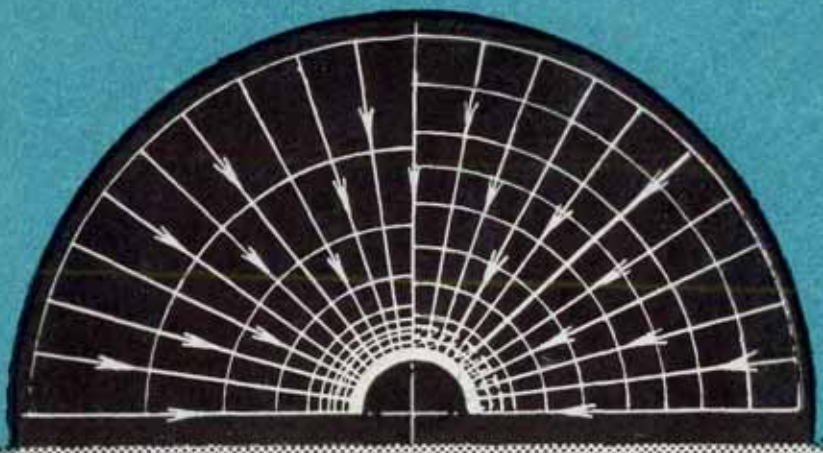


А.И. МУРАШКО

СЕЛЬСКО-ХОЗЯЙСТВЕННЫЙ ДРЕНАЖ В ГУМИДНОЙ ЗОНЕ

А. И. МУРАШКО

СЕЛЬСКО ХОЗЯЙСТВЕННЫЙ ДРЕНАЖ В ГУМИДНОЙ ЗОНЕ

МОСКВА «КОЛОС» 1982

УДК 631.6:626.862.4

Рецензент: *Б. С. Маслов*, доктор технических наук, профессор (Минводхоз СССР)

Мурашко А. И. **Сельскохозяйственный дренаж в гумидной зоне.**— М.: Колос, 1982.— 272 с.

В книге на основе исследований автора и обобщения новейших отечественных и зарубежных публикаций изложены научные и практические основы проектирования, расчетов и строительства закрытого горизонтального и вертикального дренажа в гумидной зоне. Рассмотрены принципы, методы и способы современных мелиораций, теория фильтрации подземных вод и фильтрационной прочности грунтов. Большое внимание уделено применению в осушительных мелиорациях полимерных и других новых материалов. Рассмотрен комплекс вопросов, связанных с расчетами и строительством пластмассового дренажа, изложены методы подбора дренажных фильтров из искусственных и естественных материалов. Приведены конструктивные схемы, условия применения, методы определения гидрогеологических параметров и фильтрационные расчеты нового в гумидной зоне способа осушения — вертикального дренажа.

Таблиц 47. Иллюстраций 80.

М $\frac{3802030200-302}{035(01)-82}$ подписное КБ — 48—22—81

© Издательство «Колос», 1982

ПРЕДИСЛОВИЕ

Интенсивное сельскохозяйственное производство на значительной части земельных угодий в гумидной зоне невозможно без осуществления мелиоративных мероприятий, главное из которых — регулирование водного режима. Основной способ регулирования водного режима почв в гумидной зоне в настоящее время — это горизонтальный трубчатый дренаж. Правильно запроектированный и качественно построенный, он нормально функционирует 30...50 лет и более. Однако мелиоративная практика знает массу случаев неудовлетворительной работы дренажа и быстрого (за 3...5 лет) выхода его из строя. Затраты на реконструкцию и восстановление дренажа нередко достигают 50...80% первоначальной стоимости осушения и составляют 500...1000 р. на 1 га.

Причины, обусловливающие слабую эффективность дренажа и преждевременный выход его из строя, следующие: недостаточная изученность объектов мелиораций при изысканиях; ошибки, допускаемые при составлении проектов; некачественное, а иногда и неправильное строительство и др. Нередко в проектах ошибочно принимают неприемлемый в данных условиях метод или способ мелиораций, завышают междренные расстояния, неверно учитывают особенности почвенных и гидрогеологических условий. При строительстве дренажа иногда мало внимания уделяют сохранению структуры почвы, качеству работ, устройству защитных фильтров, вследствие чего трубы быстро заиляются и не справляются со своевременным отводом избыточных вод с мелиорированных участков.

Существенным прогрессом в деле осушения земель в гумидной зоне явилось применение полимерных и других новых материалов, а также вертикального дренажа. Внедрение горизонтального пластмассового дренажа, а при наличии соответствующих гидрогеологических условий — и вертикального позволяет значительно увеличить производительность труда и качество строительства, сократить стоимость мелиоративных работ и создать бо-

лее совершенные (по сравнению с керамическим дренажем) осушительно-увлажнительные системы.

В книге основное внимание уделено новейшим достижениям отечественной и зарубежной науки и практики в области сельскохозяйственного дренажа. В ней на основе более чем 20-летних натурных исследований автора в условиях Белоруссии, а также теоретических решений и обобщения отечественных и зарубежных публикаций изложены главные научные и практические положения по проектированию, расчетам и строительству закрытого горизонтального дренажа. Даны современные принципы, методы и способы мелиораций, теория фильтрации подземных вод и фильтрационной прочности грунтов. Большое внимание уделено применению в дренажном строительстве полимерных и других новых материалов, вопросам, связанным с проектированием и строительством пластмассового дренажа, расчетами и подбором дренажных фильтров из искусственных материалов и др.

Детально рассмотрены конструктивные схемы, условия применения, методы определения гидрогеологических параметров, фильтрационные расчеты и другие вопросы, связанные с применением нового в гумидной зоне способа осушения — вертикального дренажа. Большинство содержащихся в книге решений доведено до вида, удобного для практического применения, приведен ряд конкретных рекомендаций и примеров расчетов.

ГЛАВА I

ОСОБЕННОСТИ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ МЕЛИОРАЦИЙ В ГУМИДНОЙ ЗОНЕ

Характерная особенность земледелия в гумидной зоне страны состоит в том, что оно осуществляется в условиях существенной асинхронности между поступлением воды в корнеобитаемый слой почвы и расходованием ее на развитие растений, испарение и сток, вследствие чего весной и осенью почти ежегодно влаги в почве в избытке, а летом ее часто не хватает. Поэтому современное высокопродуктивное земледелие на значительной части сельскохозяйственных угодий гумидной зоны невозможно без мелиоративных мероприятий в широких масштабах, которые прежде всего должны быть направлены на своевременное удаление из почвенного слоя избыточных вод. Вместе с тем для получения стабильно высоких урожаев необходимы и увлажнительные мероприятия в засушливые периоды вегетации растений.

Главное назначение мелиоративных систем в гумидной зоне — регулирование водного режима корнеобитаемого слоя почв в пределах, обеспечивающих оптимальные условия для развития растений и проведения сельскохозяйственных работ. При этом непременное условие заключается в экономном расходовании водных ресурсов, оперативном управлении, максимально возможном сохранении и улучшении природно-хозяйственных комплексов. Исходя из этого в последние годы существенно пересмотрены основные принципы мелиораций, предложены новые способы, широкое развитие получили мелиоративные системы двухстороннего действия.

Основной регулирующий элемент на мелиоративных системах — закрытый дренаж. В гумидной зоне применяются два вида закрытого дренажа — горизонтальный и вертикальный. Первый включает трубчатый (пластмассовый, керамический, трубофильтры и др.), беструбчатый (кротовый, щелевой) и комбинированный — соче-

тание горизонтального трубчатого с кротовым или горизонтального с вертикальным. Строительство трубчатого дренажа осуществляется траншейным и бестраншейным способами, вертикального — бурением скважин. Горизонтальные дрены и скважины — основные элементы, с помощью которых регулируется водный режим почв. Эффективность дренажа зависит от комплекса факторов, основные из которых следующие: конструкции труб, свойства фильтров, параметры дренажной сети, технология строительства и режимы эксплуатации. Любой из видов дренажа эффективен только в том случае, если он соответствует природным условиям, долговечен, правильно запроектирован, качественно построен и нормально эксплуатируется.

1. Структура мелиоративных мероприятий в гумидной зоне

Гидротехнические мероприятия по регулированию водного режима почв в гумидной зоне в общем случае направлены на решение трех задач: оградить территорию от избыточных (поверхностных и грунтовых) вод, поступающих со стороны; своевременно удалить с участка избыточные воды, поступающие непосредственно на его площадь; своевременно подать в корнеобитаемый слой недостающее количество воды при образовании дефицитов в засушливые периоды. Первые две — задачи осушения, последняя — увлажнения.

Способы мелиораций, структура мелиоративных систем и агромелиоративных мероприятий, а также назначение отдельных элементов определяются, с одной стороны, характером сельскохозяйственного использования мелиорированных земель, а с другой — климатическими, почвенно-морфологическими, гидрологическими и гидрогеологическими условиями. Как указывалось ранее, мелиоративные мероприятия должны быть направлены на двухстороннее регулирование влажности корнеобитаемого слоя почвы. Наиболее совершенны оросительные системы на автоморфных почвах и осушительно-оросительные системы с использованием для орошения поверхностных и подземных вод. Однако, учитывая ограниченность водных и материальных ресурсов, эти системы в первую очередь создают на землях, используе-

мых под долголетние культурные пастбища и овощные культуры. На луговых угодьях и пашне в условиях равнинного или слабоуклонного рельефа широко применяют осушительно-увлажнительные системы. На связных минеральных землях среднего и тяжелого механического состава осушительно-увлажнительные мероприятия (подпочвенное увлажнение) практически осуществить или невозможно, или чрезвычайно дорого. Это же относится и к землям с холмистым рельефом. В таких почвенно-морфологических условиях необходимо создавать осушительно-аккумулирующие системы, которые максимально аккумулировали бы талые и дождевые воды в почвенном профиле, а также в пределах мелиоративных объектов — в прудах и водоемах. На болотах обильного грунтово-напорного питания вполне приемлемы осушительно-увлажнительные системы на базе закрытого дренажа и шлюзования.

Наиболее совершенный способ мелиораций — закрытый горизонтальный, а в благоприятных гидрогеологических условиях — вертикальный дренаж. Вместе с тем на болотах с глубиной торфа менее 1,5 м, подстилаемых мощным слоем хорошо фильтрующих песчаных отложений, на осушительно-увлажнительных (и особенно на осушительно-оросительных) системах вполне допустимо регулирующую сеть устраивать из редких (через 400... 800 м) открытых каналов. Большого внимания заслуживает применение кротового дренажа на глубоких торфяниках.

Таким образом, при мелиорации земель в гумидной зоне применяют четыре вида систем: оросительные, осушительно-оросительные, осушительно-увлажнительные и осушительно-аккумулирующие (табл. 1).

Наиболее совершенный способ увлажнения — это дождевание. Однако оно материало- и капиталоемко и требует для эксплуатации значительных трудовых ресурсов. Поэтому дождевание используют пока главным образом для орошения овощных севооборотов и культурных пастбищ, а возле крупных животноводческих комплексов и предприятий по производству обезвоженных кормов — также для орошения посевов луговых трав. При выращивании овощей создают в основном стационарные системы, а для культурных пастбищ — полустационарные с групповым использованием широкозахватных дождевальных машин.

1. Классификация мелиоративных мероприятий

Мелиоративные системы	Почвенно-морфологические и гидрогеологические условия	Направленность сельскохозяйственного использования земель
I Оросительные	Равнинные автоморфные (не требующие осушения) почвы любого механического состава	1. Прифермские пастбища 2. Овощные культуры
II Осушительно-оросительные	Равнинные переувлажненные земли всех категорий, кроме болот обильного напорного питания	1. Луговые угодья для выпаса скота и производства травяных кормов 2. Овощные культуры
III. Осушительно-увлажнительные	1. Болота, подстилаемые мощными песчаными отложениями 2. Болота с глубиной торфа > 1 м, подстилаемые связными грунтами	1. Культурные сенокосы 2. Зерно-травяные севообороты
	3. Легкие минеральные почвы с мезорельефом < +0,3 м на мощных песчаных отложениях 4. Болота обильного грунтово-напорного питания и подстилаемые сапропелями	1. Полевые севообороты 2. Культурные сенокосы
IV. Осушительно-аккумулирующие	1 Почвы среднего и тяжелого механического состава с равнинным и холмистым рельефом 2 Супеси и песчаные почвы с макрорельефом < ±0,6 м 3. Лессовые почвы с макропонижениями > >0,5 м 4 Супесчаные почвы с холмистым рельефом и оторфованными лощинами	Полевые севообороты

Состав мелиоративных систем и агромелиоративных мероприятий
Водоисточники, в том числе и подземные, насосные станции, трубопроводы, дождевальные агрегаты; планировка, выравнивание мелиоративного объекта по уровню плодородия
Водоприемники, ограждающая и проводящая сеть, горизонтальный или вертикальный дренаж, водоисточники, в том числе и подземные; оросительная сеть с насосными станциями и дождевальными установками; планировка, выравнивание мелиоративного объекта по уровню плодородия
Водоприемники, ограждающая и проводящая сеть, систематический горизонтальный дренаж или открытая регулирующая сеть для болот, подстилаемых мощным слоем хорошо проницаемых песков; гарантированные водоисточники, подпорные сооружения, кротовый дренаж при глубоком торфе, тщательная планировка поверхности, выравнивание мелиоративного объекта по уровню плодородия
Водоприемники, ограждающая и проводящая сеть, горизонтальный систематический или вертикальный площадной дренаж, горизонтальный дренаж с самоизливающимися колодцами, кротовый дренаж в глубоком торфе, подпорные сооружения без водоисточника, планировка поверхности
Водоприемники, проводящая сеть, горизонтальный систематический дренаж; глубокое рыхление и рыхление-кротование с одновременным внесением стабилизирующих материалов; бессточный кротовый дренаж; аккумуляция поверхностного стока в прудах; планировка и выравнивание по уровню плодородия; устройство поглощающих колодцев, ложбин и др.
Водоприемники, неглубокий дренаж; планировка поверхности, внесение больших доз органических удобрений, торфование пахотного слоя, известкование, выравнивание мелиоративного объекта по уровню плодородия
Водоприемники, неглубокий дренаж; планировка поверхности, внесение больших доз органических удобрений, торфование пахотного слоя, известкование, выравнивание мелиоративного объекта по уровню плодородия
Водоприемники, систематический и выборочный дренаж; выравнивание поверхности; устройство аккумулирующих прудов-копаней
Водоприемники, выборочный горизонтальный или вертикальный дренаж, комбинированный дренаж, устройство водоемов-копаней в выработанных лощинах, оторфование вершин и склонов холмов, противоэрозионные мероприятия; окультуривание почвы путем внесения высоких доз органических и минеральных удобрений, посевы сидератных культур

Исследования и практика показывают, что в условиях глубоких торфяников подпочвенное увлажнение с частым кротовым или горизонтальным трубчатым дренажем по воздействию на урожай трав мало отличается от дождевания, особенно на хорошо выровненных площадях. Подпочвенное увлажнение применимо и на мелкозалежных торфяниках. Здесь ввиду развитого микрорельефа качество увлажнения почвы обычно несколько ниже, чем на глубоких торфяниках, однако при тщательной планировке поверхности на преобладающей части площадей достигается хороший эффект.

2. Способы регулирования водного режима почв и конструкции мелиоративных систем

В гумидной зоне регулирование водного режима почв осуществляют путем осушения, увлажнения и агромелиоративных мероприятий.

В зависимости от причин заболачивания и источников водного питания территории применяют следующие методы осушения: понижение уровней грунтовых и грунтово-напорных вод, защиту территории от притока воды со стороны, ускорение стока поверхностных вод и верховодки по пахотному слою, регулирование стока и длительности затопления пойм, ускорение просачивания воды в подпахотные слои.

Понижение уровней грунтовых и грунтово-напорных вод — основной метод при мелиорации болот и почв легкого и среднего механического состава. Ускорение стока поверхностных вод и верховодки по пахотному слою применяют преимущественно при осушении глинистых почв. Ограждение территории от притока вод со стороны обязательно во всех случаях.

В соответствии с принятым методом применяют тот или иной способ осушения, определяющий технические средства (систему сооружений), с помощью которых решается поставленная задача. Различают следующие способы осушения: горизонтальный (открытый, закрытый), вертикальный и комбинированный дренаж, обвалование с механическим водоподъемом, ограждение системой напорных каналов и ловчих дрен и др.

Увлажнение сельскохозяйственных угодий в гумидной зоне осуществляется в основном двумя способами: дождеванием и шлюзованием. Различают предупреди-

тельное и увлажнительное шлюзование. Первое заключается в задерживании в каналах с помощью подпорных сооружений (шлюзов и др.) части вод весеннего половодья и поддержание таким путем требуемого уровня грунтовых вод в начале вегетационного периода. На болотах обильного грунтово-напорного питания оно может быть эффективно весь вегетационный период. Увлажнительное шлюзование состоит в подаче воды из водоисточника в осушительную сеть и путем инфильтрации из нее в почву, поддержании уровней грунтовых вод на необходимой глубине.

