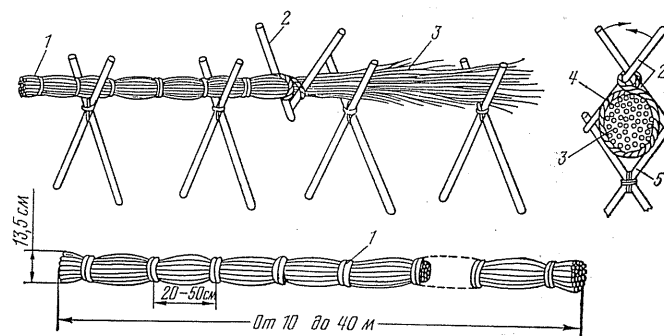


Рис. 4.44. Изготовление фашины: 1 — перевязка; 2 — сжим; 3 — хворост; 4 — веревка сжима; 5 — козлы

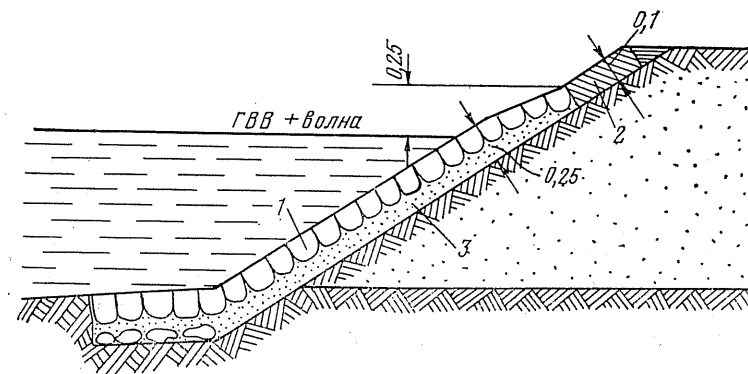


Рис. 4.45. Укрепление откоса одиночным мощением на мху: 1 — камень; 2 — дерн; 3 — мох 5 см или щебень 15 см

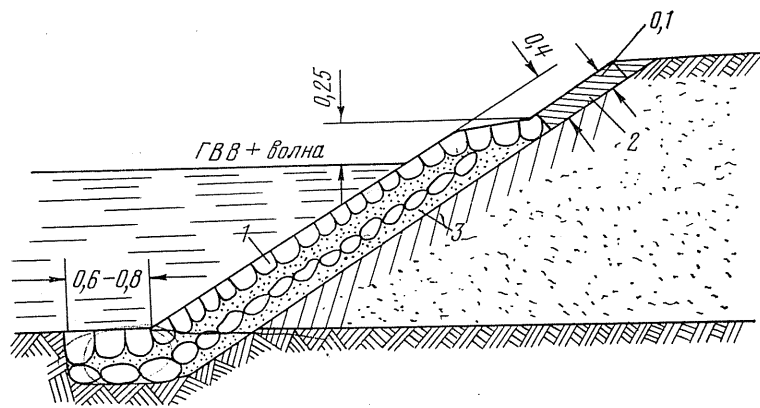


Рис. 4.46. Укрепление откоса двойным мощением на мху: 1 — камень; 2 — дерн; 3 — мох или щебень

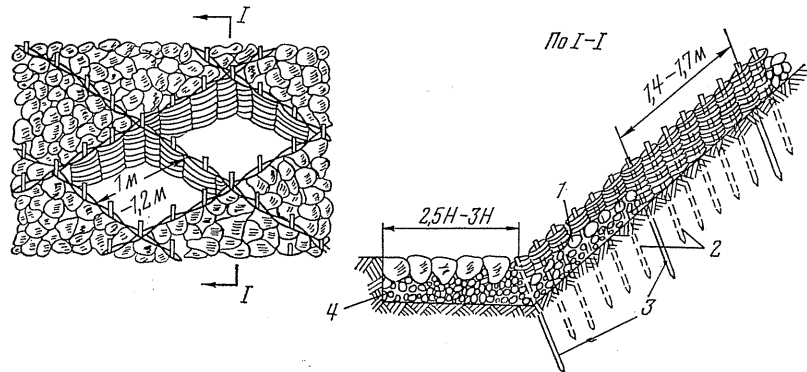


Рис. 4.47. Каменная наброска в плетневых клетках: 1 — камень 16—30 см; 2 — колья, $d=5-10$ см и $l=100$ см; 3 — колья, $d=5-10$ см и $l=120$ см; 4 — слой щебня, 10—15 см мха, соломы 5—10 см

вербы, тополя 1—1,2 м, толщина плетневых прутьев 2—5 см. У подошвы откоса делается упор из камня.

Габион представляет собой корзины (сетки) из оцинкованной проволоки, загруженные камнем (рис. 4.48). Габионы устраивают длиной 2—6 м, шириной и высотой 0,5—2 м. Толщина проволоки, из которой они изготавливаются, равна 2,5—4 мм, а каркаса — 6—8 мм. Габионы заполняются камнями и крепятся между собой проволокой. Ими укрепляют откосы при скорости течения воды до 5 м/с. После 2—3 лет все пустоты между камнями заполняются грунтом и габионное укрепление представляет собой единый цементированный монолит.

Каменная и бетонная кладка применяется для предохранения откосов, выемок и насыпей от выветривания горных пород, а также от воздействия воды, текущей вдоль полотна со скоростью 2—6 м/с, воздействия волн и льда на откосы у мостов и других искусственных сооружений.

Бетонные плиты укладывают тремя способами: с зазором между ними 1 см (рис. 4.49); соединенными между собой гибкими связями (стержни, кольца) (рис. 4.50); монолитно.

Плиты на откосах укладывают на слой гравия или щебня толщиной 10—20 см. Для укрепления откосов применяют типовые плиты размером $49 \times 49 \times (8-16)$ или $100 \times 100 \times (16-32)$ см.

Каменная и бетонная кладка может применяться в качестве одевающих стенок для предохранения от разрушения откосов выемок. Ввиду того что стенки являются защитными, а не опорными, толщина их при каменной кладке равна 35 см, а при бетонной — 20 см.

Обработка грунта вяжущими используется в тех случаях, когда откос грунта помимо прочности на разрыв должен обладать и водонепроницаемостью. Верхний слой грунта откоса обрабатывается органическими вяжущими (5—7% по весу грунта) на глубину 7—10 см. В качестве вяжущего могут

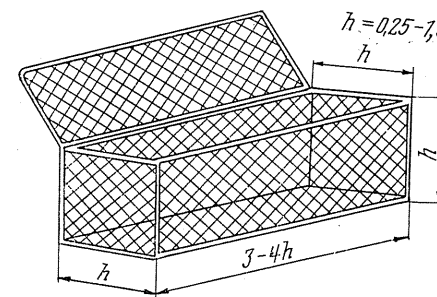
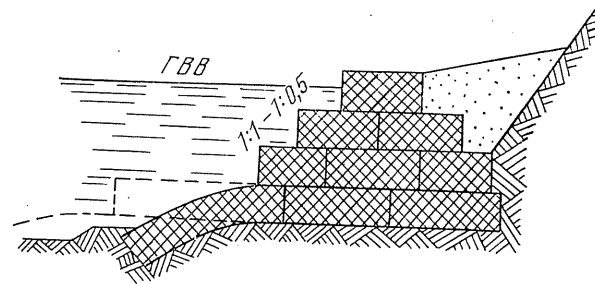


Рис. 4.48. Дамба из габионов и каркас габиона

применяться жидкий битум, разжиженные дегти, мазуты, а также слой асфальтобетона по уплотненному грунту или более прочному слою (рис. 4.51).