Агромелиоративные мероприятия, применяемые обычно в дополнение к закрытому дренажу на тяжелых почвах, представляют собой специальные приемы обработки, направленные как на отвод избыточных вод из пахотного слоя (узкозагонная вспашка, бороздование, кротование, глубокое рыхление и др.), так и на улучшение

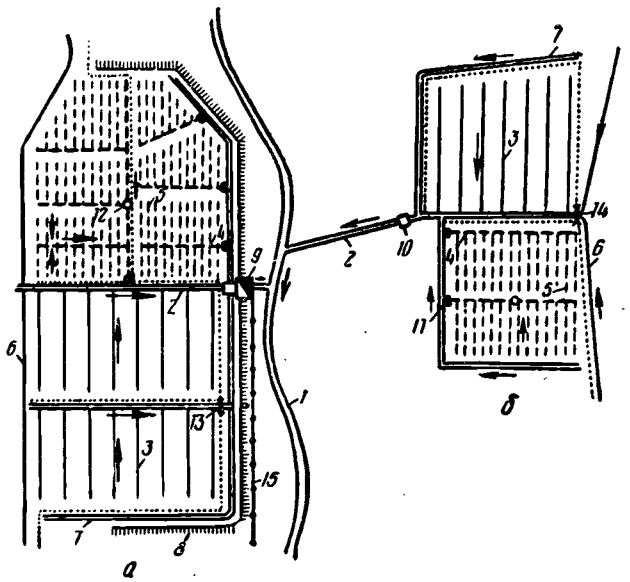


Рис. 1. Схема осушительных систем:

а — с механическим водоподъемом; *б* — самотечный; *1* — водоприемник; *2* — магистральный канал; *3* — осушитель; *4* — закрытый коллектор; *5* — дрена; *6* — нагорно-ловчий канал; *7* — ограждающие каналы; *8* — дамбы обвалования; *9* — насосная станция; *10* — шлюз-регулятор; *11* — устье; *12* — смотровой колодец; *13* — труба-регулятор; *14* — мост; *15* — ЛЭП.

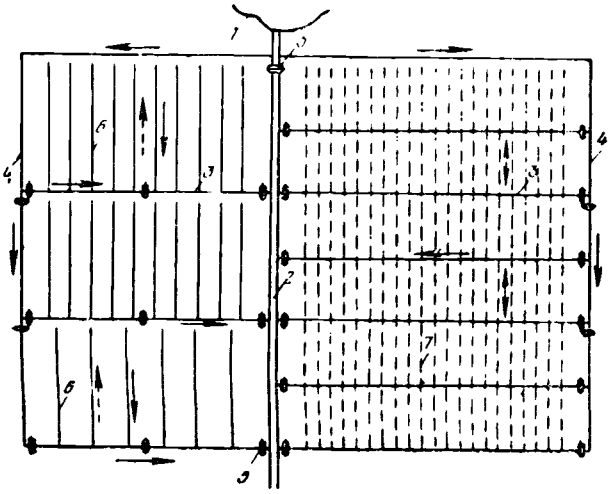


Рис. 2. Схема открытой осушительно-увлажнительной системы:
1 — водохранилище; *2* — магистральный канал; *3* — коллектор; *4* — распределитель; *5* — шлюз-регулятор; *6* — регулирующий канал; *7* — кротовые дрены.

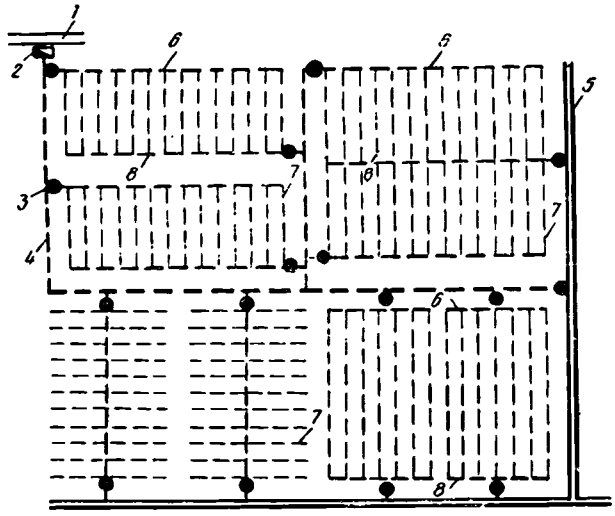


Рис. 3. Схема закрытой осушительно-увлажнительной системы:
1 — водоисточник; *2* — насосная станция; *3* — колодец с задвижкой; *4* — закрытый распределитель; *5* — магистральный канал; *6* — закрытый оросритель; *7* — дрены-увлажнители; *8* — сбросной коллектор.

аэрации и накопление в подпочвенных горизонтах влаги, необходимой для растений в засушливый период (кротование, глубокое рыхление и др.).

Подпочвенное увлажнение применяют на участках с выровненным рельефом на торфяниках и легких минеральных почвах, подстилаемых достаточно мощным слоем песчаных отложений. На глубоких беспнистых торфяниках эффективен кротовый дренаж.

Состав и конструктивные схемы мелиоративных систем в гумидной зоне чрезвычайно разнообразны и определяются комплексом природных, инженерно-хозяйственных и агротехнических факторов, главные из которых следующие: геоморфологические, почвенные и гидрогеологические условия; направление сельскохозяйственного использования территории; принятый способ регулирования водного режима почв; стоимостные показатели. Существенное значение имеют также природоохранные мероприятия.

Примерные схемы осушительных систем представлены на рисунке 1, осушительно-увлажнительных — на рисунках 2 и 3. Следует отметить, что первые типовые схемы осушительно-увлажнительных систем были разработаны в 40-х годах при составлении схемы реконструкции водно-земельных ресурсов Полесской низменности. Детальные характеристики типовых схем различных осушительно-увлажнительных систем, а также схемы ряда построенных крупных мелиоративных систем приведены в работе В. С. Маслова, В. С. Станкевича, В. Я. Черненка (1981) и др.

Основным регулирующим элементом практически всех современных мелиоративных систем в гумидной зоне страны служит горизонтальный дренаж, который с позиций геофильтрации должен быть, за редким исключением, отнесен к несовершенному.

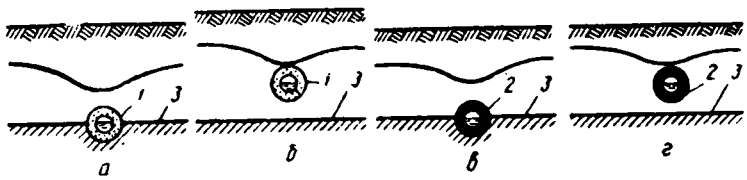


Рис. 4. Схема дрен:
а — совершенной; *б* — несовершенной по степени вскрытия пласта; *в* — по характеру вскрытия пласта; *г* — по степени и характеру вскрытия пласта.

Под несовершенством дрен понимается степень отличия по конструкции (параметрам) реальных дрен, каналов от совершенных («идеальных»), за которые принимается круглая полость или траншея в грунте, прорезающая весь водоносный пласт (горизонт) и полностью перехватывающая грунтовый поток (рис. 4). Различают несовершенство дрен по степени и характеру вскрытия пласта. Каналы, траншеи, дрены с пористыми стенками, дно которых расположено выше водоупора, называются несовершенными по степени вскрытия пласта. Если дренажные трубы выполнены из водонепроницаемого материала и принимают воду только через стыковые зазоры или перфорационные отверстия, то дренаж называется несовершенным по характеру вскрытия пласта. Применяемые на практике дрены в большинстве несовершенные по степени и характеру вскрытия пласта. Вблизи несовершенных дрен образуются зоны резкой деформации потока, что обусловливает возникновение дополнительных фильтрационных сопротивлений поступлению воды в трубы и уменьшение их осушительного эффекта.

ГЛАВА II

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ КЕРАМИЧЕСКИЙ ДРЕНАЖ

Керамический (гончарный) дренаж известен с древнейших времен (за 2 тыс. лет до н. э.), однако широкое развитие он получил со второй половины XIX в. после изобретения пресса для изготовления гончарных трубок. Темпы и объемы строительства керамического дренажа особенно возросли после второй мировой войны, когда начался выпуск специальных дреноукладочных машин. В западноевропейских странах и США максимальные объемы строительства керамического дренажа приходятся на 60-е годы текущего столетия, начиная с которых он постепенно вытесняется пластмассовым. В ряде стран (Нидерланды, ФРГ) керамический дренаж для осушения сельскохозяйственных угодий практически уже не применяется.

В России первые керамические дренажи построены в середине прошлого века, в то же время профессором Петровской сельскохозяйственной академии Н. И. Железняковым выполнены исследования его осушительного действия. Широкое развитие в СССР керамический дренаж получил с конца 50-х годов благодаря организации выпуска на Таллинском экскаваторном заводе специальных траншейных дреноукладчиков. Объемы строительства горизонтального керамического дренажа постоянно увеличиваются, и он, несмотря на постепенное расширение применения пластмассового дренажа, пока является основным способом осушения земель в гумидной зоне страны.

1. Конструктивные особенности керамического дренажа, его преимущества и недостатки

Горизонтальный трубчатый дренаж, в том числе и керамический, представляет собой отдельные закрытые системы, состоящие из коллекторов различных поряд-

ков и подсоединенных к ним регулирующих дрен (см. рис. 1...3). В редких случаях регулирующие дрены впадают в открытые каналы. Коллекторы дренажных систем устраивают из труб больших диаметров (75...250 мм и более), внутренние диаметры регулирующих дрен колеблются в пределах 40...75 мм.

Керамический дренаж устраивают из труб, изготавливаемых из глины со специальными добавками или без них по ГОСТ 8411—74. Трубы имеют цилиндрическую, шести- или восьмигранную наружную поверхность. Длина их составляет 333 мм с допустимыми отклонениями от ±5 до ±10 мм в зависимости от диаметра. Торцовые плоскости перпендикулярны продольной оси труб, допускаются отклонения от 3 мм (при $D=50$ мм) до 8 мм (при $D=250$ мм). Маркировка труб производится по внутреннему диаметру, поперечные размеры и допустимые отклонения даны в таблице 2.

2. Размеры керамических труб и их предельные отклонения

Внутренний диаметр керамической трубы, мм		Толщина стенки труб, мм	
номинальный	предельные отклонения	номинальная	предельные отклонения
50	±2	11	±2
75	±2	13	±2
100	±3	15	±3
125	±3	18	±3
150	±3	20	±3
175	±5	22	±5
200	±5	24	±5
250	±5	25	±5

Дренажные линии представляют собой уложенные впритык одна к другой короткие трубки. Стенки их практически водонепроницаемы, поэтому вода в дрены поступает только через стыковые зазоры. Размеры зазоров колеблются в больших пределах (0...10 мм) из-за искривления труб, неперпендикулярности торцов и других дефектов, а также вследствие некачественного строительства. Средняя ширина стыковых зазоров составляет 1...3 мм. Подключение дрен к коллекторам, смену диаметров и другие сочленения осуществляют в боль-

шинстве случаев с помощью специальных соединительных деталей из пластмасс, выпускаемых по ТУ 6-19-154—80. Строительство ведется дреноукладочными машинами траншейным способом. В СССР применяют исключительно экскаваторы-дреноукладчики ЭТЦ-202А, отрывающие траншеи глубиной до 2,2 м и шириной $B_1 = 50$ см. За рубежом в основном используют узкотраншейные ($B_1 = 20...35$ см) дреноукладчики.

Для защиты керамического дренажа от заиления применяют различные фильтрующие материалы, которые укладывают полумеханизированным и ручным способом.

Основное преимущество керамического дренажа состоит в его долговечности; правильно запроектированный и качественно построенный, он нормально функционирует 100 лет и более. Для его изготовления используют глины, которые широко распространены в гумидной зоне, что обусловливает небольшую стоимость труб. Керамический дренаж можно строить летом и зимой и практически без ограничения по геохимическим, почвенным, биологическим и другим условиям. Наряду с этим керамический дренаж обладает и некоторыми существенными недостатками, главные из которых следующие: сложность механизации строительства и большой процент ручных работ, что приводит к высоким удельным трудозатратам; большой вес (на 1 га осушаемой площади в среднем расходуется около 3 т труб) и высокие транспортные расходы. К недостаткам керамического дренажа следует также отнести его низкую водоприемную способность, обусловленную малыми размерами стыковых зазоров между трубами и большими интервалами между ними. Кроме того, в малоплотных торфяниках и плывунах керамические трубы можно укладывать только на деревянные стеллажи, что существенно увеличивает затраты ручного труда и стоимость дренажа.

2. Водоприемная способность керамического дренажа

Совершенной («идеальной») дреной по характеру вскрытия пласта является цилиндрическая плоскость в грунте, принимающая грунтовые воды всей своей поверхностью. К совершенному по характеру вскрытия пласта можно также отнести дренаж, выполненный из трубофильтров (труб с пористыми стенками, водопро-

ницаемость которых выше, чем у осушаемого грунта). Вследствие того, что прием воды керамическим дренажем осуществляется только небольшими кольцевыми зазорами, расположенными через 33 см, а водоприемная площадь дрен диаметром 5 см составляет всего 3...5 см^2 на 1 м, грунтовый поток при подходе к ним претерпевает сильное пространственное сжатие (рис. 5, *а*). Возникают значительные фильтрационные сопротивления, обусловливающие сгущения линий тока у стыковых зазоров. Имеются экспериментальные данные, показывающие, что до 50% полезного напора теряется в непосредственной близости (2...3 см) от стыков труб. Все это приводит к тому, что водозахватная способность (осушительный эффект) керамической дрены, уложенной без фильтра, намного ниже, чем совершенной (полости в грунте равного диаметра).

Укладка керамического дренажа с защитными от заиления фильтрами, водопроницаемость которых намного выше, чем у осушаемого грунта, существенно изменяет структуру фильтрационного потока вблизи труб (рис. 5, *б*). Сжатие его происходит преимущественно в плоскости, перпендикулярной оси дрены. В пределах фильтра и вблизи стыковых зазоров потери напора незначительны, водоприемная способность существенно возрастает. По данным лабораторных и полевых опытов (Мурашко, 1973), дренажный сток в зависимости от свойств и размеров фильтра может увеличиваться в 2...3 раза и более. Естественно, что указанные обстоятельства следует учитывать как при проектировании, так и при строительстве керамического дренажа.

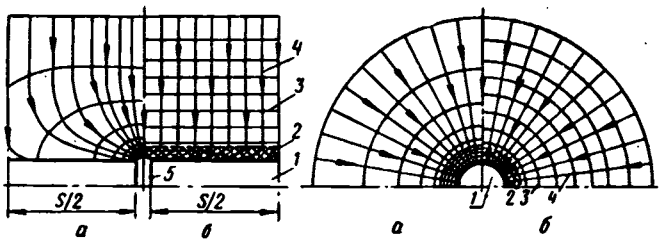


Рис. 5. Схемы движения воды к дрене из керамических труб: *а* — без фильтра; *б* — с фильтром; *1* — труба; *2* — фильтр; *3* — линии равных напоров; *4* — линии тока; *5* — стыковой зазор между трубами.

Приток воды к несовершенной по степени вскрытия пласта горизонтальной дрене обычно отождествляется с притоком к несовершенной (в том же смысле) вертикальной скважине. Общность заключается в радиальности течений, что обусловлено линейным характером стоков и заменой их цилиндрической поверхностью скважины или дрены. Это обстоятельство дает возможность применить к горизонтальным дренам способ учета дополнительных фильтрационных сопротивлений, разработанный для скважин. Прием аналогий использовался А. Н. Костяковым (1961), С. Ф. Аверьяновым (1978), В. М. Шестаковым (1965) и другими авторами при решении фильтрационных задач горизонтального дренажа. Приток к одиночной «идеальной» горизонтальной дрене при круговом контуре питания по аналогии с притоком к скважине определяется зависимостью

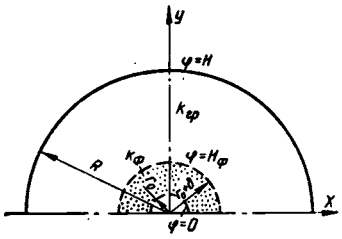


Рис. 6. Расчетная область фильтрации для трубофильтра.

$$Q=\frac{2\pi k_{гр}HL}{\ln\frac{R}{r_0}}=\frac{2\pi k_{гр}HL}{\ln\frac{2t}{r_0}}, \qquad (1)$$

где H — напор; t — глубина заложения дрены; R — радиус влияния; r_0 — радиус дрены; L — ее длина; $k_{гр}$ — коэффициент фильтрации грунта.

Практически все применяемые в настоящее время дренажные трубы несовершенны по характеру вскрытия пласта, и их укладывают как с защитными фильтрами, так и без них. Фактический приток к несовершенной по характеру вскрытия пласта дрене меньше определяемого уравнением (1) и в общем случае на единицу длины выражается зависимостью

$$Q=\frac{2\pi k_{гр}H}{\Phi_0+C_{др}+\psi_ф}, \qquad (2)$$

где Φ_0 — безразмерные фильтрационные сопротивления идеальной дрены (полости в грунте), обусловленные граничными условиями фильтрации, $\Phi_0=\ln R/r_0=\ln 4t/D$; $C_{др}$ — безразмерные фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством водоприемной поверхности дренажных труб; $\psi_ф$ — приращение фильтрационных сопротивлений, обусловленное наличием фильтра.

Определим вначале приток воды к дрене, выполненной из трубофильтров (труб с пористыми стенками толщиной δ, рис. 6). Расход, проходящий через внутреннее полукольцо длиной L, равен

$$Q_1 = \frac{\pi k_ф H_ф L}{\ln \frac{r_0+\delta}{r_0}}, \tag{3}$$

через наружное

$$Q_2 = \frac{\pi k_{гр}(H-H_ф)L}{\ln \frac{R}{r_0+\delta}}. \tag{4}$$

Учитывая, что через наружное и внутреннее полукольцо проходит один и тот же расход $Q_1 = Q_2 = Q/2$, общий приток к трубофильтру из уравнений (3) и (4) составит

$$Q = \frac{2\pi k_{гр} HL}{\ln \frac{R}{r_0} + \psi_ф}, \tag{5}$$

где

$$\psi_ф = \ln \frac{r_0}{r_0+\delta} + \frac{k_{гр}}{k_ф} \ln \frac{r_0+\delta}{r_0} \tag{6}$$

или

$$Q = \frac{2\pi k_{гр} HL}{\ln \frac{4t}{D_0} + \left(\frac{k_{гр}}{k_ф} - 1\right) \ln \frac{D}{D_0}}, \tag{7}$$

где D, D_0 — наружный и внутренний диаметр трубофильтра; $k_ф$ — коэффициент фильтрации его стенок.