Выбор типа укрепления зависит от интенсивности действия природных факторов на откос и наличия местных материалов. При укреплении откосов следует руководствоваться следующими соображениями:

насыпи высотой более 2—4 м, отсыпанные из малосвязных грунтов, бровки и откосы укрепляют одерновкой в клетку с засевом трав;

в местностях, где выпадают обильные дожди и ливни, следует укреплять откосы насыпей;

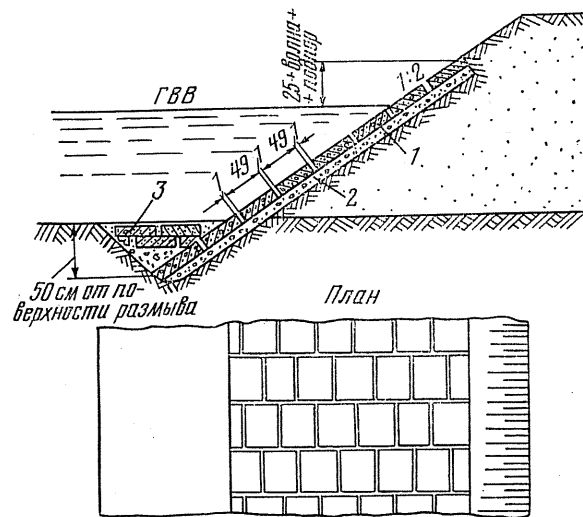


Рис. 4.49. Укрепление откоса и подошвы дамбы цементобетонными плитами: 1 — бетонные плиты $49 \times 49 \times (8-12)$ см; 2 — щебеночная или гравийная подготовка 10—15 см; 3 — рисберма из бетонных плит $49 \times 49 \times (8-12)$ см

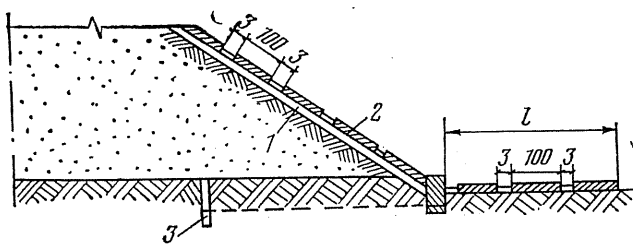


Рис. 4.50. Гибкое укрепление откосов сборными цементобетонными плитами: 1 — щебеночная или гравийная подготовка 10—20 см; 2 — цементобетонные плиты $100 \times 100 \times (16-32)$ см; 3 — анкер; l — две длины размыва

откосы пойменных насыпей, периодически затопляемые текущей водой, должны укрепляться одерновкой, мощением, хворостом в зависимости от скорости течения и продолжительности затопления водой. В табл. 4.25 приведены данные о допустимых средних скоростях течения воды в зависимости от типа грунта и типа защиты;

откосы у конусов мостов укрепляются мощением, а верхняя часть одерновкой. Мощение должно быть выше горизонта высоких вод на 25 см. Откос насыпи за пределами конуса вымощивают на длину 2 м;

откосы насыпей, подвергающиеся постоянному воздействию течения воды с высокими скоростями, укрепляют тюфяками, тяжелыми фашинами, каменной наброской, бетонными плитами.

При выборе укрепления рекомендуется руководствоваться данными табл. 4.26.

Уплотнение откосов насыпей является действенным способом обеспечения местной устойчивости откосов за счет увеличения величины безопасной нагрузки. При уплотнении откосов увеличивается отношение $2a : b$, в связи с чем возрастает значение функции β (см. формулу (4.71)).

Анализ норм проектирования земляного полотна и опыт его сооружения за рубежом показывают, что одной из со-

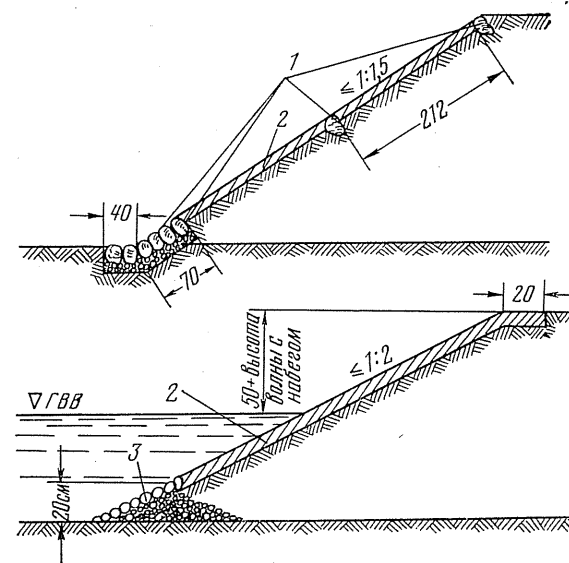


Рис. 4.51. Укрепление откосов слоем асфальтобетона: 1 — мощение камнем 20 см на слое щебня 15 см; 2 — мелкозернистый асфальтобетон 6—10 см; 3 — дренажные окна из щебня через 10—20 м

Таблица 4.25

Допустимая средняя скорость течения воды в зависимости от типа грунта и его укрепления

Тип укрепленного грунта	Допустимая средняя скорость, м/с	Тип укрепленного грунта	Допустимая средняя скорость, м/с
Илистый грунт	0,15	двойное, скальный грунт	3,5
Песок:			
мелкий	0,35	двойное в плетневых клетках	5,0
средний	0,55	Фашины:	
крупный	0,80	плашмя	2,0
Гравий диаметром до 2,5 см	1,25	в стенку	3,0
Крупная галька, хрящеватый грунт	1,50	Фашинные тюяки	4,0
Суглинок	0,85	Наброски из камня диаметром 40—50 мм	4,0
Плотная глина	1,80	Габионы, ряжи, каменные и бетонные подпорные стенки	5,0 и более
Одерновка:		Лоток:	
плашмя	0,80	деревянный	6,0
в стенку	1,80	железобетонный	6,0 и более
Мощение: одиночное, каменистый грунт	2,5		

Таблица 4.26

Рекомендуемые типы укрепления в зависимости от вида грунта

Грунт	Высота, м					
	насыпи			выемки		
	до 2	2—4	4	до 2	2—4	4
Пылеватый и мелкозернистый песок	Сплошная одерновка					
Супесь, мелкая супесь, пылеватый грунт	Засев трав	Одерновка в клетку и засев трав	Сплошная одерновка	Одерновка в клетку и засев трав	Сплошная одерновка	
Пылеватый суглинок, глинистый грунт	Засев трав	Сплошная одерновка	Не требуется	Одерновка в клетку и засев трав		

временных тенденций технического прогресса в этой области является уменьшение крутизны откосов [70]. Нормы крутизны откосов насыпи и выемки, принятые в зарубежных странах, колеблются в пределах от 1:4 до 1:2 (табл. 4.27).

В СССР нормами СНиП II—Д.5—72 также предусмотрено уменьшение крутизны откосов, что будет способствовать про-

Таблица 4.27

Крутизна откосов насыпей и выемок

Насыпь или выемка	Страна		
	ФРГ	Италия	Канада
Высота насыпи, м:			
1,5	1:3—1:4	1:4	1:3—1:4
1,5—3,0	1:2—1:3	1:3—1:4	1:3—1:4
3,0—4,5	1:1,5—1:2,5	1:1,5	1:3—1:2
4,5	1:1,5—1:2	1:1,5	1:1,5—1:2
Глубина выемки, м:			
1,5	1:3—1:4	1:4	1:3—1:4
1,5—3,0	1:2—1:3	1:3—1:4	1:3—1:4
3,0—4,5	1:1,5—1:2,5	1:1,5	1:2—1:3
4,5	1:1,5—1:2	1:1,5	1:1,5—1:2

Примечание. Меньшие значения крутизны откосов применяются, как правило, в стесненных условиях полосы отвода.