Задача о притоке воды к горизонтальной дрене из керамических труб наружным диаметром D и длиной S_1, уложенных со стыковыми зазорами шириной τ_1 и имеющих круговой фильтр толщиной δ (рис. 7), пространственная и осесимметричная. Общее уравнение фильтрации в цилиндрических координатах имеет вид

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial \varphi_1}{\partial r}\right) + \frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial y^2} = 0,$$

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial \varphi_2}{\partial r}\right) + \frac{\partial^2 \varphi_2}{\partial y^2} = 0, \tag{8}$$

где $\varphi_1 = k_{гр} h$; $\varphi_2 = k_ф h$ — потенциал скорости фильтрации; $r = \sqrt{x^2+z^2}$; $k_{гр}$, $k_ф$ — коэффициент фильтрации грунта и защитного от заиления фильтра.

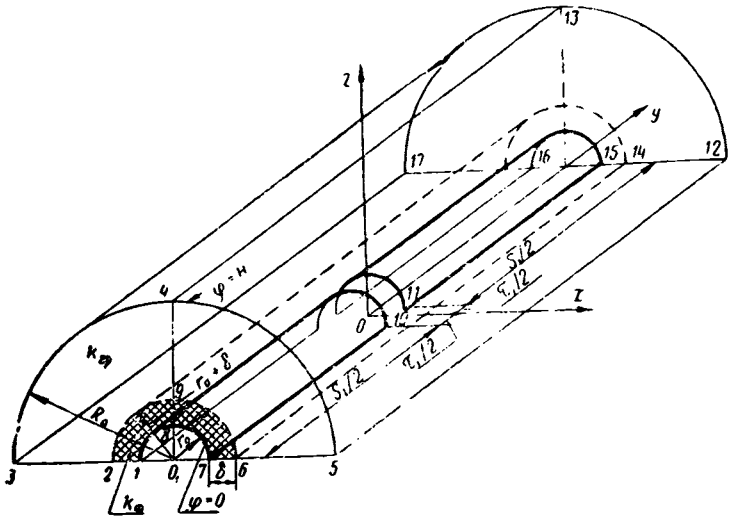


Рис. 7. Расчетная область фильтрации для керамического дренажа, уложенного с фильтром.

Уравнение (8) нужно решать при следующих граничных условиях:

1) $r=R$: $h=H$; 2) $r=r_0$; $-\tau_1/2\leqslant y\leqslant\tau_1/2$: $h=0$;

3) $r=r_0$; $-(S_1+\tau_1)/2\leqslant y\leqslant(S_1+\tau_1)/2$: $\partial h/\partial r=0$; (9)

4) $y=\pm(S_1+\tau_1)/2$: $\partial h/\partial y=0$; 5) $r=r_0+\delta$: $h_1=h_2$.

Аналитическое решение задачи (8)...(9) чрезвычайно сложно и пока приемлемого для практики нет.

Для керамической дрены, *уложенной без фильтра*, известно решение Киркгэма [43], полученное на основе применения теории рядов Фурье. Конечная формула имеет вид

$$Q=\frac{2\pi k_{\text{гр}}HS_1}{\ln\dfrac{2t}{r_0}+C_{\text{др}}}, \tag{10}$$

где

$$C_{\text{др}}=\frac{2S_1^2}{r_0\tau_1\pi^2}+\bar{S}_1+\bar{S}_2, \tag{11}$$

$$\bar{S}_1=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}\sin\frac{n\pi\tau_1}{S_1}\,\frac{K_0\left(\dfrac{n\pi r_0}{S_1}\right)}{K_1\left(\dfrac{n\pi r_0}{S_1}\right)}, \tag{12}$$

$$\bar{S}_2 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2n^2} \sin \frac{2n\pi\tau_1}{S_1} \frac{K_0\left(\frac{n\pi r_0}{S_1}\right)}{K_1\left(\frac{n\pi r_0}{S_1}\right)}, \qquad (13)$$

где $K_0(u)$ и $K_1(u)$ — функции Бесселя третьего рода соответственно нулевого и первого порядка от мнимого аргумента.

Ряды (12) и (13) имеют плохую сходимость, и практическое использование формулы (10) затруднительно.

Если керамический дренаж уложен без фильтра, то в уравнении (8) можно заменить переменное r некоторым средним значением $\bar{r}$, выбранным надлежащим образом в пределах $r \leqslant \bar{r} \leqslant R$, и оно переходит в уравнение

$$\partial^2\varphi/\partial r^2 + \partial^2\varphi/\partial y^2 = 0 \qquad (14)$$

с граничными условиями (9) без пункта 5. Решение задачи (14)—(9) получено Н. Т. Эфендиевым методом конформных отображений.

Конечное выражение имеет вид

$$Q = \frac{2\pi k_{\text{гр}} H S_1}{\ln \frac{R}{r_0} + C_{\text{др}}},$$

где

$$C_{\text{др}} = \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi\tau_1}{2S_1}}. \qquad (15)$$

Устройство фильтров вокруг дренажных труб преследует две цели: защитить дренаж от механического заиления частицами осушаемого грунта и улучшить условия приточности воды к дренам. Для достижения второй цели необходимо, чтобы водопроницаемость фильтра была намного больше, чем осушаемого грунта. Многочисленными экспериментами и расчетами установлено, что при подборе фильтров дрен необходимо выполнить условие: $k_{\text{ф}}/k_{\text{гр}} \geqslant 10$. При этом искривление линий тока происходит почти исключительно в пределах фильтра (см. рис. 5), и с незначительными допущениями его поверхность можно принять за поверхность равных напоров, а область фильтрации в радиальном потоке разделить на две (рис. 8): наружное кольцо толщиной $R-\delta$ и внутреннее толщиной δ. Расход, проходящий через на-

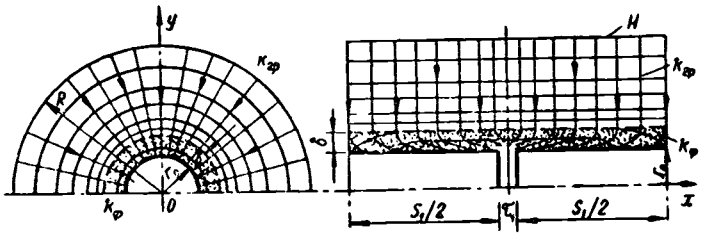


Рис. 8. Расчетная схема притока воды к дрене из керамических труб, уложенных с фильтром.

ружное кольцо, определяется уравнением

$$Q_1 = \frac{2\pi k_{гр}(H - H_ф)S_1}{\ln \frac{R}{r_0 + \delta}}, \tag{16}$$

а через внутреннее — уравнением

$$Q_2 = \frac{2\pi k_ф H_ф S_1}{\ln \frac{r_0 + \delta}{r_0} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi \tau_1}{2S_1}}}. \tag{17}$$

Из уравнений (16) и (17) приток воды к керамической дрене с фильтром

$$Q = \frac{2\pi k_{гр} H S_1}{\ln \frac{2R}{D} + \left(\frac{k_{гр}}{k_ф} - 1\right) \ln \frac{D + 2\delta}{D} + \frac{k_{гр}}{k_ф} \cdot \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi \tau_1}{2S_1}}}. \tag{18}$$

Первый член знаменателя уравнения (18) представляет собой фильтрационные сопротивления, определяемые граничными условиями фильтрации (Φ_0), второй — влиянием фильтра ($\psi_ф$) и третий — несовершенством водоприемной поверхности керамической дрены ($C_{др}$). Сравнив уравнения (14) и (18), можно убедиться, что фильтр существенно увеличивает водоприемную способность керамического дренажа. Поэтому даже в тех случаях, когда по условиям опасности механического заиления труб фильтр не требуется, его следует применять для увеличения осушительного действия дренажа.

3. Некоторые особенности строительства дренажа

В мелиоративном фонде гумидной зоны в общем превалируют переувлажненные почвы среднего и тяжелого механического состава, глинистые. Дождливая весна и осень здесь обычное, часто повторяющееся явление. В переувлажненном состоянии связные почвы при проведении дренажных и других работ с использованием тяжелых машин и механизмов сильно уплотняются, существенно уменьшается их водопроницаемость и водоаккумулирующая способность, почва теряет структуру, уменьшается ее плодородие. Качественное строительство регулирующей дренажной сети в период дождей и избытка воды на мелиорируемых полях практически осуществить невозможно. В стандарте ФРГ *DI/N* 1185 указывается, что все дренажные работы надо выполнять только в сухой почве. Строительство следует прервать или отложить, если вследствие чрезмерного увлажнения при движении техники разрушается структура почвы, а при разработке траншей замазываются их стенки.

Невыполнение на практике этих, казалось бы, тривиальных положений часто приводит к тому, что дренажные системы плохо функционируют, нередко перестраиваются, хотя основная причина заключается не в плохом качестве строительства дренажа или несоответствии его природным условиям, а в потере почвой структуры, кольматаже траншейных засыпок и фильтров. Известны даже случаи, когда после проведения мелиоративных работ (укладка дренажа, планировка, рыхление) по переувлажненной почве водный режим ее ухудшался по сравнению с начальным состоянием. Поэтому необходимо прежде всего изменить существующее положение, при котором мелиоративные организации из-за занятости полей под посевами вынуждены проводить работы ранней весной и поздней осенью, то есть в период наибольшего увлажнения почвы. На период строительства дренажа следует изымать земли из севооборота, шире применять предварительное осушение тяжелых почв открытой выборочной сетью каналов, траншеи с уложенными трубами засыпать только достаточно сухим грунтом.

Несущая способность глинистой почвы и возможность ее сельскохозяйственной обработки или проведения мелиоративных работ определяются влажностью почвен-

ного слоя. Эггельсманн (1978) со ссылкой на Г. Кунтце в качестве одного из объективных критериев, характеризующих состояние почвы и возможность проведения различных мелиоративных работ, приводит коэффициент k_w, определяемый по формуле

$$k_w = \frac{w_т - w}{w_т - w_р},$$

где w — фактическая влажность почвы, % массы; $w_т$ — влажность почвы на границе текучести (предел текучести); $w_р$ — то же, на границе раскатывания (предел пластичности).

Значения k_w для различных видов работ приведены в таблице 3. Для установления состояния почвы нужно как минимум иметь лабораторные данные о ее влажности. Кроме того, нужно знать пределы текучести и пластичности осушаемого грунта (имеются в проекте).

3. Оптимальные (по влажности) **условия проведения мелиоративных работ на связных почвах**

Виды работ	Предельные значения коэффициента состояния почвы k_w
Строительство траншейного дренажа	1,05±0,42
» бестраншейного »	0,88±0,50
» кротового »	1,18±0,35
Глубокое рыхление	1,38±0,37
Глубокая вспашка	1,08±0,42

Глубокое рыхление глинистых почв и устройство кротового дренажа должны осуществляться при наиболее сухом их состоянии, а бестраншейный дренаж допустимо строить при более влажной почве, чем траншейный.

В производственных условиях оперативно получить данные по влажности почв не всегда возможно. Поэтому в некоторых рекомендациях указывается, что инженеры-практики должны уметь выбирать время начала мелиоративных работ визуально, по раскатыванию почвы в руке. Этим приемом обычно пользуются агрономы при определении времени посевных работ.

В мелиоративной практике имеется достаточно случаев, когда правильно запроектированный и качественно построенный горизонтальный трубчатый дренаж не

оказывал достаточного осушительного действия из-за технологических ошибок при его укладке. Обычно одновременно с отрывкой траншей укладывают трубы и защитные от заиления фильтры и немедленно присыпают небольшим слоем сухого рыхлого грунта. Окончательную же засыпку траншей, как правило, проводят спустя несколько дней, а иногда и недель. Такая технология не вызовет отрицательных последствий, если в период строительства уровни грунтовых вод на осушаемом участке стоят глубоко и нет дождей. На практике часто, особенно весной и осенью, дренаж закладывают при довольно высоких УГВ, а за время от укладки труб до окончательной засыпки траншей выпадает значительное количество осадков. Выклинивание грунтовых вод через откосы незасыпанных траншей и стекание по ним атмосферных осадков приводит к размыву грунта стенок, а также скоплению слоя воды над дренажной присыпкой. Поскольку поры в рыхлой присыпке имеют значительные размеры, частицы размываемого грунта легко переносятся к фильтрам и перфорациям и могут их кольматировать. В хорошо разложившихся торфяниках, супесях, пылеватых суглинках и других легко размываемых грунтах наблюдается также разжижение слоя присыпки с образованием относительно густой грунтовой массы, которая, двигаясь к дренам, кольматирует фильтры или водоприемные отверстия в трубах при отсутствии фильтров. Практически такие же явления возникают в случае укладки дренажа в воду. В результате указанных процессов, обусловленных неправильной технологией строительства, дренаж плохо функционирует и не успевает своевременно отводить грунтовые воды. Урожаи на таких мелиорированных землях нестабильные, а часто и низкие.

Для предотвращения кольматажа фильтров и водоприемных отверстий труб дренаж следует укладывать только насухо и по возможности быстро (лучше сразу же) засыпать траншеи до поверхности почвы. В этом случае засыпка вблизи труб быстро уплотняется, фильтрационные ходы становятся малыми и суффозионные процессы затрудняются, исключается также возможность разжижения грунта и опасность кольматажа будет минимальной. Кроме того, непрерывность технологического процесса при укладке дренажа может положительно отразиться на производительности труда.

При укладке дренажа в мелкозернистых и пылеватых грунтах, а также в сильно разложившихся торфяниках обязательна засыпка нижней части траншей хорошо высушенным грунтом из пахотного горизонта.

Во многих случаях для обеспечения условий, необходимых для качественного строительства закрытого дренажа и исключения возможности процессов кольматажа, целесообразно предварительно подсушить участок выборочной сетью открытых неглубоких каналов. При этом дополнительные расходы окупятся повышением производительности труда и надежностью мелиоративных систем. Можно выполнить очень детальные изыскания, правильно рассчитать и запроектировать дренаж, качественно, но не вовремя (по переувлажненной почве) построить — и положительного эффекта не получится. Следует еще раз подчеркнуть, что имеющаяся тенденция роста объемов дренажных работ, выполняемых в неблагоприятных погодных и неприемлемых по состоянию влажности почвы условиях, наносит большой вред народному хозяйству и поэтому крайне необходимо принять действенные меры для полного исключения указанных недостатков.

ГЛАВА III

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ПЛАСТМАССОВЫЙ ДРЕНАЖ

Существенным качественным скачком в области дренирования сельскохозяйственных угодий явилась замена керамических труб пластмассовыми. Впервые пластмассовый дренаж применен в 1948 г. (США, штат Айова, О. Швэб), и к концу 70-х годов благодаря бурному развитию промышленности по синтезу и переработке полимерных материалов он стал основным видом дренажа во многих странах. Замена керамических труб пластмассовыми позволила широко внедрить узкотраншейный и бестраншейный способ строительства, существенно увеличить производительность труда, свести до минимума тяжелый ручной труд, уменьшить тоннаж перевозок и транспортные расходы. В последние годы промышленностью освоено изготовление дренажных пластмассовых труб с защитными от заиления фильтрами-оболочками, что наряду со значительным упрощением технологии строительства дренажа и уменьшением числа занятых рабочих позволило существенно повысить качество работ. Кроме того, благодаря значительно большей водоприемной площади пластмассовых дрен по сравнению с керамическими улучшается осушительный эффект мелиоративных систем. В связи с указанными преимуществами пластмассового дренажа в ряде стран (Нидерланды, ФРГ) прекратили производство керамических труб для осушения сельскохозяйственных угодий.

В СССР первые пластмассовые дренажи построены в 1959 г. (СевНИИГиМ, И. М. Кривоносов, В. И. Евдокимова). Промышленное производство гофрированных труб из полиэтилена освоено в 1968 г. на Борисовском заводе пластмассовых изделий — БЗПИ (Ю. А. Беспалов, А. И. Мурашко). В общем объеме осушения пластмассовый дренаж пока занимает малую долю, однако темпы его внедрения расширяются и в перспективе он должен получить широкое распространение.

1. Конструкции дренажных труб, технология их изготовления

Для изготовления пластмассовых дренажных труб в настоящее время используют в основном два материала: непластифицированный поливинилхлорид (НПВХ) и свето- и теплостабилизированный полиэтилен высокой плотности (ПЭВП). В разных странах предпочтение отдают одному из них. В Западной Европе дренажные трубы изготавливают преимущественно из НПВХ, в США и СССР — из ПЭВП.

Конструкции пластмассовых дренажных труб за относительно короткий период своего развития претерпели значительные изменения, что обусловлено широкими возможностями самого материала и поисками оптимальных решений. Вначале преобладали пленочные трубы из НПВХ, их сменили экструдированные гладкостенные трубы со щелевой перфорацией, позже появились трубы с гофрированными стенками и щелевой перфорацией на выступах, а затем и во впадинах гофров и, наконец,— спиральнонавитые трубы сложного профиля. До середины 70-х годов все трубы выпускали без защитного от заиления покрытия, теперь значительный процент пластмассовых дренажных труб в Западной Европе выпускается с заводскими фильтрами-оболочками из различных естественных и искусственных материалов.

В настоящее время за рубежом при строительстве сельскохозяйственного дренажа применяют в основном

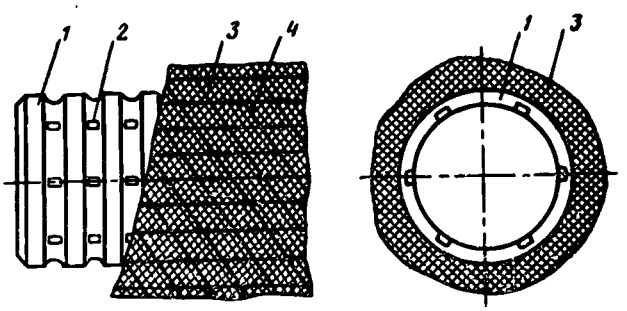


Рис. 9. Пластмассовая дренажная труба с объемным фильтром-оболочкой:

1 — гофрированная труба; *2* — перфорация; *3* — защитный от заиления фильтр из структурного материала; *4* — нити оплетки.

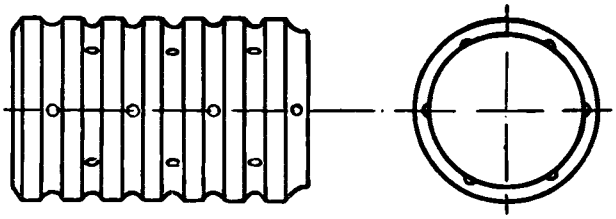


Рис. 10. Схема гофрированной дренажной трубы из ПЭВП.

гофрированные трубы из НПВХ и ПЭВП со щелевой перфорацией, расположенной во впадинах гофров, и спиральнонавитые трубы из НПВХ (рис. 9).

В СССР для дренажного строительства выпускаются трубы гофрированные по ТУ 6-05-1078—78 с круглыми перфорационными отверстиями во впадинах, а также освоено опытное производство по ТУ 6-19-94—78 спиральнонавитых труб конструкции А. И. Мурашко (1972). Гофрированные трубы изготавливают из ПЭВП, спиральнонавитые — из непластифицированного ударопрочного поливинилхлорида типа УВ-10. Технические характеристики этих труб представлены в таблицах 4 и 5, конструктивные схемы — на рисунках 10 и 11.

Наряду с этим, СКБ Института механики металлополимерных систем АН БССР совместно с БелНИИМиВХ разработана технология и изготовлена опытная установка по нанесению пневмоэкструзионным способом на пластмассовые дренажные трубы защитного фильтра-оболочки из полиэтиленхолста. Эта установка может быть вмонтирована в технологическую линию по изготовлению труб, что позволит выпускать их полностью готовыми для укладки.

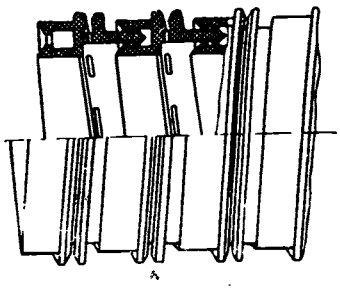


Рис. 11. Схема спиральнонавитой дренажной трубы из НПВХ.

Выпуск труб дренажных гофрированных (ДТГ) осуществляется на технологической линии, состоящей из экструдера, подающего непрерывный рукав, гофратора, охлаждающей ванны, перфоратора и наматывающего барабана. Технологи-

4. Гофрированные трубы из ПЭВП

Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Размеры профиля гофра, мм			Характеристика перфорационных отверстий					Теоретическая масса 1 м, кг
		шаг	высота	ширина впадины	диаметр, мм	шаг, мм	число рядов	количество на 1 м	площадь, см²/м	
50	0,8	10,0	3,6	4,3	3,0	30	6	198	14	0,18
63	0,9	11,0	4,3	5,0	3,5	33	6	176	17	0,25
75	0,9	13,7	4,9	6,0	4,0	41	6	142	18	0,32
90	0,9	16,0	6,4	6,0	4,0	32	6	184	23	0,38
110	0,9	19,5	7,8	6,0	4,0	39	6	154	19	0,47
125	1,0	22,0	8,9	6,0	4,0	44	6	136	17	0,59

5. Спиральнонавитые трубы на НПВХ

Наружный диаметр, мм	Число рядов перфорации	Размеры перфорационных, щелей, мм			Количество отверстий на 1 м	Водоприемная площадь, см²/м	Теоретическая масса 1 м, кг
		ширина	длина	шаг по витку			
50	10	0,6	4	15	2050	49,2	0,15
63	13	0,6	4	15	2288	54,9	0,23
75	17	0,6	4	15	2720	65,3	0,33
90	20	0,6	4	15	2800	67,2	0,48
110	22	0,6	4	15	2904	69,7	0,70
125	27	0,6	4	15	3456	82,9	0,88

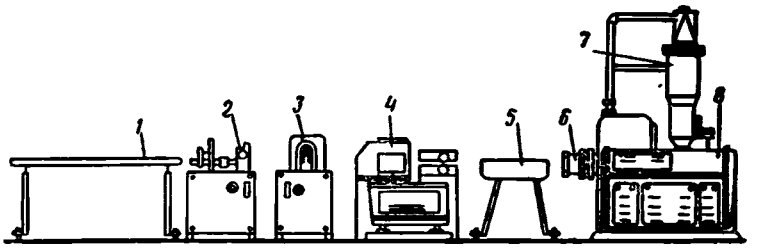


Рис. 12. Схема технологической линии для производства спиральнонавитых дренажных труб:

1 — приемное устройство; *2* — станок для навивки труб; *3* — перфоратор; *4* — тянущее устройство; *5* — ванна охлаждения; *6* — профильная головка; *7* — пневмозагрузчик и устройство для подсушки и подогрева гранул сырья; *8* — экструдер.

ческая линия для производства труб дренажных спиральнонавитых (ТДСВ) состоит из экструдера, подающего непрерывную ленту стреловидного профиля, ванны охлаждения, тянущего устройства, перфоратора, станка для навивки труб и приемного устройства (рис. 12). Если для изготовления каждого из шести предусмотренных диаметров ДТГ требуется отдельная технологическая линия, то все ТДСВ диаметром от 50 до 125 мм могут изготавливаться на одной технологической линии. При переходе на выпуск труб другого диаметра меняется только скорость вытяжки стреловидного профиля и оправка, на которую навивается труба.

2. Прочность и долговечность пластмассовых трубопроводов

Условия работы. В мелиоративном строительстве пластмассовые трубы используют для устройства горизонтального дренажа и в качестве напорных трубопроводов оросительных систем и сельскохозяйственного водоснабжения. Применение их связано с необходимостью проведения прочностных расчетов. При этом следует учитывать как прочностные характеристики самого материала, из которого изготовлены трубы, и изменение их во времени, так и конструктивные особенности труб. Кроме того, на прочность и деформативность пластмассовых труб существенно влияют условия укладки и загружения, определяемые физико-механическими харак-

теристиками грунта, глубиной и шириной траншей, температурой окружающей среды и др. В зависимости от изменения соотношения ширины траншеи к диаметру трубы, меняются воспринимаемые ею нагрузки. Наличие в дренажных трубах перфорации приводит к образованию шарниров и локальной концентрации напряжений, что существенно сказывается на прочностных характеристиках конструкций.

Строительство пластмассового дренажа осуществляется в минеральных и органических грунтах, физико-механические свойства которых колеблются в широких пределах. Трубы работают в условиях переменных уровней грунтовых вод и влажности грунта, при значительных колебаниях температур могут подвергаться многократному замораживанию и оттаиванию. В осушаемом грунте всегда содержатся различные кислоты и щелочи, микрофлора, не исключено присутствие простейших организмов, грызунов. При транспортировке и укладке трубы подвергаются ударным, изгибающим и растягивающим нагрузкам, а в период эксплуатации, кроме давления грунта и воды, они воспринимают повторные нагрузки от проходящих по поверхности машин и механизмов.

Воздействие указанных факторов может вызывать: сплющивание труб с укорачиванием вертикального и увеличением горизонтального диаметров при общем уменьшении площади поперечного сечения, смятие материала при недопустимо высоких нагрузках, потерю устойчивости круговой формы, образование изломов и трещин. Сплющивание в значительной степени зависит от модуля деформации $E_{гр}$, сцепления c_0 и угла внутреннего трения грунта φ_0, в котором они уложены. Чем выше эти характеристики грунта, тем меньше деформации труб при прочих равных условиях. Из всех грунтов минимальными прочностными характеристиками обладают торфяники, поэтому заложенные в них пластмассовые трубы претерпевают значительно бо́льшие, чем в минеральных грунтах, деформации сплющивания.

Длительными натурными и лабораторными опытами (Мурашко, 1969) установлено, что основные деформации сплющивания дренажных труб происходят в первые 4...5 мес. после укладки, то есть в период интенсивного уплотнения траншейной засыпки. В последующем они нарастают очень медленно и по истечении 3...4 лет практически прекращаются. При этом перфорационные от-

верстия в зависимости от их формы и размеров существенно влияют на увеличение деформаций труб (на 30... 50% и более). При равной общей площади перфораций трубы с круглыми отверстиями деформируются примерно в 2 раза меньше, чем с длинными продольными щелями.

Повторные нагрузки, создаваемые передвигающимися по осушаемой территории машинами и сельскохозяйственными орудиями, суммируясь со статическими, увеличивают сплющивание труб. Однако при глубине закладки дренажных труб более 1 м приращения деформаций от повторных нагрузок незначительны и ими обычно пренебрегают.

Имеющийся практический опыт и специальные исследования показывают, что дренажные трубы не повреждаются грызунами, химическая и биологическая стойкость их очень высокая.

Свойства материалов. В настоящее время для изготовления пластмассовых дренажных и напорных труб в СССР применяют в основном полиэтилен (ПЭ) высокой и низкой плотности и непластифицированный (или жесткий) поливинилхлорид. При обычных температурах, при которых осуществляется строительство и эксплуатация дренажа и напорных трубопроводов оросительных систем, ПЭ сохраняет свои прочностные свойства в течение длительного периода, устойчив к большинству минеральных кислот, оснований и растворов солей. При повышенных температурах, под влиянием атмосферных условий и особенно прямого солнечного облучения свойства ПЭ ухудшаются — происходит старение материала, выражающееся в значительном повышении его жесткости и хрупкости.

НПВХ стоек к действию кислот, щелочей и большинства органических растворителей, обладает высокими механическими показателями, но при низких температурах становится хрупким, ударопрочность его падает. Прочностные характеристики изделий из НПВХ значительно выше, чем из ПЭ (табл. 6).

Пластмассы обладают вязко-упругими свойствами, им присущи ползучесть и релаксация напряжений. В прочностных расчетах изделий из пластмасс на действие внешних нагрузок учитывают ползучесть материала (увеличение со временем деформаций конструкций при постоянной нагрузке). В отличие от металлов, у которых

6. Основные физико-механические свойства изделий из НПВХ и ПЭ

Показатель	Единица измерения	НПВХ	ПЭВП	ПЭНП
Плотность	кг/м³	1350...1430	940...960	920...930
Предел прочности при:				
растяжении	МПа	45...70	22...23	12...15
сжатии	»	60...90	24	12,5
изгибе	»	70...120	20...35	12
на срез	»	—	20...36	14...17
Предел текучести при растяжении	»	45...60	22...26	9...11
Относительное удлинение при разрыве	%	5...40	400...800	400...600
Температура хрупкости	°С	0	−70	−70
Коэффициент Пуассона	—	0,24	0,32	0,32

ползучесть появляется при относительно высоких температурах, у пластмасс она наблюдается и при нормальных температурах.

Долговечность пластмассовых труб зависит от исходных напряжений в их стенках. При более высоких напряжениях долговечность понижается, и при некотором напряжении труба может разрушиться при нормальной температуре в результате статической усталости. Обычно в расчетах прочностные характеристики пластмасс принимают изменяющимися во времени. Например, модуль упругости полиэтиленовых труб для времени τ принимается равным

$$E_t = E_0 (b/\tau)_m,$$

где E_t — переменный модуль нормальной упругости, МПА; E_0 — начальный модуль упругости, равный 500 для ПЭВП и 150 МПа для ПЭНП; τ — срок эксплуатации пластмассовых труб, ч; $b = 10^{-5}$, ч; $m = 0{,}04$.

Расчетные сопротивления $R'_р$ и модули упругости E_t (МПа) для гладкостенных труб при температуре до 30°С принимают в зависимости от срока их службы (табл. 7). Для пластмассовых дренажных труб с гофрированными стенками в качестве расчетного сопротивления $R_р$ принимают предел текучести, при переходе через который происходят недопустимо большие деформации, приводящие к образованию пластических шарниров. Расчетное сопротивление $R'_р$ для гофрированных дренажных труб из ПЭВП принимают равным 22, из НПВХ — 45 МПа.

7. Расчетные сопротивления $R'_р$ (МПа) и модули упругости E_t (МПа) для гладкостенных труб

Материал труб	Для срока службы, лет									
	0		5		15		25		50	
	R'_p	E_t	R'_p	E_t	R'_p	E_t	R'_p	E_t	R'_p	E_t
НПВХ	17,7	1965	11,8	1280	9,8	1210	8,1	1180	5,6	1140
ПЭВП	6,4	491	6,2	202	5,7	193	4,9	187	4,9	182
ПЭНП	3,4	147	3,3	60	3,0	57	2,8	56	2,5	54

Напорные пластмассовые трубопроводы рассчитывают на срок эксплуатации 50, дренажных —30...50 лет, исходя из которого и принимают расчетные характеристики материала ($R'_р$, E_t и др.).

Нагрузки на подземные трубопроводы. Подземные напорные трубопроводы в общем случае воспринимают воздействие приведенной внешней грунтовой нагрузки $P_{пр}$, временной нагрузки, передающейся от транспорта, машин и штабелей материалов $P_{вр}$, атмосферного давления при образовании в них вакуума $P_{вак}$, внутреннего P_0 и внешнего $P_г$ гидростатического давления. Дренажные трубы на осушаемых сельскохозяйственных угодьях воспринимают в основном воздействия $P_{пр}$ и $P_{вр}$.

Приведенная внешняя нагрузка зависит от размеров и жесткости труб, условий их укладки, глубины заложения, ширины траншеи, типа основания, вида грунта засыпки. Труба считается жесткой, если деформируемость ее меньше деформируемости равного по величине цилиндра грунта. При обратном соотношении труба характеризуется как гибкая. Критерием (Клейн, 1969) для гладкостенных труб служит соотношение

$$\frac{E_t}{E_{гр}}\left(\frac{\delta}{r_{ср}}\right)^3 \gtrless 1, \qquad (19)$$

для гофрированных

$$\frac{12E_t I_{гофр}}{E_{гр} r^3_{ср} S} \gtrless 1, \qquad (20)$$

где E_t — модуль упругости материала трубы, МПа; $E_{гр}$ — модуль деформации грунта, МПа; δ — толщина стенки трубы, м; $r_{ср}$ — средний радиус ее, м; $I_{гофр}=f(h, \delta, S)$ — момент инерции продольного сечения гофра, м^4; S и h — его шаг и высота, м.

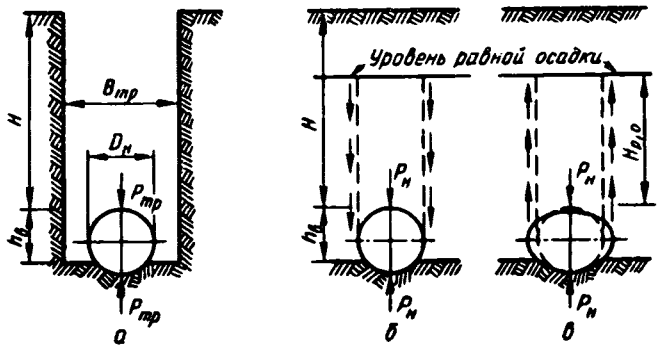


Рис. 13. Расчетные схемы нагрузок на трубы:
а — в траншее; *б* — жесткая труба в насыпи; *в* — гибкая труба в насыпи.

Труба работает как жесткая, если неравенства (19) или (20) больше 1. Осадка ее шелыги меньше осадки соседнего грунта, и над трубой с обеих сторон внешнего диаметра возникают вертикальные поверхности скольжения, а направленные вниз силы трения (рис. 13) вызывают дополнительные нагрузки. У гибких труб осадка шелыги больше осадки грунта, и силы трения действуют разгружающе.

Свойства грунта, слагающего стенки траншеи и засыпки, различны, и вследствие уплотнения засыпки между ней и стенками траншеи возникают силы трения, которые воспринимают часть веса засыпки и тем самым уменьшают нагрузку на трубу.

Пластмассовые дренажные трубы имеют небольшие диаметры и часто закладываются в относительно широкие траншеи. Вследствие этого во многих случаях разгружающее действие трения о стенки траншей незначительно, и трубы работают в условиях насыпи. Из-за разной сжимаемости трубы и лежащей рядом засыпки происходит неравномерное оседание вышележащих масс грунта (рис. 13). При этом в состоянии предельного равновесия в засыпке образуются две вертикальные плоскости скольжения, касательные к сооружению, доходящие не до поверхности земли, а только до некоторой плоскости, называемой уровнем равной осадки и находящейся на высоте $H_{р,о}$ от верха трубы. Кроме веса засыпки, на трубопровод передаются еще дополнительные

нагрузки (в случае жесткой трубы) от сил трения по плоскостям скольжения.

Высоту равной осадки определяют с учетом относительной жесткости трубы и ее основания, а также свойств засыпки.