ведению на них механизированных работ, в первую очередь таких, как плакировка и уплотнение и др.

Увеличение объемов и стоимости земляных работ, связанное с изменением норм крутизны откосов, сравнительно невелико и может быть определено из рис. 4.52. Так, при переходе от откосов 1:3 к откосам 1:4 насыпей высотой 1,5 м объем земляных работ увеличивается на 2000 м³ на 1 км, или на 4—5% для дорог I категории и на 6—7% для дорог II категории. При современной механизации работ такое увеличение объема и затрат и будет полностью компенсировано повышением устойчивости и долговечности земляного полотна, безопасностью движения и созданием благоприятных условий для механизации укрепительных работ.

Насыпь с пригрузочными бермами. Одним из способов повышения устойчивости земляного полотна на слабых основаниях является устройство пригрузочных берм (рис. 4.53), параметры которых рассчитываются следующим образом.

Находят максимальную толщину пригрузочных берм при быстрой их отсыпке по формуле

$$h_{\max} = \frac{c}{\gamma} M_{\phi}, \quad (4.90)$$

где c — сцепление грунта основания; γ — объемный вес грунта бермы; M_{ϕ} — некоторая функция угла внутреннего трения грунта основания, равная при $\phi=0, 10, 20$ и 30° соответственно 3,14; 4,2; 5,7 и 7,9.

Ориентировочно определяют требуемую высоту пригрузочной бермы:

$$h_{\text{тр}} = \frac{P_p - P_6}{\gamma_{\text{ср}}}, \quad (4.91)$$

где P_p — проектная нагрузка от насыпи заданной высоты при трапецидальном очертании; P_6 — безопасная нагрузка тра-

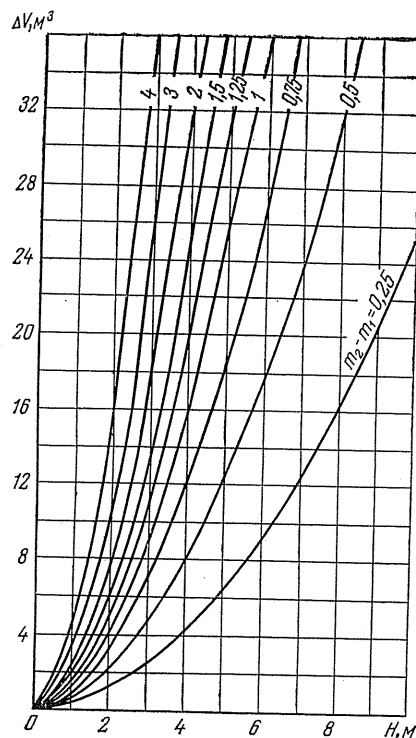


Рис. 4.52. График для определения дополнительных объемов земляных работ ΔV при увеличении заложения откосов насыпи: H — высота насыпи, м. Цифры на кривых — разность между сравниваемыми заложениями откосов

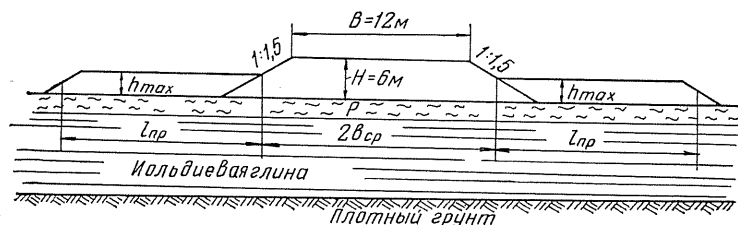


Рис. 4.53. Насыпь с присыпными бермами

пецидальной насыпи заданной высоты; $\gamma_{\text{ср}}$ — средневзвешенный объемный вес грунта пригрузочных берм.

Значения P_p и P_6 могут быть установлены по формулам (см. параграф 4.5).

Потом находят требуемую длину пригрузочной бермы: при

$$H > b_{\text{ср}} \left(\frac{\cos \alpha + 1,3}{\sin \alpha} \right)$$

$$L_6 = b_{\text{ср}} \left(\frac{1 + 0,8 \cos \alpha}{0,6 \sin \alpha} - 1 \right); \quad (4.92)$$

при

$$H < b_{\text{ср}} \left(\frac{\cos \alpha + 1,3}{\sin \alpha} \right)$$

$$L_6 = 1,3H - b_{\text{ср}} + \sqrt{b_{\text{ср}}^2 + \frac{2b_{\text{ср}}H}{\text{tg } \alpha} - H^2}. \quad (4.93)$$

Здесь H — мощность слабого слоя; $b_{\text{ср}}$ — ширина земляного полотна по средней линии; α — предельный условный угол видимости, зависящий от величины сцепления и угла внутреннего трения и определяемый из уравнения

$$\frac{\sin \alpha}{\pi} = \frac{\alpha \sin \varphi}{\pi} + \frac{c \cos \varphi}{P}. \quad (4.94)$$

Затем определяют коэффициент запаса устойчивости основания. При необходимости следует проектировать ступенчатые бермы с большей толщиной у насыпи и меньшей с полевой стороны. Толщина построенной бермы должна обеспечивать устойчивость насыпи без выпора слабого грунта.

Для повышения устойчивости фильтрующих откосов Ю. А. Соболевским [111] исследована возможность применения дренажной пригрузки.

Другими мероприятиями, повышающими устойчивость основания автомобильных дорог, являются устройство насы-

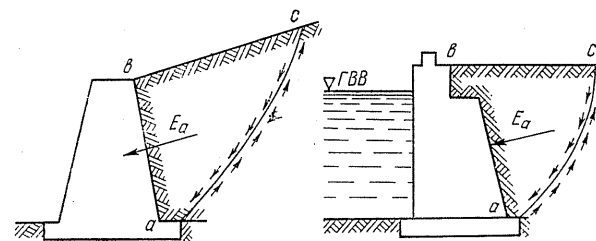


Рис. 4.54. Некоторые виды подпорных стенок

пей из легких материалов (например, шлаков), на стланиях, а также устройство эстакад.

Подпорные стенки. Если устойчивость откосов насыпей, выемок или склонов не обеспечивается простейшими способами, то необходимо устраивать подпорные стенки (рис. 4.54). Расчет подпорной стенки сводится к определению ее устойчивости против сдвига по основанию и опрокидывания при повороте вокруг внешнего ребра подошвы.

Как показывают соответствующие исследования, давление грунтов на подпорные стенки зависит не только от свойств грунтовой засыпки, но и от размеров самой стенки и величины возможных ее перемещений.

Определение максимального давления грунта на подпорную стенку может быть определено точно, если известно очертание поверхности скольжения. В практике расчетов считают, что наиболее опасная поверхность скольжения в грунте за подпорной стенкой проходит через ее нижнюю грань (рис. 4.54). С учетом этого допущения максимальное давление сыпучих грунтов за массивной гладкой вертикальной стенкой с горизонтальной поверхностью засыпки испытывает только сжимающее напряжение (нормальное главное напряжение σ_1), равное весу столба грунта от поверхности до рассматриваемой площадки [146], т. е.

$$\sigma_1 = \gamma Z \cdot 1. \quad (4.95)$$

Давление на подпорную стенку (боковое σ_2) можно найти из условия предельного равновесия:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (4.96)$$

С учетом формулы (4.95) получаем, что боковое давление

$$\sigma_2 = \gamma Z \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4.97)$$

где γ — объемный вес грунта; Z — глубина рассматриваемой точки; φ — угол внутреннего трения.

Эюра распределения давлений по задней грани стенки изображается треугольником (рис. 4.55). Зная величину бокового давления σ_2 , можно определить равнодействующую активного давления грунта на подпорную стенку:

$$E_a = \frac{\sigma_2^{\max} H}{2},$$

или

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (4.98)$$

Равнодействующая E_a направлена горизонтально и приложена на $1/3$ высоты от низа подпорной стенки. Она равна площади треугольника эпюры давления (рис. 4.55).

Если на поверхности грунта действует равномерно распределенная нагрузка q , H/m^2 , то ее заменяют эквивалентным слоем грунта высотой $h = \frac{q}{\gamma}$ (рис. 4.56). В этом случае на подпорную стенку будет действовать давление, равное

$$E'_a = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} H,$$

или

$$E'_a = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (4.99)$$

Если грунт обладает сцеплением, то значение бокового давления будет уменьшено на величину давления связи $P_e =$

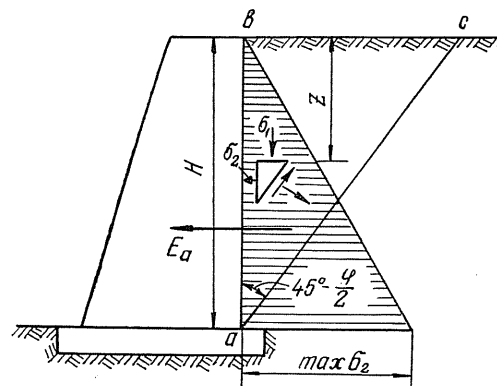


Рис. 4.55. Схема действия сил и эпюра бокового давления сыпучего грунта для гладкой подпорной стенки

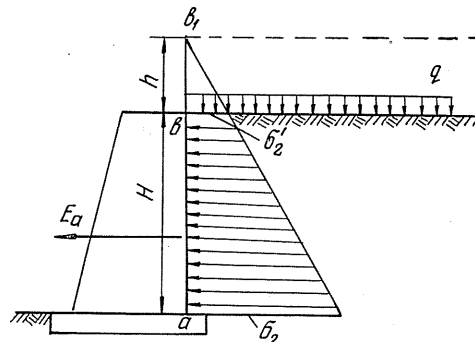


Рис. 4.56. Распределение давлений на задней грани стенки при действии равномерно распределенной нагрузки и собственного веса грунта

$= \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$, приложенного к свободным граням грунта (рис. 4.57).

Приведя это давление к эквивалентному слою грунта h и учитывая его противоположное действие, определяем значение бокового давления по следующей формуле:

$$\sigma_2 = \gamma(H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - P. \quad (4.100)$$

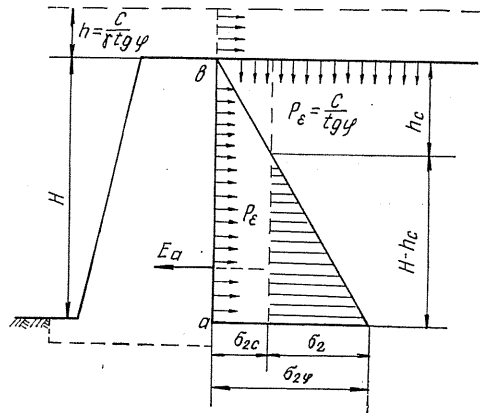


Рис. 4.57. Схема к определению давления связных грунтов на подпорную стенку

С учетом того что

$$h = \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \text{ и } P_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi},$$

после некоторых преобразований получаем

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (4.101)$$

В формуле (4.101) первый член правой части есть давление, зависящее от угла внутреннего трения, а второй — от сцепления. Следовательно, сцепление уменьшает боковое давление грунта на подпорную стенку. Значит, на некоторой глубине h_c суммарное давление будет равно нулю (рис. 4.57). Приравняв $\sigma_2 = 0$, из уравнения (4.101) найдем глубину h_c , а следовательно, и площадь треугольника, величина которой равна равнодействующей активного давления (рис. 4.57):

$$E_a = \frac{\sigma_2(H - h_c)}{2}. \quad (4.102)$$

Значение величины активного давления в рассматриваемом случае $h_c < H$ можно определить и по формуле

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (4.103)$$

Равнодействующую активного давления можно найти также из рис. 4.58. В основу этого метода положено допущение, что поверхности скольжения плоские и проходят через нижнюю грань стенки.

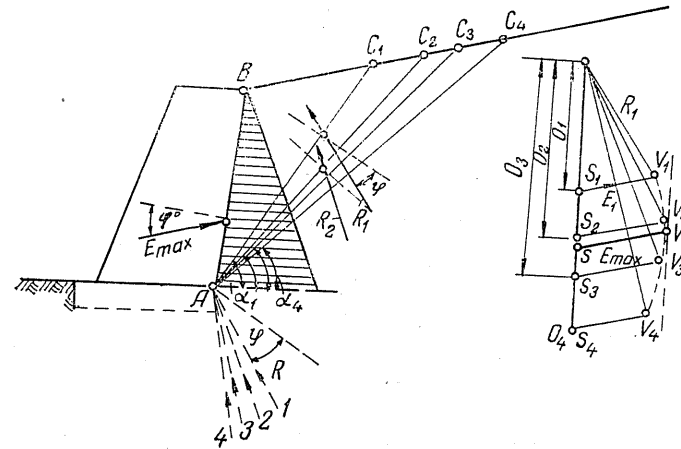


Рис. 4.58. Графическое определение максимального давления грунта на подпорную стенку

Порядок определения E_a графическим способом следующий. Через нижнюю грань точки A (рис. 4.58) проводят несколько плоскостей скольжения AC_1, AC_2, AC_3 и т. д. Для каждой призмы обрушения строят в масштабе силовой треугольник. На плоскости чертежа в любом месте выбирают положение полюса — точку O , из которой в масштабе откладывают величину O_1 , равную весу призмы обрушения ABC_1 . К плоскости скольжения AC_1 прикладывают реакцию неподвижной части грунтового массива R_1 , направление которой проходит под углом внутреннего трения φ к перпендикуляру, восстановленному к поверхности скольжения. Параллельно направлению реакции R_1 из точки O проводится прямая линия. Параллельно реакции подпорной стенки E_1 (на рис. 4.58 E_{\max}) из конца отрезка Q_1 проводится линия. Реакция E_1 направлена под углом трения φ_0 стенки о грунт.

Из условия замыкания силового треугольника по масштабу сил определяют величины R_1 и E_1 . Далее строят силовые треугольники для призм обрушения ABC_2, ABC_3, ABC_4 и т. д.