Расчетную приведенную нагрузку от давления грунта на уложенные трубы в траншеи (Па·м) определяют по формуле

$$P_{тр}=4{,}1\gamma H k_{тр}\eta\,(B_{тр}/D_н+1)\,D_н, \qquad (21)$$

где γ — объемная масса грунта засыпки, кг/м³; H — высота слоя засыпки над верхом трубы, м; $D_н$ — наружный диаметр трубы, м; $B_{тр}$ — ширина траншеи, м; η — коэффициент, учитывающий боковое давление грунта на трубопровод; $k_{тр}$ — коэффициент вертикального давления грунта в траншее (коэффициент разгрузки, зависящий от свойств засыпки и параметров траншеи).

$$k_{тр}=\frac{\left(1-\frac{c_1}{3}\right)\left(1-\frac{2c_н}{\gamma B_{тр}}\right)}{2(1-c_1)\xi_1\,\mathrm{tg}\,\varphi_0}\cdot\frac{B_{тр}}{H}\left\{1-\exp\left[-\frac{2H(1-c_1)\xi_1\,\mathrm{tg}\,\varphi_0}{B_{тр}\left(1-\frac{c_1}{3}\right)}\right]\right\}, \qquad (22)$$

c — коэффициент, определяемый из условия, что материал засыпки не деформируется в горизонтальном направлении; для песчаных и глинистых грунтов $c=0{,}2$—$0{,}3$; $c_н$ — сцепление грунта у стенок траншеи; ξ_1 — отношение между горизонтальными и вертикальными напряжениями у стенок траншеи; $\mathrm{tg}\,\varphi_0$ — коэффициент трения засыпки о стенки траншеи. Коэффициент η принимается для песчаных грунтов равным 0,78—0,82; торфа, супесей и суглинков пластичной консистенции —0,9; супесей и суглинков твердых —1.

Для минеральных грунтов $\xi_1\,\mathrm{tg}\,\varphi_0=0{,}132...0{,}165$, для торфяников среднее значение $\xi_1\,\mathrm{tg}\,\varphi_0=0{,}14$. В практических расчетах принимают $c=c_н=0$ и значения коэффициента разгрузки $k_{тр}$ определяют по графикам (рис. 14) при выборе кривых на нем с учетом данных таблицы 8.

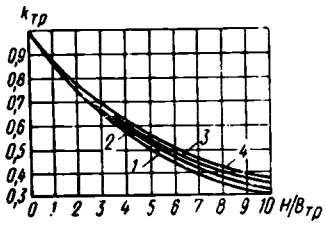


Рис. 14. Зависимость $K_{тр}=f(H/B_{тр})$:

1 — пески, суглинок твердой консистенции; 2 — суглинок пластичный и глины твердой консистенции; 3 — торф низинный; 4 — супесь, суглинок, глина пластичная.

8. К определению $k_{тр}$

Номер кривой на рис. 14	Грунт засыпки	$\xi_1 \operatorname{tg}\varphi_0$
1.	Пески и растительный грунт, влажные и насыщенные водой, а также глинистые грунты твердые	0,165
2.	Глинистые грунты пластичные	0,148
3.	Торф низинный	0,140
4.	Глинистые грунты текучие	0,132

Расчетную приведенную внешнюю нагрузку на жесткую трубу, уложенную в насыпи (Па·м), определяют по формуле

$$p_н = 9{,}81 k_н \gamma \eta H D_н, \qquad (23)$$

где $k_н$ — коэффициент концентрации вертикального давления грунта насыпи.

$$k_н = 1 - A\xi_a \operatorname{tg}\varphi_н; \qquad (24)$$

$$A = \frac{S_1 h_в}{H}\left(2 - \frac{S_1 D_н h_в}{H^2}\right), \qquad (25)$$

$\varphi_н$ — нормативный угол внутреннего трения грунта; $h_в$ — высота выступающей из основания части трубопровода (рис. 13); S_1 — коэффициент, принимаемый в зависимости от жесткости грунтового основания по таблице 9; $\xi_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ — коэффициент активного давления; φ — угол внутреннего трения у грунта.

9. Значения коэффициента S_1

Характеристика основания	S_1
Плотное (пески, кроме рыхлых, суглинки и глины твердые и тугопластичные)	10
Податливое (пески рыхлые, суглинки и глины легкопластичные)	5

Для встречающихся в практике значений $\varphi_н$ произведение $\xi_a \operatorname{tg}\varphi_н$ изменяется незначительно и в расчетах принимается равным 0,185.

Приведенную внешнюю нагрузку на трубопровод, уложенный в насыпи (Па·м), можно вычислить по формуле

$$p_н' = 9{,}81\gamma\eta\left[H - H_{р,о}(1 - k_н')\right]D_н, \qquad (26)$$

где

$$k_н' = \mp \frac{1}{2\xi_a \operatorname{tg}\varphi_н} \cdot \frac{D_н}{H_{р,о}}\left[1 - \exp\left(\pm \frac{2H_{р,о}}{D_н}\xi_a \operatorname{tg}\varphi_н\right)\right]; \qquad (27)$$

$H_{р,о}$ — толщина слоя равной осадки (рис. 13), принимаемая $(2{,}5...3{,}5)D_н$ или определяемая по формуле

$$H_{р,о}=1{,}225D_н\sqrt{S_1\varkappa},\ \varkappa=h_в/D_н. \qquad (28)$$

В уравнении (27) верхний знак берется для жестких труб, нижний — для гибких.

Дренажные и напорные трубы сельскохозяйственного водоснабжения, как правило, имеют небольшие диаметры и укладываются в относительно широкие траншеи. Если произведение $0{,}42\ k_{тр}(B_{тр}/D_н+1)$ в формуле (21) окажется больше α_1 (табл. 10), то нагрузка на уложенный в траншее трубопровод будет такой же, как и на трубопровод в насыпи; расчет в этом случае следует проводить по формуле (23) или (26).

10. Значения коэффициента α_1

Грунт основания	α_1
Глина, супесь, суглинки твердой консистенции	1,25
Песок средне- и крупнозернистый, суглинки, глина, супесь пластичной консистенции, торф низинный	1,10
Песок мелкий и пылеватый	1,00

Расчетную приведенную внешнюю нагрузку на трубопровод от автомобильного или гусеничного транспорта (кПа·м) определяют по формуле

$$P_а=QD_н\alpha_1\eta, \qquad (29)$$

где Q — давление от автотранспорта, передаваемое через грунт на трубу, принимаемое по следующим данным:

H, м . .	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Q, кПа .	111,8	53,1	40,2	34,5	28,6	23,5	19,5	12,9	9,5

Расчетную приведенную внешнюю нагрузку, воспринимаемую трубопроводом от равномерной нагрузки интенсивностью q (кПа), действующей на большой площади земли (штабели материала, бурты сельскохозяйственной продукции и т. п.), определяют по формуле

$$P_{вр}=0{,}7qD_н(B_{тр}/D_н)k_р\eta, \qquad (30)$$

где q — временная равномерно распределенная нагрузка, принимаемая равной 1,5...5,0 кПа; $k_р$ — коэффициент, зависящий от размеров траншеи и вида грунта (табл. 11).

11. Коэффициент $k_р$ в зависимости от размеров траншеи и вида грунта

$H/B_{тр}$	Пески крупные, средние и мелкие, супесь и суглинок в твердом состоянии	Суглинок в пластичном состоянии, глина в твердом состоянии	Супесь и суглинок в текучем состоянии, глина в пластичном состоянии, торф низинный
0	1,00	1,00	1,00
1	0,75	0,77	0,79
2	0,52	0,58	0,62
3	0,37	0,42	0,47
4	0,28	0,32	0,36
5	0,20	0,28	0,27
6	0,14	0,18	0,21
7	0,10	0,13	0,16
8	0,07	0,09	0,13
9	0,05	0,07	0,09
10	0,03	0,05	0,07
15	0,00	0,00	0,01

Суммарная приведенная внешняя нагрузка (Па·м).

$$\bar{P}=P_{тр}(\text{или } P_н)+P_а+P_{вр}. \qquad (31)$$

Нагрузку, воспринимаемую трубопроводом от гидростатического давления грунтовой воды (кПа), определяют по формуле

$$P_г=9{,}81H_в, \qquad (32)$$

где $H_в$ — высота столба воды над осью трубы, см.

В напорном трубопроводе может возникать усилие от образуемого вакуума $P_{вак}\leqslant 5$ кПа, величину которого определяют по формуле

$$P_{вак}=9{,}81i, \qquad (33)$$

где i — разность отметок осей трубопровода, м.

Основные положения прочностных расчетов подземных трубопроводов. Подземные трубопроводы рассчитывают по предельным состояниям, при которых они перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям. Предельные состояния характеризуются следующими возможными формами разрушения или появления деформаций:

1) разрушением по образующей, то есть по продольному сечению стенки трубопровода; разрушением по производящей, то есть по поперечному сечению; потерей устойчивости стенок;

2) укорачиванием вертикального диаметра, приводящим к недопустимому снижению пропускной способности трубопровода.

Расчеты подземных трубопроводов по предельным состояниям сводятся к удовлетворению неравенств, левая часть которых содержит расчетные величины внутренних усилий, нагрузок или деформаций, а правая — соответствующие предельно допустимые. При расчетах по первому предельному состоянию должно быть выполнено неравенство

$$P_0 \leqslant \Phi, \tag{34}$$

где P_0 — расчетная нагрузка на трубопровод или расчетное усилие в опасном сечении; Φ — соответствующая расчетная несущая способность, то есть предельно допустимая нагрузка или усилие.

Расчет по второму предельному состоянию сводится к удовлетворению условия

$$\psi \leqslant [\psi], \tag{35}$$

где ψ — относительное укорачивание одного из диаметров трубопровода при сплющивании $\psi = \Delta D_{\text{н}}/D_{\text{н}}$; $[\psi]$ — предельно допустимая величина этого укорачивания. Для напорных трубопроводов из полимерных материалов $[\psi] = 0{,}035...0{,}05$; при расчете дренажных труб принимается $[\psi] = 0{,}22$.

Прочностные расчеты подземных пластмассовых трубопроводов сводятся к определению необходимой несущей способности труб при воздействии внешней нагрузки по трем условиям: прочности, устойчивости поперечного сечения и деформативности, то есть по предельно допустимой величине относительного укорачивания вертикального диаметра.

Несущая способность трубопровода по условию прочности материала при отсутствии внутреннего давления должна удовлетворять неравенству

$$\bar{P}\zeta_1\zeta_2 \leqslant m_0 R_{\text{р}}' \frac{\pi}{r} \overline{W}, \tag{36}$$

где $\bar{P}$ — приведенная расчетная нагрузка на отрезок трубы длиной 1 м; $\overline{W}$ — момент сопротивления продольного сечения отрезка трубы длиной 1 м; m_0 — коэффициент условий работы трубопровода, для пластмассовых труб $m_0 = 1$; r — средний радиус трубы, см; ζ_1 — коэффициент снижения изгибающих моментов в трубопроводе под влиянием отпора грунта.

$$\zeta_1 = \frac{1}{1 + \dfrac{p_{\text{г}}}{p_{\text{л}} + 0{,}143 p_{\text{г}}}}, \tag{37}$$

$$p_л = \frac{3E_t I}{r^3(1-\mu^2_т)}, \quad (38)$$

$$p_г = \frac{E_{гр}}{6(1-\mu^2_{гр})} \approx 0{,}125E_{гр}, \quad (39)$$

где E_t — переменный модуль нормальной упругости материала (табл. 7), МПа; $\mu_т$ — коэффициент Пуассона материала трубы; I — момент инерции продольного сечения трубы длиной 100 см; $E_{гр}$ — модуль деформации грунта; МПа; $\mu_{гр}$ — коэффициент Пуассона грунта (табл. 12); ζ_2 — коэффициент, учитывающий влияние вакуума и гидростатического давления воды:

$$\zeta_2 = 1 + \frac{P_{вак}+P_г}{p_л} \cdot \frac{1}{1-\frac{P_{вак}+P_г}{p_л+p_г}}. \quad (40)$$

12. Модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта

Грунт	$E_{гр}$, МПа	$\mu_{гр}$
Пески:		
крупные и средней крупности	15,7	0,30
мелкие	11,8	0,30
пылеватые	4,9	0,30
Супеси и суглинки	4,9	0,35

Для торфяных грунтов модуль деформации не будет константой, а зависит от времени действия нагрузки и определяется (кПа) по формуле

$$E_{гр} = \frac{0{,}01\gamma h_0}{A_1\{1-\exp[-h(c^1+d\tau)]\}}, \quad (41)$$

где A_1 — коэффициент плотности торфа, определяемый по эмпирической формуле Ю. Остроменского.

$$A_1 = \frac{2(1600-\delta_1)}{0{,}18\delta_1^2}, \quad (42)$$

δ_1 — объемная масса твердого вещества торфа, кг/м^3; γ — объемная масса грунта, кг/м^3; c' — коэффициент скорости осадки торфа в первый год осушения, 1/м; d — то же в последующие годы, 1/м·год; τ — длительность эксплуатации трубопровода (30...50 лет); h_0 — глубина заложения трубопровода, м.

В практических расчетах коэффициенты скорости осадки торфа принимаются $c'=0{,}021$ 1/м; $d=0{,}005$ 1/м·год. Коэффициент Пуассона для торфа $\mu_{гр}=$

$=0{,}35$. Модуль деформации торфа колеблется в пределах 50...800 кПа.

Допустимое внутреннее давление в трубопроводе при отсутствии внешней нагрузки определяют по формуле

$$P_0 = m_0 R_p' \delta / r_0, \tag{43}$$

где r_0 — внутренний радиус трубы.

Для обеспечения устойчивости круговой формы поперечного сечения трубы необходимо, чтобы выполнялось следующее неравенство:

$$\bar{P}/k_у D_н \leqslant P_{кр}, \tag{44}$$

где $k_у$ — коэффициент условий работы труб на устойчивость; для пластмассовых труб $k_у=0{,}6$; $P_{кр}$ — критическое внешнее давление, которое способна выдержать труба без потери устойчивости круговой формы.

В практических расчетах на устойчивость водопроводных труб, допустимая деформация которых не превышает 5%, в качестве критического внешнего давления принимается меньшее из двух, вычисленных по следующим формулам:

$$P_{кр,1} = 2\sqrt{p_л p_г}, \tag{45}$$

$$P_{кр,2} = p_л + 1{,}143 p_г. \tag{46}$$

Для дренажных труб деформация (укорачивание вертикального диаметра) допускается в пределах 12...40% (в СССР $[\psi]=0{,}22$), сечение трубы принимает при этом эллипсовидную форму. Поэтому устойчивость поперечного сечения дренажных труб следует определять по формуле

$$\bar{P}/k_у D_н \leqslant P_т, \tag{47}$$

где $P_т$ — предельное внешнее равномерное нормальное давление, которое способна выдержать труба без потери устойчивости эллипсовидного поперечного сечения и при котором начинается текучесть материала.

Несущая способность трубопровода по условию предельно допустимой величины укорачивания вертикального диаметра определяется из неравенства

$$\Delta D_н / D_{ср} \leqslant [\psi], \tag{48}$$

где

$$\Delta D_н = \frac{1{,}25 \cdot 10^{-1} \bar{P} \zeta_1 \zeta_3}{A_0}, \tag{49}$$

$$A_0 = \frac{E_t I}{r^3(1-\mu^2_t)}, \quad (50)$$

$$D_{ср} = D_н - \delta, \quad (51)$$

$$\zeta_з = \frac{1}{1 - \frac{P_{вак} + P_г}{3A_0}}. \quad (52)$$

С точки зрения прочности опасным может быть только одно из перечисленных трех условий. Однако в большинстве случаев заранее нельзя точно предсказать, какое из них будет критическим, и поэтому расчеты труб приходится делать по всем трем условиям. Расчеты пластмассовых подземных трубопроводов проводят в следующих случаях:

а) когда при заданных условиях укладки и параметрах труб требуется проверить выполнение условий прочности;

б) когда для заданных условий загружения рассчитывается необходимая толщина стенки или разрабатывается конструкция самой трубы (толщина стенок, форма и размеры гофров и перфорационных отверстий).

Прочностные расчеты гофрированных труб из полимерных материалов. Основная внешняя нагрузка на дренажные трубы — давление траншейной засыпки. Временными нагрузками (давлением, передающимся от складирования на полях продуктов растениеводства, периодическим давлением, передающимся от проходящих по поверхности почвы сельскохозяйственных машин, и гидростатическим) при расчетах дренажных труб пренебрегают. В дренажных трубопроводах маловероятно также образование вакуума и внутреннего давления воды. Для дренажных трубопроводов основными расчетами служат проверки на деформативность (48) и прочность (36).

Выпускаемые в настоящее время в СССР дренажные пластмассовые трубы рассчитаны на укладку глубиной до 2 м в самых неблагоприятных по загружению условиях: ширина траншей $B_{тр} = 0{,}5$ м, малоплотный грунт (торф). Поэтому при проектировании пластмассового дренажа расчеты труб на прочность не проводят. Однако при укладке дренажа на большую глубину, а также прохождении труб под автомобильными дорогами и насыпями необходимо делать проверочные прочностные

расчеты. Иногда возникает необходимость определять максимально возможную глубину закладки дрен в конкретных, отличных от расчетных условиях.

Ниже излагается методика прочностных расчетов дренажных труб с гофрированными стенками, разработанная А. И. Мурашко и Б. К. Хасеневичем.

Для обеспечения прочности дренажных труб с гофрированными стенками необходимо, чтобы выполнялось следующее условие:

$$\bar{P}\zeta \leqslant \frac{2m_1 R'_{\text{р}} \pi I k_{0,\text{щ}}}{Sr(h+\delta)}, \tag{53}$$

$$\zeta = \frac{1}{1+\dfrac{E_{\text{гр}} r^3 (1-\mu^2_t)}{24E_t I + 0{,}143 E_{\text{гр}} r^3 (1-\mu^2_t)}}, \tag{54}$$

где h — высота гофра, см; $k_{0,\text{щ}}$ — коэффициент снижения прочности под влиянием перфораций; для труб с круглыми отверстиями диаметром d_0, расположенных с шагом S_0,

$$k_0 = 1 - d_0/S_0, \tag{55}$$

для труб, имеющих щели длиной l,

$$k_{\text{щ}} = 1 - l/S_0, \tag{56}$$

I — момент инерции сечения гофра.