Таблица 4.28

Значения безразмерных коэффициентов \bar{q}_0 и δ , рад, для определения активного давления грунта

θ , град	Кoeffициент	ϕ , град											
		10			20			30			40		
		ϕ_0 , град											
		0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
0	\bar{q}_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	δ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	\bar{q}_0	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
	δ	0,00	0,05	0,05	0,00	0,09	0,09	0,00	0,12	0,12	0,00	0,14	0,14
20	\bar{q}_0	0,34	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
	δ	0,00	0,09	0,10	0,00	0,17	0,17	0,00	0,23	0,23	0,00	0,27	0,27
30	\bar{q}_0	0,47	0,47	0,47	0,45	0,44	0,45	0,44	0,43	0,44	0,42	0,43	0,40
	δ	0	0,09	0,14	0	0,17	0,25	0	0,26	0,33	0	0,35	0,40
40	\bar{q}_0	0,58	0,57	0,57	0,54	0,52	0,53	0,50	0,48	0,51	0,46	0,47	0,50
	δ	0	0,09	0,16	0	0,17	0,31	0	0,26	0,43	0	0,35	0,52
50	\bar{q}_0	0,67	0,64	0,64	0,59	0,56	0,57	0,52	0,50	0,53	0,46	0,45	0,51
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,34	0	0,26	0,49	0	0,35	0,62
60	\bar{q}_0	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57	0,50	0,57	0,50	0,42	0,40	0,46
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,69
70	\bar{q}_0	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54	0,46	0,43	0,45	0,35	0,34	0,38
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70
80	\bar{q}_0	0,72	0,70	0,68	0,59	0,50	0,50	0,40	0,37	0,38	0,29	0,27	0,29
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70
90	\bar{q}_0	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44	0,33	0,30	0,31	0,22	0,20	0,22
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70
100	\bar{q}_0	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37	0,26	0,24	0,24	0,16	0,14	0,15
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70
110	\bar{q}_0	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30	0,20	0,18	0,17	0,11	0,09	0,10
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70
120	\bar{q}_0	0,49	0,45	0,44	0,27	0,24	0,23	0,13	0,12	0,11	0,06	0,05	0,05
	δ	0	0,09	0,17	0	0,17	0,35	0	0,26	0,52	0	0,35	0,70

Примечание. θ —угол, составляемый задней гранью стенки с горизонтом и отсчитываемый от нее по часовой стрелке; ϕ , ϕ_0 — угол внутреннего трения грунта и угол трения грунта о стенку; δ —угол, составляемый давлением грунта с нормалью к задней грани стенки (для крутых стенок, близкий к ϕ).

та стены; $M_{пр}$ — момент удерживающих сил относительно той же оси; m — коэффициент условий работы, равный 0,7 при нескальном грунте в основании стены и 0,8 при скальном (ВСН 167—70).

При этом направление реакции подпорной стенки остается неизменным, а направление реакции грунта R_1 будет меняться в зависимости от угла наклона плоскости скольжения α_i . В результате построения получают кривую $V_1V_2V_3V_4$ (рис. 4.58). Проводят прямую, параллельную OO_4 , таким образом, чтобы она была касательной к кривой $V_1V_2V_3V_4$ изменения давления E . Для нахождения величины E_{max} необходимо провести через найденную точку касания прямую, параллельную направлению E , и измерить полученный отрезок. В масштабе сил это и будет величина равнодействующей активного давления грунта.

Так как величина суммарного давления на подпорную стенку равна площади треугольника эпюры боковых давлений, то удельное давление у нижнего ребра задней грани стенки

$$\sigma_2^{max} = \frac{2E_{max}}{H}, \quad (4.104)$$

где H — длина задней грани подпорной стенки.

В. В. Соколовским в результате численного интегрирования преобразованных нелинейных дифференциальных уравнений теории предельного равновесия методом конечных разностей получена величина активного давления, вычисляемая по формуле

$$\sigma_2 = \bar{q}_0 (\gamma Z + q), \quad (4.105)$$

где \bar{q}_0 — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 4.28; γ — объемный вес грунта; Z — глубина рассматриваемой точки; q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки на горизонтальную поверхность засыпки.

Подпорные стены рассчитывают по трем предельным состояниям. По первому находят устойчивость стены против опрокидывания и скольжения, ее прочность по материалу и основанию под подошвой фундамента стены. По второму предельному состоянию проверяют положение равнодействующей внутренних сил в сечении по подошве фундамента. По третьему предельному состоянию контролируют положение равнодействующих внутренних сил в поперечных сечениях каменных и бетонных стен и рассчитывают их на трещиностойкость.

При расчете подпорной стены нагрузки, действующие на стенку и на поверхность грунта за ней, приводят к участку стены длиной 1 м.

Устойчивость всей стены против опрокидывания рассчитывают по формуле

$$m \geq \frac{M_{оп}}{M_{пр}}, \quad (4.106)$$

где $M_{оп}$ — момент опрокидывающих сил относительно оси, проходящей через переднее нижнее ребро подошвы фундамен-

Расчет устойчивости всей стены против скольжения производят по формуле

$$m \geq \frac{T_{сд}}{T_{пр}}, \quad (4.107)$$

где $T_{сд}$ — проекция сдвигающих сил на плоскость скольжения; $T_{пр}$ — предельная сдвигающая сила, равная проекции удерживающих сил на ту же плоскость; m — коэффициент условий работы, по ВСН 167—70 равный 0,9.

Прочность железобетонных и бетонных стен по материалу находят в соответствии с СН 365—67, а каменных — по СН 200—62.

Расчет прочности грунтового основания под стеной производят по формулам

$$\frac{N}{F} \leq R \text{ и } \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq 1,2R \quad (4.108)$$

или

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{N}{c} \leq 1,2R, \quad (4.109)$$

где R — расчетное сопротивление грунта осевому сжатию, определяемое по СН 200—62; N , M — продольная сила и изгибающий момент в сечении по подошве фундамента; F , W — площадь и момент сопротивления подошвы фундамента; c — расстояние от наиболее нагруженного края подошвы фундамента до точки приложения продольной силы N :

$$c = \frac{b}{2} - \frac{M}{N}.$$

Здесь b — ширина подошвы фундамента.

Если $\frac{M}{N} \leq \frac{b}{6}$, то расчет ведут по формуле (4.108), а если

$$\frac{M}{N} > \frac{b}{6} \text{ — по выражению (4.109).}$$

Одним из способов повышения устойчивости откосов и склонов, а также несущей способности слабых грунтов является его армирование. Отличительная особенность конструкций из армогрунта — гибкость и быстрота производства работ, а также возможность поэтапного строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев Г. А. Динамика инфильтрации дождевой воды в почву. В сб. «Труды ГГИ», вып. 6. Л., 1948.
2. Андрианов П. И. Теплопроводность почвы. Научно-агрономический журнал, № 12, 1928.
3. Бабков В. Ф. Устойчивость земляного полотна автомобильных дорог. М., 1966.
4. Бастамов С. Л. О роли парообразного перераспределения влаги в замерзающих и мерзлых грунтах. В сб. «Регулирование водного режима дорожных оснований», вып. VI. М., 1946.
5. Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., 1952.
6. Березанцев В. Г. Расчет прочности оснований сооружений. Л.—М., 1960.
7. Бернацкий Л. Н. Прикладная гидротехника. М., 1935.
8. Бируля А. К. Проектирование автомобильных дорог, ч. I, II. М., 1953, 1962.
9. Бируля А. К., Бируля В. И., Носич И. А. Устойчивость грунтов дорожного полотна в степных районах. М., 1951.
10. Бируля А. К., Сиденко В. М. Определение расчетной влажности для проектирования дорожного полотна по данным метеостанций. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 17. Харьков, 1954.
11. Бируля А. К., Сиденко В. М. Определение расчетной влажности земляного полотна автомобильных дорог с помощью теории вероятности. «Автомобильные дороги», № 12, 1957.
12. Богатырева Е. И. Особенности возведения насыпей на северо-востоке европейской части СССР. «Автомобильные дороги», № 8, 1970.
13. Богословский Н. Н., Красицкий В. О. О глубине промерзания грунтов. «Строительная промышленность», № 9, 1935.
14. Боженова А. П. Миграция воды и льдовыведения в промерзающих и мерзлых грунтах. В сб. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов», вып. 3. М., 1957.
15. Будников А. Н. Формула для определения глубины промерзания для водопроводных труб. «Водоснабжение и санитарная техника», № 7, 1938.
16. Бudyко М. И., Зубенок Л. И. Определение испарения с поверхности суши. «Изв. АН СССР», серия географическая, № 6, 1961.