Если трубы имеют гофры, состоящие из параболических дуг, очерченных по уравнению

$$y = \frac{h}{2}\left[1-\left(1-\frac{4x}{S}\right)^n\right];\ n \approx 2; -\frac{S}{4} \leqslant x \leqslant \frac{S}{4},$$

то

$$I_{\text{пар}} = \frac{4\delta}{105}\left[S(3h^2+\delta^2)+2{,}6h(h^2+3\delta^2)\right]. \tag{57}$$

Момент инерции сечения гофра, состоящего из двух полуокружностей с вертикальной вставкой высотой h_1 (рис. 15, *а*);

$$I_{\text{пол}} = \frac{\delta}{4}\left(\frac{\pi S^3}{16} + S^2 h_1 + \frac{\pi S}{2} h^2_1 + \frac{2}{3} h^3_1\right). \tag{58}$$

Для гофра коробчатого профиля (рис. 15, *б*)

$$I_{\text{кор}} = \frac{\delta}{6}\left[\frac{S}{2}(3h^2+\delta^2)+h^3\right] \tag{59}$$

и трапецеидального сечения

$$I_{тр} = \frac{\delta}{6}\left[\frac{h^3}{\cos\alpha} + \frac{1}{2}(3h^2+\delta^2)(S-2h\,\mathrm{tg}\,\alpha)\right], \qquad (60)$$

где α — угол наклона ребер гофра к вертикали.

Момент инерции сечения гофра, очерченного по синусоиде

$$y = \frac{h}{2}\sin\frac{2\pi x}{S},$$

можно приблизительно вычислить по уравнению (57).

Поскольку несущая способность труб из пластических материалов заметно повышается благодаря пере-

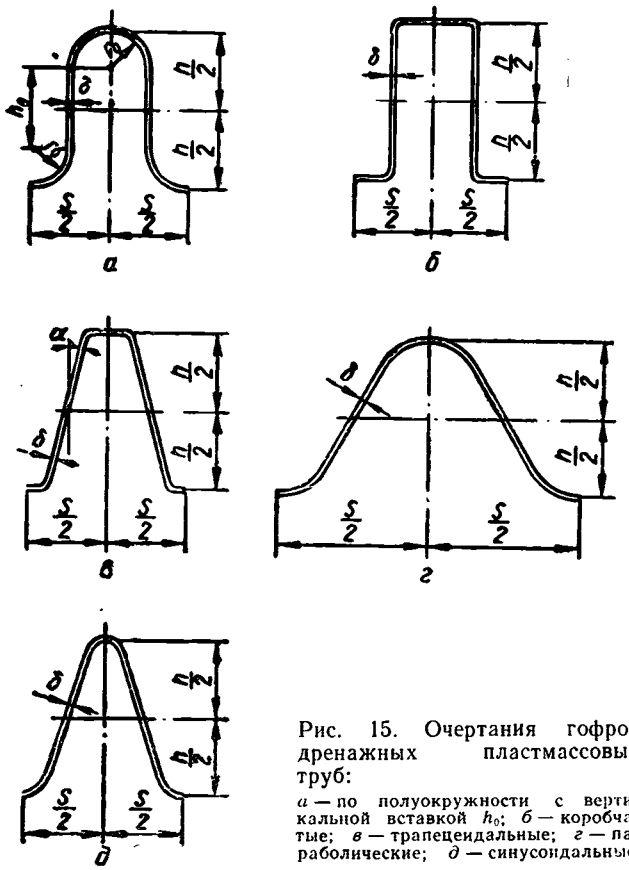


Рис. 15. Очертания гофров дренажных пластмассовых труб:

а — по полуокружности с вертикальной вставкой h_0; *б* — коробчатые; *в* — трапецеидальные; *г* — параболические; *д* — синусоидальные.

распределению усилий между отдельными сечениями из-за пластических деформаций, в практических расчетах рекомендуется принимать $R_р=\sigma_т$, коэффициент условий работы $m_1=0{,}5$. Для ПЭВП предел текучести $\sigma_т=$ $=22$ МПа, НПВХ — $\sigma_т=45$ МПа.

Для обеспечения условия деформативности по предельно допустимой величине укорачивания вертикального диаметра необходимо выполнение следующего неравенства:

$$\frac{1{,}25\cdot 10^{-2}\bar{P}r^3S(1-\mu^2{}_t)\zeta'}{(D_н-\delta)E_tIk_{(о,щ)}}\leqslant[\psi]. \qquad (61)$$

Устойчивость поперечного сечения дренажной гофрированной трубы обеспечивается при выполнении условий

$$\bar{P}/k_уD_н\leqslant P_т. \qquad (62)$$

Величина $P_т$ при известном конечном укорачивании вертикального диаметра трубы

$$\Delta D_н=\frac{1{,}25\cdot 10^{-2}\bar{P}r^3S(1-\mu^2{}_t)\zeta'}{E_tIk_{(о,щ)}} \qquad (63)$$

определяется из уравнения

$$P^2{}_т-P_т\left[\frac{\sigma_тF_1}{rS}+P_{кр}+\frac{S(h+\delta)F_1\Delta D_нP_{кр}}{400I}\right]+\frac{\sigma_тF_1P_{кр}}{rS}=0, \qquad (64)$$

где $\sigma_т$ — предел текучести материала трубы, МПа; $P_{кр}$ — внешнее равномерное радиальное давление, при котором поперечное сечение трубы теряет устойчивость круговой формы

$$P_{кр}=\frac{2}{r}\sqrt{\frac{\zeta'E_tI}{S(1-\mu^2{}_t)}}, \qquad (65)$$

ζ' — коэффициент отпора грунта, МПа/м.

$$\zeta'=0{,}75E_{гр}/r. \qquad (66)$$

Если

$$\zeta<\frac{9E_tI(1-\mu^2{}_t)}{4r^4S}, \qquad (67)$$

то $P_{кр}$ определяется по формуле

$$P_{кр}=3F_tI/r^2S, \qquad (68)$$

где F_1 — площадь поперечного сечения гофра, см^2;

$$F_1=\delta C_0, \qquad (69)$$

где C_0 — длина дуги гофра, см.

Для гофров, состоящих из параболических дуг, очерченных по уравнению

$$y=\frac{h}{2}\left[1-\left(1-\frac{4x}{S}\right)^2\right],$$

$$C_0^{\text{пар}}=\frac{1}{2}\left[\sqrt{16h^2+S^2}+\frac{S^2}{4h}\ln\frac{4h+\sqrt{16h^2+S^2}}{S}\right]. \qquad (70)$$

Для гофров, состоящих из двух полуокружностей с вертикальной вставкой высотой h_1.

$$C_0^{\text{пол}}=\pi h+2h_1, \qquad (71)$$

Для гофров коробчатого профиля

$$C_0^{\text{кор}}=2(S/2+h). \qquad (72)$$

Для гофров трапецеидального профиля

$$C_0^{\text{тр}}=2(S/2+h/\cos\alpha-h\sin\alpha). \qquad (73)$$

Длину дуги гофра, очерченной по синусоиде, вычисляют по формуле

$$C_0^{\text{син}}=2E(k,\ \pi/2)h/k, \qquad (74)$$

где $E(k,\ \pi/2)$ — полный эллиптический интеграл второго рода при модуле k, определяемом по зависимости

$$k=\frac{\pi}{\sqrt{S/h+\pi^2}}. \qquad (75)$$

Прочностные характеристики гофрированных труб, имеющих одинаковые диаметры и толщины стенок, зависят в основном от абсолютных размеров гофров S и h и формы кривой, по которой они очерчены. Поэтому при разработке новых конструкций гофрированных труб следует принять такие их параметры, чтобы обеспечивалась максимальная прочность при минимально необходимом расходе материала, то есть нужно создать оптимальную конструкцию по прочности. По исследованиям Б. К. Хасеневича наиболее приемлемым (оптимальным) очертанием дуги гофров дренажных труб по условию прочности будет эллиптический синус Якоби

$$y=0{,}34S\,\mathrm{Sn}\,(7{,}16x/S), \qquad (76)$$

а размеры гофров должны удовлетворять условиям

$$S = 1{,}125C, \tag{77}$$

$$h = 0{,}76C, \tag{78}$$

где C — длина дуги половины гофра, определяемая по формуле

$$C = 0{,}0752r\sqrt{\frac{\bar{P}\zeta_1(1-\mu^2_t)}{\delta E_t k_{0,щ}[\psi]}}. \tag{79}$$

Оптимальные параметры гофров рассчитывают методом последовательных приближений. Приняв определенную толщину стенки трубы δ (по предварительным расчетам или по аналогии с существующими трубами), вычисляют величину C по формуле (79) при $\xi_1 = 1$. Затем находят момент инерции продольного сечения гофра по формуле

$$I = 0{,}1237\delta C^3 \tag{80}$$

и вычисляют по уравнению (54) коэффициент ζ. По полученному значению снова вычисляют величины C и I и т. д. Для получения приемлемого решения достаточно 3...4 приближений. Определив величину C, вычисляют параметры гофров S и h по уравнениям (77) и (78). Для вычисления ординат дуги гофра (эллиптического синуса Якоби) можно использовать следующие данные:

x/S	0	0,025	0,05	0,0625	0,1	0,125	0,2	0,25
y/S	0	0,060	0,118	0,144	0,216	0,254	0,323	0,335

Прочностные расчеты гофрированных труб, имеющих оптимальные (для заданных условий укладки P, H, $E_{гр}$) параметры, ведут по формулам (53), (61), (62). При этом площадь сечения гофра определяют по формуле

$$F_1 = 2\delta C. \tag{81}$$

Прочностные расчеты подземных напорных трубопроводов из пластмасс. При расчетах необходимо обеспечить выполнение следующих неравенств:

а) по условию прочности:

$$P\zeta_1'\zeta_2' \leqslant m_0 R_р' \pi\delta^2/6r, \tag{82}$$

где

$$\zeta_2^1 = 1 + \frac{P_{вак} + P_г}{3A_2\left(1 - \dfrac{P_{вак} + P_г}{3A_2 + 0{,}125E_{гр}}\right)}, \tag{83}$$

$$\zeta_1' = \frac{1}{1 + \frac{E_{гр}}{24A_2 + 0{,}143E_{гр}}}, \qquad (84)$$

$$A_2 = \frac{E_t}{12(1-\mu^2_t)}\left(\frac{\delta}{r}\right)^3. \qquad (85)$$

Нагрузки $P_г$ и $P_{вак}$ вычисляют по формулам (32) и (33), внешняя приведенная нагрузка P по выражению (31) (Па/м);

б) по условию деформативности:

$$\frac{1{,}25 \cdot 10^{-1} P \zeta_1' \cdot \zeta_3'}{(D_н - \delta) A_2} \leqslant [\psi], \qquad (86)$$

где

$$\zeta_3' = \frac{1}{1 + \frac{P_{вак} + P_г}{3A_2}}. \qquad (87)$$

Для напорных пластмассовых труб допустимое укорачивание вертикального диаметра (ψ) принимают равным 0,035...0,05;

в) по устойчивости круговой формы поперечного сечения:

$$\frac{1}{k_у}\ (P/D_н + P_{вак} + P_г) \leqslant P_{кр}. \qquad (88)$$

Предельное внешнее равномерное радиальное давление вычисляют по формулам

$$P_{кр,1} = \sqrt{\frac{3}{2} A_2 E_{гр}}, \qquad (89)$$

$$P_{кр,2} = 3A_2 + 0{,}143E_{гр}. \qquad (90)$$

В расчет принимают меньшее из них.

Допустимое внутреннее давление в трубопроводе при отсутствии внешней нагрузки находят по формуле (42). Внутренний радиус трубы определяют по формуле

$$r_0 = D/2 - \delta. \qquad (91)$$

В практических расчетах напорных трубопроводов в формуле (82) коэффициент $m_0 = 1$, $R'_р$ и E_t принимают по таблице 7 в зависимости от предполагаемого срока службы трубопровода.

Для уменьшения нагрузок и обеспечения длительной прочности пластмассовых подземных трубопроводов не-

обходимо укладывать их в узкие траншеи, в желобок на дне с утрамбовкой пазух грунта. Укладка пластмассовых трубопроводов под дорогами с интенсивным движением и под сооружениями нежелательна, но при неизбежности такой укладки необходимо предусматривать специальные защитные мероприятия (обкладка труб кирпичом, бетонные кожухи и др.), при засыпке уложенных в траншею пластмассовых труб избегать повреждения их тяжелыми глыбами грунта, камнями.

При перевозке труб принимают меры предосторожности, чтобы исключить деформацию их: сплющивание, искривление, перегибы, изломы. При погрузке и разгрузке трубы не следует бросать. Хранить пластмассовые трубы в складских помещениях и на объектах более одного строительного сезона не допускается. При этом трубы обязательно предохраняют от прямого солнечного облучения, механических повреждений и пламени высокой температуры. Летом на складах СМУ трубы хранятся в закрытых помещениях или под навесом. Бухты труб укладывают на деревянные настилы или подкладки горизонтально, штабелями высотой не более 2 м устанавливают вертикально на ребро. При складировании не допускается беспорядочная укладка бухт. При отсутствии навесов на объектах трубы необходимо укрывать брезентом, соломенными матами, ветками. Зимой трубы хранят на складах в закрытых помещениях, вдали (более 1,5 м) от нагревательных приборов. Не допускается оставлять трубы на зиму на полях и под навесом. При производстве работ в зимнее время трубы на объектах хранят не более 10 дней, причем под трубы подкладывают деревянные щиты, соломенные маты, сверху их укрывают соломенными матами или брезентом.

3. Водоприемная способность пластмассовых дренажных труб

Практически все применяемые в настоящее время дренажные трубы из полимерных материалов в той или иной степени несовершенны по характеру вскрытия пласта, так как имеют нефильтрующие стенки и принимают воду только перфорационными отверстиями. На подходе к отверстиям грунтовый поток претерпевает пространственное сжатие; по сравнению с идеальной дреной

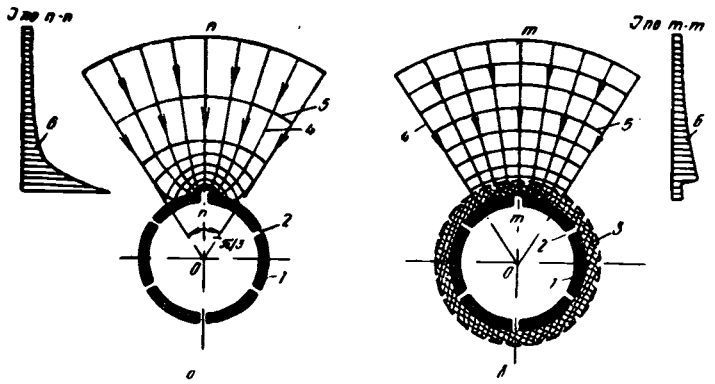


Рис. 16. Схемы движения воды к дренажным пластмассовым трубам:

а — без фильтра; *б* — с фильтром; *1* — труба; *2* — перфорация; *3* — фильтр; *4* — линии тока; *5* — линии равных напоров; *6* — эпюры градиентов.

возникают дополнительные фильтрационные сопротивления, вызываемые сгущением линий тока, повышением скоростей фильтрации и возрастанием градиентов давлений (рис. 16).

Важнейшая особенность пластмассовых дренажных труб заключается в том, что перфорационные отверстия распределены относительно равномерно по их поверхности, общая водопроницаемая площадь достигает 15... 50 см² на 1 м трубы, что в 3...10 раз больше площади стыковых зазоров между керамическими трубами. Вследствие этого пластмассовые дрены по водоприемной способности мало отличаются от идеальной дрены, в особенности при правильно подобранном фильтре, и значительно превосходят керамический дренаж.

Задача о притоке воды к перфорационным дренажным трубам в общем случае является пространственной. Уравнение фильтрации в цилиндрических координатах будет

$$\left.\begin{aligned} \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial\varphi_1}{\partial r}\right)+\frac{\partial^2\varphi_1}{\partial y^2}=0,\\ \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial\varphi_2}{\partial r}\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2\varphi_2}{\partial\Theta^2}+\frac{\partial^2\varphi_2}{\partial y^2}=0,\end{aligned}\right\}\quad(92)$$

где $\varphi_1=k_{\text{гр}}h$; $\varphi_2=k_{\text{ф}}h$ — потенциал скорости фильтрации; $r=\sqrt{x^2+z^2}$.

Для дренажной трубы, перфорированной прерывистыми щелями, расположенными по продольным образующим в m рядов по окружности трубы, при круговом защитном фильтре толщиной δ уравнение нужно решать при следующих граничных условиях (в обозначениях рис. 17):

$$\left.\begin{array}{l}
1)\ r=R:h=H;\\
2)\ r=r_0,\ -\beta\leqslant\Theta\leqslant\beta,\ -l\leqslant y\leqslant l:h=0\\
3)\ r=r_0\left|\begin{array}{l}-\alpha\leqslant\Theta\leqslant\alpha,\ -(S-l)\leqslant y\leqslant(S-l)\\ -(\alpha-\beta)\leqslant\Theta\leqslant(\alpha-\beta),\ -l\leqslant y\leqslant l\end{array}\right|:\frac{dh}{dr}=0\\
4)\ y=\pm S:\ \frac{\partial h}{\partial y}=0;\ 5)\ \Theta=\pm\alpha:\ \frac{\partial h}{\partial\Theta}=0;\\
6)\ r=r_0+\delta:h_1=h_2,
\end{array}\right\}\quad(93)$$

где $2\alpha=2\pi/m$; r_0 = радиус дренажной трубы; $2l$ — длина щелей; $2S$ — шаг перфораций;

Решение задач (92) и (93) сопряжено с большими математическими трудностями. Точных, приемлемых для практики методов пока нет.