17. Вопросы эксплуатации автомобильных дорог и мостов. М., 1970.
18. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы. М., 1931, 1933.
19. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. М., 1948.
20. Гумбель Э. Статика экспериментальных значений. М., 1965.
21. Гольдштейн М. Н. Ускоренный расчет устойчивости откосов. «Бюллетень Союзтранспроекта». М., 1938.
- ✓ 22. Гольдштейн М. Н., Механика грунтов. Справочник «Инженерные сооружения». М., 1950.
- ✓ 23. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С. Расчет устойчивости откосов с учетом ползучего сдвига. В сб. «Вопросы геотехники», вып. 7. М., 1964.
- ✓ 24. Гольдштейн М. Н. Деформация земляного полотна и оснований сооружений при промерзании и оттаивании. М., 1948.
25. Голушкевич С. С., Раппопорт Р. М. Графический метод решения плоской задачи теории упругости. В сб. «Труды ЛПИ», вып. 2. Л., 1950.
26. Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. Л.—М., 1948.
27. Дрозд П. А. Оценка напряженного состояния основания земляных плотин на болотах. В сб. «Материалы 1-й Всесоюзной конференции по строительству на торфяных грунтах». Калинин, 1972.
28. Евгеньев И. Е. Строительство автомобильных дорог через болота. М., 1968.
29. Егоров К. Е. Распределение напряжений и перемещений в двухосновом основании ленточного фундамента. В сб. «Труды НИС фундаментостроя», вып. 10. М., 1939.
30. Золотарь И. А., Пузаков Н. А., Сиденко В. М. (отв. ред.). Водно-тепловой режим земляного полотна и дорожных одежд. М., 1971.
31. Золотарь И. А. Основы расчета водно-тепловых процессов в земляном полотне автомобильных дорог в районах распространения многолетнемерзлых горных пород. В сб. «Материалы VIII Всесоюзного межведомственного совещания по геокриологии (мерзлотоведению)», вып. 8. Якутск, 1966.
32. Золотарь И. А. Прогноз величины и скорости пучения на автомобильных дорогах. В сб. «Борьба с пучинами на железных и автомобильных дорогах». М., 1965.
33. Иванова И. Н. Приближенно-статистический метод определения оптимального количества инженерно-геологических проб пород. «Изв. вузов». Геология и разведка, № 4, 1967.
34. Иванов Л. В. О неоднородности и методах изучения и оценки строительных свойств грунтов ледникового комплекса. В сб. «Труды ЛИСИ», вып. 18. Л., 1954.
35. Каган А. А. Расчетные показатели физико-механических свойств грунтов. Л., 1973.

36. Каган А. А. О применении методов математической статистики к выбору расчетных показателей свойств грунтов. В сб. «Математические методы в инженерной геологии». М., 1968.
37. Казарновский В. Д. и др. О прогнозе осадок насыпей на торфяных грунтах. В сб. «Труды Союздорнии», вып. 60. М., 1972.
38. Киселев М. Ф. Морозное пучение и мероприятия по уменьшению деформаций фундаментов на пучинистых грунтах. В сб. «Труды НИИОСП», вып. 52. М., 1963.
39. Колосков П. И. Глубина зимнего промерзания в европейской части СССР и в Казахстане. «Мерзлотоведение», том II, вып. I. М., 1947.
40. Королев А. С., Левтин А. Т. Определение конечных деформаций торфяного основания от действия внешних нагрузок. В сб. «Строительство на торфяных грунтах», ч. II. Калинин, 1972.
41. Корсунский М. Б. и др. Регулирование водно-теплового режима земляного полотна автомобильных дорог в районах сезонного промерзания. В сб. «Труды Союздорнии», вып. 13. М., 1966.
42. Костяков А. И. О динамике коэффициента просачивания воды в почво-грунты и необходимости динамического подхода к его изучению в мелиоративных целях. «Почвоведение», № 3, 1932.
43. Котов М. Ф. Избранные главы механики грунтов. М., 1964.
44. Коломенский Н. В. Общая методика инженерно-геологических исследований. М., 1968.
45. Кривисский А. М. Конструирование и расчет нежестких дорожных одежд по местному предельному равновесию. М., 1963.
46. Крей Г. Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке. М., 1932.
47. Курдюмов В. И. К вопросу о сопротивлении естественных оснований. М., 1891.
48. Курдюмов В. И. Краткий курс оснований и фундаментов. Спб., 1916.
49. Лапки Г. И. Определение глубины промерзания грунтов для целей фундаментостроения. В сб. «Труды НИИ оснований и фундаментов», вып. 26. М., 1955.
50. Лейбензон Л. С. Руководство по нефтепромысловой механике, ч. I и II. М., 1931.
51. Леонович И. И. и др. Влияние водно-тепловых процессов на параметры земляного полотна и прочность автомобильных лесовозных дорог. В сб. «Проектирование, строительство и эксплуатация лесовозных дорог». Минск, 1972.
52. Леонович И. И., Вырко Н. П. Статистический метод определения глубины промерзания грунтов. В сб. «Отопление, вентиляция и строительная теплофизика», вып. I. Минск, 1971.
53. Леонович И. И., Вырко Н. П. Исследование температурного режима земляного полотна. В сб. «Механизация лесоразработок и транспорта леса», вып. 2. Минск, 1972.
54. Леонович И. И. и др. Пособие по расчету земляного полотна и одежд автомобильных лесовозных дорог. Минск, 1968.

55. Леонович И. И., Богданович Т. К. Пособие по расчету земляного полотна автомобильных лесовозных дорог на слабых основаниях. Минск, 1973.
56. Леонович И. И., Върко Н. П. Накопление и передвижение влаги в грунтах земляного полотна. В сб. «Строительные конструкции и теория сооружений», вып. 2. Минск, 1973.
57. Ломизе Б. М. Нахождение опасной поверхности скольжения при расчете устойчивости откосов. «Гидротехническое строительство», № 2, 1954.
58. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств песчаных и глинистых грунтов. М., 1952.
59. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., 1970.
60. Лужецкий А. Н. О методах определения оптимального количества проб при изучении инженерно-геологических свойств оползневых накоплений южного берега Крыма. В сб. «Материалы семинара по применению геофизических и математических методов при гидрогеологических и инженерно-геологических исследованиях». М., 1967.
61. Лукьянов В. С. Методика расчета глубины промерзания грунтов. М., 1951.
62. Лукьянов В. С., Головкин М. Д. Расчет глубины промерзания грунтов. М., 1957.
63. Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. М., 1949.
64. Маслов Н. Н. Условия устойчивости склонов и откосов. М., 1955.
65. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., 1968.
66. Материалы к Первой всесоюзной конференции по строительству на торфяных грунтах, ч. II. Калинин, 1972.
67. Меджитов Р. М. Глубина промерзания почвы на территории Белоруссии. Минская ГМО. Минск, 1960.
68. Методические указания по проектированию морозозащитных и дренающих слоев в основании проезжей части автомобильных дорог. М., 1965.
69. Методические указания по проектированию земляного полотна на слабых грунтах. М., 1968.
70. Мотылев Ю. Л., Казарновский В. Д. Уточнить требования к крутизне откосов. «Автомобильные дороги», № 6, 1967.
71. Доклады Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1961.
72. Ничипорович А. А., Хрусталева Н. Я. О расчете устойчивости плотин на нескальных основаниях. «Гидротехническое строительство», № 6, 1949.
73. Новоженев И. С. Изучение глубины промерзания грунтов. В сб. «Труды Уральского индустриального института», вып. II. Свердловск, 1953.
74. Носич И. А. Влияние влажности на прочность грунта в дорожном полотне. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 10. Харьков, 1950.

75. Носич И. А. Сезонные колебания влажности и плотности грунтов в полотне дорог степных районов. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 13. Харьков, 1951.
76. Носич И. А. Водный режим земляного полотна автомобильных дорог в условиях степи и лесостепи УССР. Автореферат канд. дисс. Харьков, 1949.
77. Огоноченко В. П. Объем инженерно-геологического опробования при ограниченном рассеянии частных показателей свойств горных пород. В сб. «Вопросы методики инженерно-геологических исследований», вып. 2. Томск, 1967.
78. Орлов В. О. Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов. М., 1962.
79. Отто А. П., Фомина Л. М. Глубина промерзания оголенных от снега грунтов в пределах Латвийской ССР. В сб. «Труды Рижской гидрометеорологической обсерватории», вып. 4. Рига, 1963.
80. Павлов А. В. Теплообмен промерзающих и протаивающих грунтов с атмосферой. М., 1965.
81. Павловский Н. Н. Теория движения грунтовых вод. Л., 1923.
82. Пильгунова З. В. Метод математической статистики в установлении среднего значения сопротивления сдвигу глинистых пород. В сб. «Труды лаборатории гидрогеологических проблем», т. XIV. М., 1957.
83. Попов Е. Г. Основы гидрологических прогнозов. Л., 1968.
84. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., 1964.
85. Порицкий Р. З., Корюков В. П. Организация наблюдений за водно-тепловым режимом автомобильных дорог в Полесье. В сб. «Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов». Минск, 1971.
86. Порицкий Р. З. Методы регулирования водно-теплого режима земляного полотна автомобильных дорог. Минск, 1971.
87. Порицкий Р. З. Прогноз расчетных показателей грунта с помощью ЭВМ. В сб. «Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов». Минск, 1971.
88. Порицкий Р. З. Пути повышения прочности и устойчивости земляного полотна автомобильных дорог в условиях БССР. В сб. «Тезисы докладов на республиканском научно-техническом совещании 8—10 декабря 1971». Минск, 1971.
89. Преферансов Л. А. Водный режим дорожного полотна. В сб. «Регулирование водного режима дорожных оснований», вып. VI. М., 1946.
90. Преферансова Л. А. Расчетная влажность грунтов земляного полотна и методы ее определения. «Автомобильные дороги», № 1, 1966.
91. Приклонский В. А. Грунтоведение, ч. I, II. М., 1955, 1952.
92. Приклонский В. А., Окнина Н. А. Предварительные данные об инженерно-геологическом изучении четвертичных илов северо-западной части Черного моря. В сб. «Труды лаборатории гидрогеологических проблем», т. XV. М., 1957.
93. Пузаков Н. А. Теоретические основы зимнего влагонакопления в грунтах и их практическое применение. В сб. «Проектирование и

- сооружение земляного полотна железных и автомобильных дорог». М., 1950.
94. Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. М., 1960.
 95. Пузаков Н. А. Предохранение дорожного полотна от грунтовых вод. В сб. «Регулирование водного режима дорожных оснований», вып. VI. М., 1946.
 96. Пузыревский Н. П. Теория напряженности земляных грунтов. В сб. ЛИИПС, вып. 99. Л.—М., 1929.
 97. Пчелинцев А. М. Строение и физико-механические свойства мерзлых грунтов. М., 1964.
 98. Родин А. Р. Водопоглощение почвами в смешанных лесах. Научные доклады высшей школы, сер. «Лесоинженерное дело», № 4, 1958.
 99. Роде А. А. Основы учения о почвенной влаге, т. I. Л., 1965.
 100. Россовский П. Д. и др. Исследование температурного режима дорожной конструкции с помощью полупроводниковых сопротивлений. «Автомобильные дороги», № 5, 1968.
 101. Рюкли Р. Влияние промерзания на устойчивость дорожных оснований. М., 1948.
 102. Сб. «Многолетние колебания стока и вероятностные методы их расчета». М., 1967.
 103. Сиденко В. М. Сезонное изменение прочности грунтов земляного полотна в степных районах УССР. Автореферат канд. дисс. М., 1956.
 104. Сиденко В. М. О расчетном состоянии грунтовых оснований дорожных покрытий в степных районах. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 19. Харьков, 1957.
 105. Сиденко В. М. Сезонное изменение прочности грунта дорожного полотна в степных районах. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 20. Харьков, 1959.
 106. Сиденко В. М., Батраков О. Т. Потребное число измерений при определении основных физико-механических свойств грунтов. В сб. «Труды ХАДИ», вып. 23. Харьков, 1960.
 107. Сиденко В. М., Гриднев С. А. Возвышение бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод в южных районах. «Автомобильные дороги», № 4, 1967.
 108. Сиденко В. М. Расчет и регулирование водно-теплого режима дорожных одежд и земляного полотна. М., 1962.
 109. Сиденко В. М. Расчет глубины промерзания автомобильных дорог. «Автомобильные дороги», № 12, 1967.
 110. Сиденко В. М. Автомобильные дороги. Киев, 1973.
 111. Соболевский Ю. А. Критерий пологого и крутого фильтрующих откосов. В сб. «Устойчивость фильтрующих откосов». Минск, 1969.
 112. Снитко Н. К. Строительная механика грунтов. Л., 1947.
 113. Созыкин Н. Ф. Гидрологическое значение лесной подстилки и физических свойств лесных почв. В сб. «Труды ВНИИЛХ», вып. 8. М., 1939.
 114. Соколова В. М. Зависимость пучения грунтов от их природной влажности. В сб. «Труды НИИОПС», вып. 56. М., 1966.
 115. Соколовский В. В. Статика сыпучих тел. М., 1942.
 116. Соколовский В. В. Речной сток. Л., 1950.
 117. Соловьев Ю. И. К вопросу об оценке расчетных значений параметров прочности грунта. В сб. «Материалы V совещания по уплотнению и уплотнению грунтов». Новосибирск, 1966.
 118. Стоценко Н. В. Сезонная мерзлота в пределах СССР. В сб. «Материалы по вопросам сезонной мерзлоты». Владивосток, 1957.
 119. Судницын И. И. Закономерности передвижения почвенной влаги. М., 1964.
 120. Тейлор Д. Основы механики грунта (пер. с англ.). М., 1960.
 121. Темникова Н. С. Промерзание почвы под оголенной и покрытой снежным покровом поверхностью. Рижская ГМО. Рига, 1959.
 122. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. М., 1933.
 123. Терцаги К. Теоретическая механика грунтов. М., 1961.
 124. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М., 1958.
 125. Тебер С. Промерзание и оттаивание грунтов как фактор разрушения дорожных одежд. В сб. «Труды Дорнии». М., 1936.
 126. Тулаев А. Я. Круглогодичной цикл пучинообразования. В сб. «Труды Дорнии», вып. II. М., 1941.
 127. Тулаев А. Я. Регулирование водного режима земляного полотна на автомобильных дорогах. В сб. «Проектирование и возведение земляного полотна железных и автомобильных дорог». М., 1950.
 128. Тулаев А. Я. Обзор литературных работ, посвященных изучению пучин и мерам борьбы с ними, опубликованных до 1938 г. В сб. «Труды Дорнии», вып. II. М., 1941.
 129. Тулаев А. Я. Осушение земляного полотна. М., 1948.
 130. Тулаев А. Я. и др. Пересмотреть нормы проектирования земляного полотна. «Автомобильные дороги», № 1, 1968.
 131. Тютюнов И. А., Нерсесова З. А. Природа миграции воды в грунтах при промерзании и основы физико-химических приемов борьбы с пучением. М., 1963.
 132. Урбах В. Ю. Биометрические методы. М., 1964.
 133. Утенков В. Ф. Промерзание грунтов. «Строительная техника», № 16, 1945.
 134. Федоров В. И. О существовании единого критерия для определения температуры начала замерзания глинистых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 1, 1968.
 135. Фелениус В. Статика грунтов. М., 1938.
 136. Фенин Н. К., Каткевичюс Л. А. Мелиорация избыточно увлажненных земель намывом грунта. «Гидротехника и мелиорация», № 5, 1965.
 137. Флорин В. А. Основы механики грунтов, т. 1, 2. М., 1959, 1961.
 138. Флорин В. А. Расчеты оснований гидротехнических сооружений. М., 1948.
 139. Хархута Н. Я. и др. Уплотнение грунтов дорожных насыпей. М., 1958.