Согласно формуле (2), решение задачи о притоке воды к дрене в общем случае сводится к нахождению значений фильтрационных сопротивлений, обусловленных граничными условиями фильтрации Φ_0, несовершенством водоприемной поверхности трубы $C_{др}$ и влиянием защитных фильтров $\psi_ф$. Общих аналитических решений для перфорационных дренажных труб, уложенных с фильт-

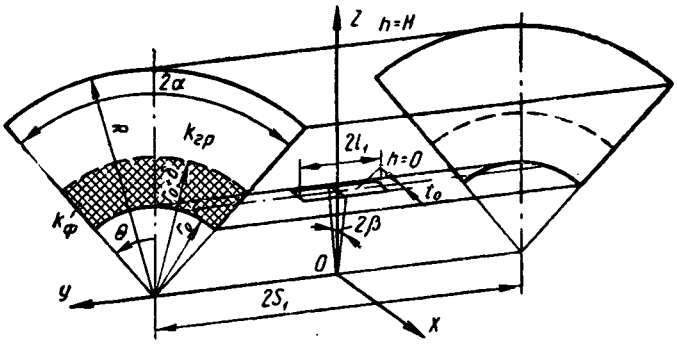


Рис. 17. Расчетная область фильтрации.

ром, нет. В случае укладки дрен без фильтров ($\psi_0=0$) известен ряд решений, практическое применение которых затруднено. Так, М. Маскет (1943) для труб с продольно-параллельными щелями шириной $\tau_0=2l_0$ (рис. 17) и длиной $l=2l_1$, расположенными по образующим с шагом $S=2S_1$ в m_1 рядов по окружности трубы, предложил следующую зависимость:

$$C_{щ}=\frac{1}{m_1}\left[2\sum_{n=1}^{\infty}K_0(2\pi n\rho_n)\frac{\sin 2\pi nh}{2\pi nh}+\right.$$
$$+2\sum_{i=1}^{m-1}\sum_{n=1}^{\infty}K_0(4\pi n\rho_c)\sin\frac{\Theta_i}{2}\cdot\frac{\sin 2\pi nh}{2\pi nh}+$$
$$\left.+\ln\frac{\rho_w}{\rho_n}-\sum_{i=1}^{m-1}\ln 2\sin\frac{\Theta_i}{2}\right]. \qquad (94)$$

Для труб с круглой перфорацией диаметром d_0

$$C_{отв}=\frac{1}{m_1}\left[2\sum_{n=1}^{\infty}K_0(2\pi n\rho_n)+\right.$$
$$+2\sum_{i=1}^{m-1}\sum_{n=1}^{\infty}K_1(4\pi n\rho_w)\sin\frac{\Theta_i}{2}\cdot\cos\frac{2\pi n_i}{m_1}+$$
$$\left.+\ln\frac{\rho_c}{\rho_n}-\sum_{i=1}^{m-1}\ln 2\sin\frac{\Theta_i}{2}\right], \qquad (95)$$

где

$$h=\frac{l}{2S_1};\ \rho_n=\frac{\tau_0}{2S_1}=\frac{d_0}{2S_1};\ \rho_c=\frac{r_0}{S_1};\ \rho_w=\frac{R}{S_1},$$

$K_0(2\pi n\rho_n)$ и $K(4\pi n\rho)$ — функции Бесселя третьего рода нулевого и первого порядка от мнимого аргумента; Θ_i — угол, образующийся между осью z и i-м рядом перфорации.

Для вычисления коэффициентов C_i по условиям (94) и (95) необходимо брать в некоторых случаях более 150 членов ряда, что сопряжено с известными трудностями даже при использовании ЭВМ. В. И. Шуров (1953) на основе упрощений и интерполяций, позволивших довольно точно просуммировать ряды в выражениях (94) и (95), предложил следующие эмпирические зависимости:

$$C_{щ}=\frac{(10\tau_0^{-0,98}+80)(l/60)^{1,3}}{N^{(1,086+0,004\tau_0^3)}}, \qquad (96)$$

$$C_{отв}=\frac{49,4(1,012d_0^{-1,82}+1)}{N^{(0,0066d_0^{4,5}+1,033)}}, \qquad (97)$$

где l — длина щели, мм; τ_0 — ширина щели, мм; d_0 — диаметр перфорационных отверстий, см; $N=100\ m/S$ — число перфораций на 1 м трубы; m — число рядов перфораций; S — шаг перфорации, см.

Формула (96) лучшие результаты дает при $50<l<70$ и $0{,}2<\tau_0<2$ мм, а формула (97) — при $3<N<150$.

В. Т. Климков и А. И. Мурашко (1968) методом конформных отображений получили приближенное решение для определения фильтрационных сопротивлений, обусловленных несовершенством водоприемной поверхности труб с продольнощелевой перфорацией, уложенных без фильтра, в следующем виде:

$$C_{щ}=\frac{2S}{m_1 l}\ln\frac{1}{\sin\frac{m_1 l}{2S}\Theta}, \qquad (98)$$

где

$$\Theta=\arcsin\frac{\tau_0}{D}. \qquad (99)$$

Аналогично решению, приведенному в предыдущей главе для керамической дрены, приток воды к перфорационной пластмассовой дрене, уложенной с круговым фильтром, определяется уравнением

$$Q=\frac{2\pi k_{гр}HL}{\ln\frac{2R}{D}+\left(\frac{k_ф}{k_{гр}}-1\right)\ln\frac{D+2\delta}{D}+\frac{k_{гр}}{k_ф}C_i}, \qquad (100)$$

где C_i — фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством водоприемной поверхности дренажной трубы, определяемые уравнениями (94)...(98); δ — толщина фильтра; D — наружный диаметр трубы.

Таким образом, водоприемная способность пластмассового дренажа определяется, с одной стороны, конструкцией труб (диаметр, форма, размеры и количество перфораций), с другой — параметрами защитного фильтра. В таблицах 13 и 14 представлены результаты лабораторных опытов в грунтовом лотке размером 5,6×1,0×0,5 м по изучению дренажного стока при работе по схеме подрусловой дрены (Мурашко, 1973). Эксперименты свидетельствуют о том, что формулы (15), (97) и (98) дают результаты, близкие к фактическим, и их можно рекомендовать для практического использования. С другой стороны, видно, что влияние защитных фильтров на величину водозахватной способности дренажа

13. Сравнение фактического и расчетного стока из пластмассовых дрен, уложенных без фильтров

Наружный диаметр труб, мм	Характеристика перфорации						Дренажный сток Q, см³/с		$\frac{Q_ф - Q_р}{Q_ф}$, %	Расчетная формула
	количество рядов, m_1	длина щелей l, мм	ширина, τ, мм	диаметр отверстий d_0, мм	шаг S, мм	угол между рядами, $\theta°$	фактический при 18°	расчетный		
75	6	25	0,4	—	60	60	67,5	70,3	−7,0	(98)
40	6	25	1,2	—	60	60	73,5	68,4	+7,2	»
50	3	30	1,0	—	60	120	46,7	45,9	−1,7	»
50	6	30	1,0	—	45	60	73,1	75,7	+3,3	»
50	6	30	1,0	—	60	60	68,7	67,8	—1,3	»
50	6	30	1,0	—	90	60	67,7	55,0	—19,0	»
50	6	30	1,0	—	75	60	67,5	61,0	−9,6	»
50	6	20	1,0	—	60	60	68,7	97,5	+42,0	(96)
50	3	30	1,0	—	60	120	46,7	89,8	+92,3	»
50	6	25	0,4	—	60	60	65,7	98,0	+49,2	»
50	1	—	—	1,5	10	—	23,5	21,8	—7,2	(97)
50	3	—	—	1,5	10	120	36,6	44,5	+17,7	»
50	6	—	—	1,0	10,5	60	43,0	43,2	+0,5	»
70*	Стыки	—	1,0	—	500,0	—	28,0	32,1	+14,1	(15)

* Керамические трубы.

14. Сравнение дренажного стока из пластмассовых труб, уложенных с фильтром и без него

Наружный диаметр труб D, мм	Перфорация				Фактический сток при 18°, см³/с		Q_2/Q_1	Отношение фактического стока к стоку пористой дрены	
	шаг S, мм	размер d или $\tau \times l$, мм	число рядов m	площадь, см²/м	без фильтра Q_1	с фильтром из стеклохолста Q_2		без фильтра	с фильтром
50	10	1,5	1	1,77	9,8	58,3	5,95	0,122	0,730
50	10	1,5	1	1,77	23,5	65,0	2,76	0,263	0,729
50	10	1,5	2	3,54	23,5	81,5	3,47	0,263	0,914
50	10	1,5	3	5,31	36,6	83,0	2,27	0,411	0,931
50	10	1,5	4	7,08	36,2	86,0	2,38	0,408	0,965
50	10,5	1,0	6	4,05	43,0	81,0	1,88	0,482	0,909
70	60	0,4×25	6	10,0	65,7	94,8	1,44	0,653	0,972
40	60	1,2×25	6	30,0	73,7	85,5	1,15	0,880	1,018
50	45	1,0×30	6	40,0	73,1	80,3	1,10	0,821	0,900
50	60	1,0×30	6	30,0	68,7	82,7	1,20	0,771	0,928
50	105	1,0×30	6	17,1	67,5	79,9	1,18	0,758	0,897
70*	500	1,0	—	2,2	28,0	53,7	1,92	0,287	0,500

* Керамические трубы.

очень существенно. При малой степени перфорирования труб сток возрастает в 3...5 раз. Кроме того, наличие фильтра вокруг перфорационных труб приближает их по осушительному эффекту к пористым дренам. Все эти обстоятельства следует учитывать при проектировании пластмассового дренажа.

Эксперименты в лабораторных условиях и теоретические решения показывают (табл. 13, 14), что при сохранении одинаковыми всех условий работы пластмассовый дренаж обладает большей водозахватной способностью, чем керамический. Обусловлено это гораздо большей на единицу длины площадью водоприемной поверхности и равномерным расположением перфораций.

4. Осушительное действие пластмассового дренажа

Осушительное действие горизонтального пластмассового дренажа изучалось на построенных в 1963... 1969 гг. семи опытно-производственных участках общей площадью более 1100 га, на которых заложено более 170 вариантов опытов. Характеристики опытных систем и условий строительства даны в таблицах 15 и 16. Применены трубы гладкостенные и гофрированные из ПЭВП с различной перфорацией, а также пленочные трубы из винипластовой ленты. Строительство дренажа велось экскаваторами ЭТЦ-202 и ЭТН-171 (ширина траншеи $B_{тр}=50$ см), узкотраншейным финским дреноукладчиком «Мара-55» ($B_{тр}=17$ см) и бестраншейным дреноукладчиком ДПБН-1,8. Применение различных машин, помимо изучения их производительности, преследовало получение данных по влиянию ширины траншеи на осушительное действие дренажа. На всех участках в качестве контрольного варианта укладывали керамический дренаж, применяли также различные способы защиты дренажа от заиления и разные фильтрующие материалы. На участках в колхозе им. Калинина и «Гвардия» в части вариантов опытов материальный дренаж был дополнен кротовым. На всех участках проведены комплексные систематические наблюдения за дренажным стоком, динамикой УГВ, атмосферными осадками, влажностью почвы, промерзанием и оттаиванием, режимом луж, заилением дрен, деформацией труб, состоянием посевов и др.

15. Характеристика опытных систем и условий строительства

Объект, год строительства, площадь	Расстояние между дренами B, м	Характеристика дренажных труб	Материал фильтра	Дреноукладочные машины
Болотный массив «Эсса», 1964 г., 120 га	15, 20, 30, 50 и 60	Гладкостенные ПЭВП; $D=42$ мм; $\tau=1{,}0$; $l=50$ мм; $m=3$	Стеклохолст	ЭТН-171
Совхозы:				
«10 лет БССР», 1964 г., 180 га	40, 50, 60 и 80	То же	Мох, стеклохолст, стеклоткань	ЭТН-171
им. Чапаева, 1968 г., 580 га	15, 20, 26, 30, 45 и 60	Гофрированные ПЭВП; $D=50$ мм; $d_0=1{,}1$ мм; $S=10$ мм; $m=6$ Гладкостенные ПЭВП; $D=40$ мм; $d_0=1{,}0$ мм; $S=8{,}5$ мм; $m=6$	Стеклохолст	ЭТЦ-202, ЭТН-171
Колхозы:				
«Рассвет», 1966 г., 65 га	1,25, 25, 37,5 и 50	Гофрированные НПВХ; $D=45$ мм и 55 мм; $\tau=1{,}0$; $l=1{,}3$; $S=5$ мм; $m=6$ Гладкостенные ПЭВП; $D=42$ мм; $\tau=1$; $l=30$; $m=6$		ЭТН-171, Мара-55, ДПБН-1,8
«Новый быт», 1963 г., 16 га	30	Винилпластовые пленочные типа «молния», «строчка», «нахлестка»; $D=50$ мм	Без фильтра	ЭТН-171
«Гвардия», 1969 г., 120 га	10, 15 и 20	Гофрированные ПЭВП; $D=50$ мм; $d_0=1{,}1$ мм; $S=10$ мм; $m=6$	Стеклохолст	ЭТЦ-202
им. Калинина, 1966 г., 40 га	10	Гофрированные НПВХ; $D=45$ и 55 мм; гладкостенные ПЭВП; $D=42$ мм	Стекловата	ЭТН-171 Мара-55

16. Характеристика опытных систем и условий строительства

Объект	Осушаемые грунты	Механический состав грунта, ботанический состав торфа, подстилающие грунты	Коэффициент фильтрации $K_{гр}$, м/сут	Характеристика торфа				Условия строительства
				глубина, м	масса твердого вещества δ_1, г/см³	степень разложения R, %	зольность z, %	
Болотный массив «Эсса»	Низинные торфяники	Тростниковый, древесно-тростниковый, подстилаемые песками	0,4...1,3	0,7...5,0	0,13...0,16	35...40	9,0...12,7	Первичное осушение
Совхозы: «10 лет БССР»	То же	Древесно-тростниковый, тростниковый, подстилаемые мелкими песками	0,8...2,3	1,6...2,0	0,10...0,18	30...35	7,4...11,4	Реконструкция открытой сети на дренаж
им. Чапаева	Супеси, мелкозернистые пески, легкие суглинки	Частиц 0,1 мм 20...24%	0,1...0,53	—	—	—	—	Первичное осушение
		Глинистых частиц 13...15%	0,03—0,07	—	—	—	—	
«Рассвет»	Низинные торфяники	Древесно-тростниковый и тростниково-осоковый, подстилаемые суглинками	0,25...0,42	0,7...3,0	0,11...0,14	35...50	6,0...18,5	Первичное осушение
«Новый быт»	То же	Осоковый и древесно-осоковый, подстилаемые песками и супесями	0,24...1,21	0,6...3,5	0,06...0,14	30...55	7,8...14,2	Реконструкция открытой сети на дренаж
«Гвардия»	Тяжелые суглинки, ленточные глины	Глинистых частиц 52...82%	0,004...0,04	—	—	—	—	То же
им. Калинина	Тяжелые суглинки, ленточные глины	Глинистых частиц 51,5...71,5%	0,0013...0,02	—	—	—	—	Ложбины заменены на закрытые собиратели

Тяжелые глинистые почвы. Регулирование водного режима почв тяжелого механического состава сопряжено с известными трудностями, требует тщательного и всестороннего анализа природных условий, выбора соответствующего способа осушения и технологии проведения работ. При выборе способа осушения необходимо прежде всего учитывать рельеф местности и степень окультуренности почвы. Если почвообразующими породами служат тяжелые ленточные глины с плоским равнинным рельефом, сформированные на месте бывших ледниковых озер и имеющие маломощный пахотный слой, то достаточное осушение может быть достигнуто только применением систематического дренажа (закрытых собирателей) и на его основе ряда дополнительных агромелиоративных мероприятий. К последним относятся глубокое рыхление, кротование, профилирование и др. Способ искусственных ложбин и агромелиорации на тяжелых почвах с плоским рельефом, как правило, не дает требуемого эффекта. Для придания ложбинам уклона устьевые части их приходится значительно заглублять. В период избытка влаги такие ложбины труднопроходимы для машин, неравномерно просыхают, посевы созревают неодновременно.

Старопахотные земли на почвах тяжелого механического состава расположены, как правило, на участках с хорошо выраженным рельефом. Нередко они имеют мощный окультуренный слой, обладающий большой аккумулирующей емкостью. Достаточный уклон поверхности и более или менее развитая сеть естественных тальвегов обеспечивает здесь довольно быстрый сток талых и дождевых вод. Переувлажнение и позднее созревание этих почв происходит не каждый год. Причиной переувлажнения старопахотных земель тяжелого механического состава бывает в основном ухудшение водопроницаемости пахотного слоя вследствие уплотнения его тяжелыми сельскохозяйственными машинами и орудиями. Такое уплотнение особенно велико, когда работы проводят при недопустимо высокой влажности почвы. Такие земли можно успешно осушать редкой сетью каналов, а также коллекторно-ложбинным способом, при котором вода из замкнутых ложбин по закрытым коллекторам отводится в магистральные каналы или другие водотоки. Для придания ложбинам необходимых уклонов не требуется значительных заглублений. Как правило, ложбины, уст-

раиваемые по естественным тальвегам, легкопроходимы для техники. Планировка поверхности, глубокое рыхление, кротование и другие агромелиоративные мероприятия в дополнение к каналам и ложбинам создают на указанных землях вполне благоприятные условия для получения высоких урожаев. Устройство систематического трубчатого дренажа на хорошо окультуренных землях с ярко выраженным рельефом и густой сетью естественных тальвегов не обязательно. Только на небольших участках, где невозможно организовать поверхностный сток, устраивают выборочный дренаж.