140. Хархута Н. Я., Васильев Ю. М. Устойчивость и уплотнение грунтов дорожных насыпей. М., 1964.
- ✓ 141. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., 1951, 1963.
142. Цытович Н. А. Основания и фундаменты. М., 1959.
143. Цытович Н. А. Некоторые общие вопросы методики исследования физико-механических свойств мерзлых грунтов. В сб. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов», вып. 2. М., 1954.
144. Цытович Н. А. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. М., 1958.
145. Цытович Н. А. Вопросы промерзания грунтов при определении глубины заложения фундамента. М., 1947.
- ✓ 146. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., 1973.
147. Цытович Н. А. Принцип равновесного состояния воды в мерзлых грунтах. В сб. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов», вып. 3. М., 1957.
148. Шахуняц Г. М. К вопросу определения условий устойчивости оползней. «Строительство железных дорог и путевое хозяйство», № 2, 1941.
149. Шахуняц Г. М. Основы практического расчета свободных и поддерживающих откосов. В сб. «Труды МИИТ», вып. 71. М., 1948.
150. Шахуняц Г. М. Земляное полотно железных дорог. М., 1958.
151. Шахуняц Г. М. Железнодорожный путь. М., 1969.
- ✓ 152. Шахуняц Г. М. Назначение расчетных характеристик грунтов. В сб. «Труды Московского института инженеров железнодорожного транспорта», вып. 273. М., 1968.
153. Шахуняц Г. М. Железнодорожный путь. М., 1969.
154. Шахуняц Г. М. Расчет устойчивости склонов и откосов против скольжения пород. В сб. «Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними». Киев, 1964.
155. Шелопаев Е. И. Устойчивость лесовозных автомобильных дорог в переувлажненных районах. М., 1968.
156. Шелопаев Е. И. Регулирование водно-теплового режима земляного полотна автомобильных дорог в целях повышения долговечности дорожных одежд в условиях южной части Красноярского края. Автореферат канд. дисс. М., 1963.
157. Шелопаев Е. И. Водно-тепловой режим и устойчивость автомобильных дорог в избыточно увлажненных районах Сибири. В сб. «Строительство и эксплуатация автомобильных лесовозных дорог», вып. 72. Химки, 1966.
158. Шеслер А. И. Определение допускаемого пучения земляного полотна для нежестких дорожных одежд. «Автомобильные дороги», № 4, 1968.
159. Шехтер Ф. Н. Промерзание грунта при заданной температуре на деятельной поверхности. В сб. «Труды ГГО им. А. И. Войкова», вып. 94. Л., 1960.
160. Шехтер Ф. Н. Расчет глубины промерзания почвы и температуры мерзлой почвы. В сб. «Труды ГГО им. А. И. Войкова», вып. 77. Л., 1958.

161. Ясюнас Л. П. Вопросы борьбы с оползнями на железных дорогах. М., 1949.
162. Bodman G. B. and Colman C. A. Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils. S.S.S. Am. Pz., v. 8, 1944.
163. Coulomb Ch. Applikation des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique. «Mémoires de Savantes étrangers de l'Acad. des sc. de Paris», 1773.
164. Gen Ogata and Richards L. A. Water content changes following irrigation of barefield soil that is protected from evaporation. S.S.S. Am Pr., v. 21, 1957.
165. Kötter F. Über der Druck von Sand. Berlin, 1909.
166. Kötter F. Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen—eine Aufgabe aus der Lehre von Erddruck. Berlin, 1903.
167. Marshall T. I. and Stirk G. B. Pressure potentials of water moving downward into soil. S.S.S., v. 68, 1949.
168. Miller D. E. and Richards F. Hydraulic gradients during infiltration in soils. S.S.S. Am. Pr., v. 16, 1952.
169. Philippe A., Aguirre-Puente J., Bertouille H. Stude en simulation des effets du gel sur les structures routières et leurs sols supports. «Bull. Cent. géomorphol. Caen. CNPS», N 13—15, 1972.
170. Richards L. A., Gardner W. R. and Gen Ogata. Physical processes determining water loss from the soil. S.S.S. Am. Pr., v. 20, 1956.
171. Richards L. A. Capillary conduction of liquids through porous mediums. Physics, v. 1, 1931.
172. «Strasse und Autobahn», N 3, 1956.

ОГЛАВЛЕНИЕ

2	Предисловие	3
	От авторов	5
	Глава 1	
	КОНСТРУКЦИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	
1	1.1. Назначение и требования к земляному полотну	7
2	1.2. Грунт как дорожно-строительный материал	12
3	1.3. Конструкции и форма земляного полотна	16
	1.4. Земляное полотно на болотах	23
	Глава 2	
	ВОДНО-ТЕПЛОВОЙ РЕЖИМ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	
1	2.1. Влияние промерзания и оттаивания на деформирование грунта в теле земляного полотна	29
	2.2. Глубина промерзания грунтов земляного полотна	35
	2.3. Пурины и их прогнозирование	65
	2.4. Миграция влаги в грунтах земляного полотна	74
	2.5. Определение высоты насыпи в зависимости от водно-теплого режима района строительства	91
	Глава 3	
	ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	
1	3.1. Основные типы деформаций земляного полотна	97
	3.2. Основные понятия о прочности грунтов	101
	3.3. Изменение прочностных и деформативных характеристик грунтов в зависимости от водно-теплого режима земляного полотна	109
1	3.4. Выбор и назначение расчетных характеристик грунтов	118
	Глава 4	
	УСТОЙЧИВОСТЬ И ОСАДКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	
	4.1. Развитие теории предельного равновесия грунтов	135
	4.2. Устойчивость откосов и склонов	139
	4.3. Устойчивость насыпей, подтопляемых водой	165
	4.4. Устойчивость насыпи на косогоре	167
	4.5. Устойчивость земляного полотна на слабых основаниях	168
	4.6. Расчет осадки насыпи	177
	4.7. Методы повышения устойчивости земляного полотна	199
1	Литература	221