На водный режим глинистых почв существенно влияют микропонижения, в которых весной и осенью длительное время застаиваются талые и дождевые воды. Тщательная планировка поверхности и устройство в дополнение к закрытым трубчатым собирателям кротового дренажа значительно улучшают условия осушения и создают благоприятные условия для роста растений. Эффективность кротования изучалась в Белоруссии на опытных участках в колхозе им. Калинина и «Гвардия». Здесь на части площади материальный дренаж был дополнен кротовым длиной 40...100 м, глубиной 0,5...0,7 м, с расстоянием 2,5 м. Устройство его осуществлялось кротодренажными машинами КН-55 и Д-657 при диаметре дренера 50...80 мм. До 1965 г. это были бросовые земли с маломощным окультуренным слоем (5...8 см). Построенные в 1965 г. ложбины через 50...80 м не обеспечили достаточного осушения, и земли практически не использовались. После закладки систематического дренажа с расстоянием 10 м и тщательной планировки (в 3 следа) поверхности были созданы нормальные условия для развития растений. Урожай пшеницы, например, в 1969 г. составил: 2,68 т/га. Как пластмассовый, так и керамический дренаж работал удовлетворительно (табл. 17).

Лучшим осушительным действием обладает пластмассовый дренаж из гофрированных труб (коллектор 3), что согласуется с лабораторными опытами и теоретическими решениями. Дополнение пластмассового дренажа, уложенного без фильтра, кротовым обусловило значительное (в 1,46 раза) повышение его осушительного эффекта (см. дренажный сток из коллекторов 5 и 9, табл. 17). В колхозе «Гвардия» на комбинированном дренаже сток был на 38...70% выше, чем на обычном.

17. Результаты замеров дренажного стока на участке в колхозе им. Калинина за 1967...1968 гг.

№ коллекторов	Характеристика дренажа	Дренажный сток, мм				Сумма за год
		зима (XII—II)	весна (III—V)	лето (VI—VIII)	осень (IX—XII)	
1	Комбинированный (керамический с фильтром из стеклохолста, $D=72$ мм с кротовым)	5,49	24,97	0,38	35,44	66,28
3	Пластмассовый: $D=55$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=1{,}3$ мм; $S=5$ мм; $m=6$; фильтр — стеклохолст	10,78	25,99	4,54	42,17	83,47
5	Комбинированный (пластмассовый без фильтра с кротовым): $D=42$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=30$ мм; $S=70$ мм; $m=6$	5,85	23,66	2,08	31,03	62,57
9	Пластмассовый без фильтра: $D=42$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=30$ мм; $S=70$ мм; $m=6$	1,29	26,39	0,35	14,95	42,98

Наиболее интенсивная работа дренажа наблюдается весной: максимальные модули стока достигали в 1968 г.—1,4; в 1969 г.—2,7 и в 1970 г.—1,8 л/с·га, осенью они не превышали 0,35...0,5 л/с·га. В теплое время года на тяжелых почвах почти все осадки за исключением незначительного поверхностного стока, задерживаются в верхнем слое и расходуются на транспирацию и испарение. Так, из выпавших за май — сентябрь 1968 г. 297 мм осадков в дренажный сток поступило не более 10 мм.

Фильтры из стеклохолста вокруг дренажных труб существенно увеличивают поступление воды в дрены. Раскопки, проведенные на опытных участках, показали, что в глинистых грунтах заметного кольматажа стеклохолста не происходит; дрены, уложенные с фильтрами и без них, не заиляются. Обусловлено это несуффозионностью глинистых грунтов и очень высокой их фильтрационной прочностью. Но, несмотря на отсутствие опасности механического заиления дренажа на тяжелых

глинистых почвах, укладывать защитные фильтры необходимо для улучшения условий приточности воды к дренам, повышения их осушительного эффекта.

Работа пластмассового дренажа на торфяниках. Длительные наблюдения показали, что при атмосферном питании болот дренажные системы работают в основном в период паводков и осенью в период затяжных дождей, когда интенсивный дренажный сток продолжается 10...20 дней. В остальное время года, как правило, дренаж не функционирует, ибо уровни грунтовых вод опускаются ниже дрен, что обусловливается испарением и транспирацией, большой аккумулирующей способностью торфа и отчасти действием ограждающей и проводящей сети каналов. Систематические наблюдения за стоком и динамикой уровней грунтовых вод на объектах «Эсса», «Рассвет» показали, что правильно запроектированный и качественно построенный пластмассовый дренаж функционирует несколько лучше керамического в весенний период; при малых напорах разницы почти нет. Как и в глинистых грунтах, на интенсивность работы дренажа в торфяниках существенно влияют защитные фильтры (табл. 18). Результаты замеров на объекте «Рассвет» показали, что фильтры из стеклохолста способствуют увеличению скорости падения УГВ после прохождения паводка в 1,12...2,5 раза.

18. Влияние защитных фильтров на интенсивность работы дренажа

Характеристика дренажных труб	Скорость падения УГВ на дренаже, в см/сут.	
	с фильтром из стеклохолста	без фильтра
Гладкостенные из ПЭВП, $D=42$ мм; $l=30$ мм; $\tau_0=1$ мм; $m_1=6$	12,50	5,0
Гофрированные из НПВХ (Вето), $D=45$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=1,3$ мм; $S=5$ мм; $m_1=3$	4,65	2,0
Керамические, $D=72$ мм; $\tau_0=1...3$ мм	3,15	2,8

Следовательно, и на глубоких торфяниках, где механического заиления дрен можно не опасаться, фильтры необходимы для интенсификации их осушительного действия.

Осушительное действие пластмассового дренажа, уложенного бестраншейным способом, пока изучено недостаточно. В специальной литературе имеются разноречивые данные. Одни авторы утверждают, что бестраншейный пластмассовый дренаж обеспечивает требуемую интенсивность осушения и работает даже лучше керамического, уложенного в широкие траншеи, другие приводят противоположные экспериментальные данные.

Значения максимальных модулей дренажного стока траншейного и бестраншейного дренажа на объекте «Рассвет» за 1968 г., приведены в таблице 19, из которой видно, что на бестраншейном дренаже они были в 1,9... 2,1 раза меньше, чем на траншейном. Обусловлено это прежде всего уплотнением торфа в зоне прохождения ножа дреноукладчика. Однако нельзя утверждать, что бестраншейный дренаж менее эффективен траншейного. В несвязных минеральных грунтах, а также при разрыхлении уплотненной зоны грунта после прохождения ножа и при засыпке щели рыхлым грунтом или другим хорошо фильтрующим материалом бестраншейный дренаж по осушительному действию не должен уступать траншейному.

19. Сравнение работы траншейного и бестраншейного дренажа

Характеристика дренажных труб	Максимальный модуль дренажного стока (л/с·га) при ширине траншей в см		
	50 (ЭТН-171)	17 (Мара-55)	0 (ДБПН-1,8)
Керамические, $D=72$ мм	0,63	—	—
Гладкостенные из ПЭВП, $D=42$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=30$ мм; $m_1=6$	0,63	0,94	0,34
Гофрированные из НПВХ, $D=45$ мм; $\tau_0=1$ мм; $l=1,3$ мм; $m_1=3$	0,73	0,80	0,44
То же, $D=55$ мм	0,94	0,94	—
Пленочные типа «молния»	—	—	0,34

Интересно отметить, что на плотных низинных торфяниках не установлено влияние ширины траншеи на эффективность дренажа. Незначительное увеличение q_{max} с уменьшением ширины траншеи можно объяснить только более рыхлым (в первые годы) сложением засыпки в узкой траншее.

5. Строительство пластмассового дренажа

При строительстве пластмассового дренажа в настоящее время применяют почти исключительно гофрированные и спирально-навитые гибкие трубы, поставляемые свернутыми в бухты небольших размеров. В зависимости от диаметров труб длина их в бухте колеблется от 50 до 300 м. Дренаж укладывают траншейным и бестраншейным способами. При траншейном строительстве используют экскаватор-дреноукладчик ЭТЦ-202А (рис. 18), имеющий барабан для навески бухты труб и приспособление для защиты их от заиления рулонным фильтрующим материалом, например стеклохолстом. В последнее время большая часть пластмассовых труб поступает на объекты с фильтрами-оболочками, устраиваемыми на базах ПМК, что исключает необходимость в проведении защитных мероприятий в период укладки дренажа, повышает качество работ и производительность дренажных бригад. Технология укладки дрен-осушителей из пластмассовых труб существенно не отличается от технологии, применяемой при строительстве керамического дренажа. Однако скорости прокладки дрен при этом значительно (на 15...40%) повышаются, а трудозатраты уменьшаются в 1,5...2 раза.

Дренажные коллекторы можно устраивать из пластмассовых или керамических труб соответствующих диаметров. По стоимостным соображениям предпочтительнее вторые. В обоих случаях дрены подключают к коллекторам с помощью специальных соединительных деталей из пластмасс.

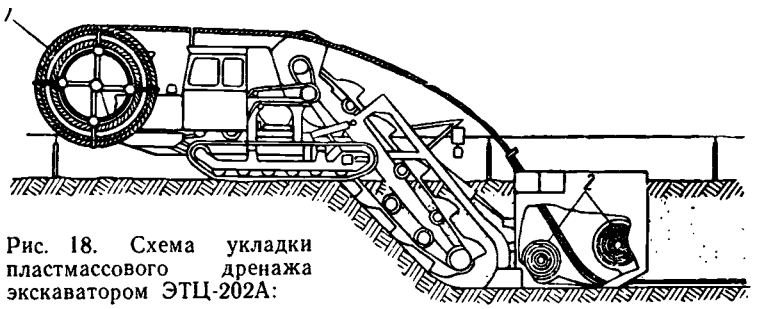


Рис. 18. Схема укладки пластмассового дренажа экскаватором ЭТЦ-202А:
1 — бухта труб; *2* — бобины стеклохолста.

В 1968...1969 гг. Таллинский экскаваторный завод выпустил партию узкотраншейных экскаваторов ЭТЦ-163, которые показали вполне приемлемые эксплуатационные характеристики при закладке пластмассового дренажа. Дреноукладчик ЭТЦ-163— экскаватор на гусеничном ходу, установлен на шасси ЭТЦ-202, имеет опускающийся кронштейн, на котором установлен раздвижной барабан для навески бухт пластмассовых труб. Глубина копания траншей составляет 1,7, ширина —0,25 м. Рабочие скорости на первом диапазоне 14...250, на втором — 34...590 м/ч. Обслуживающая бригада состоит из 3...5 человек. Сравнительные испытания показали, что производительность узкотраншейного экскаватора ЭТЦ-163 в среднем на 19% выше, чем ЭТЦ-202. При этом в меньшей степени повреждается пахотный слой почвы. В конце 70-х годов ВНИИземмаш выпустил усовершенствованные опытные образцы узкотраншейного дреноукладчика ЭТЦ-164. Эта машина испытывалась в Ленинградской области и показала достаточно высокие эксплуатационные характеристики.

В современных дренажных системах из керамических или пластмассовых труб 80...90% по протяженности составляют трубы диаметром 40...75 мм. Наиболее рационально укладывать их узкотраншейным способом (особенно пластмассовых труб с заводскими фильтрами-оболочками).

В 1968 г. впервые в мировой практике в БССР под руководством автора было осуществлено зимнее строительство дренажа с применением гофрированных труб из ПЭВП. Полиэтилен морозоустойчив вплоть до минус 60°, а гофрированные трубы из него обладают достаточно высокой гибкостью и при отрицательных температурах воздуха. По опытам Н. М. Варнакова, гофрированные трубы из ПЭВП $D=50$ мм при температурах воздуха до минус 30° легко разворачиваются из бухт и ровной линией укладываются на дно траншеи. Перегибов, переломов и образования трещин как при укладке труб, так и при засыпке траншей не наблюдалось. Были опробованы при зимнем строительстве спиральнонавитые трубы из НПВХ. Установлено, что они пригодны для зимнего строительства дренажа наравне с трубами из ПЭВП.

Технология укладки пластмассового дренажа в зимних условиях отличается от летней необходимостью

предварительной разработки мерзлого слоя грунта специальными машинами (ЭТР-141, ЭР-7А, ДТП-3УМ и др.). Доработку незамерзшего грунта до проектных отметок и укладку труб лучше осуществлять узкотраншейными машинами.

Несмотря на то что бестраншейный способ строительства дренажа появился одновременно с началом производства труб из полимерных материалов и должен был, по мнению большинства исследователей, стать основным, так как позволял максимально использовать преимущества пластмассовых труб перед керамическими, до сего времени он не получил достаточно широкого распространения.

При бестраншейном строительстве пластмассового дренажа в гумидной зоне страны в настоящее время применяют дреноукладочный комплекс МД-4, МД-5, состоящий из собственно бестраншейного дреноукладчика (рис. 19) и тягача (табл. 20). Уклон дренажных линий выдерживается с помощью копирного троса, как на экскаваторе ЭТЦ-202А. Можно использовать также управление по лазерному лучу с помощью лазерного указателя УКЛ-1, состоящего из излучателя и приемника в виде фоточувствительной головки (ГФУ) и блока выработки команд управления на электрогидравлическую схему дреноукладчика (БВК).

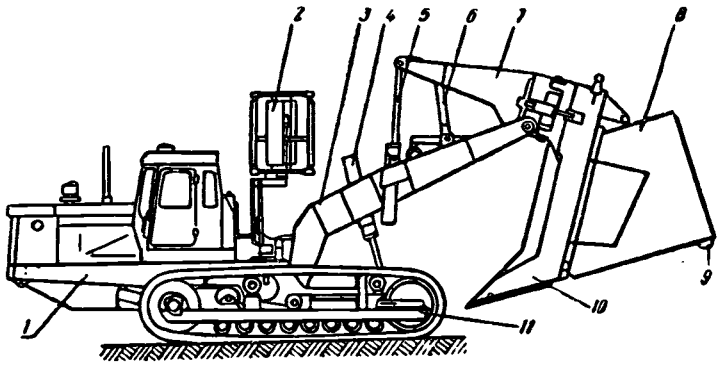


Рис. 19. Схема бестраншейного дреноукладчика МД-4:

1 — базовый трактор; *2* — бухтодержатель; *3* — рычаг; *4, 5* — гидроцилиндры; *6* — система управления; *7* — коромысло; *8* — трубоукладчик; *9* — прижимной ролик; *10* — нож; *11* — гусеничная тележка.

20. Основные технические характеристики МД-4 и МД-5

Показатели	МД-4	МД-5
Базовая машина	Трактор Т-1301, Г-1	
Мощность двигателя, кВт	118	118
Тяговое усилие, кН	До 250	До 150
Наружный диаметр укладываемых труб по фильтру, мм	До 120	—
Глубина укладки дрен, м	До 1,8	—
Скорости передвижения, м/ч	840...2780 (8 скоростей)	
Масса, кг	30 900	22 100
Среднее давление на грунт в транспортном положении, МПа	0,039	0,027
Ширина гусениц, мм	920	920

Руководством по строительству бестраншейного пластмассового дренажа предусматриваются две технологические схемы (рис. 20): при впадении дрен в закрытый коллектор и в канал. В сухое время года на объектах с

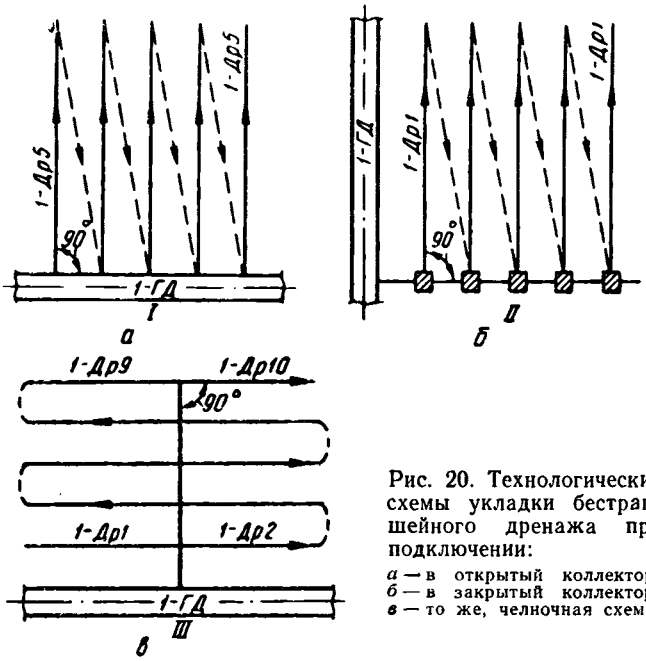


Рис. 20. Технологические схемы укладки бестраншейного дренажа при подключении:

а — в открытый коллектор; *б* — в закрытый коллектор; *в* — то же, челночная схема.

низким УГВ допускается работа по третьей схеме при заглублении рабочего органа дреноукладчика от истока дрены.

Специальные исследования, выполненные СевНИИГиМ и ВНИИземмаш, а также данные широкой производственной проверки в Ленинградской области и других районах Нечерноземной зоны РСФСР показали вполне приемлемую производительность дреноукладочного комплекса МД-4, МД-5 и перспективность широкого развития бестраншейного способа строительства пластмассового дренажа. Вместе с тем выявлены и некоторые существенные недостатки, основной из которых — низкий осушительный эффект на почвах тяжелого механического состава. В связи с этим пришлось даже ограничить область применения бестраншейного дренажа грунтами, коэффициент фильтрации которых не менее 0,3 м/сут. Обусловлено это тем, что во время прорезания щели широким (200 мм) ножом происходит сильное уплотнение грунта ее стенок и дна, в особенности при высоких УГВ или переувлажнении верхнего слоя верховодкой. Коэффициент фильтрации глинистых грунтов может уменьшаться на 1...2 порядка, создаются как бы противофильтрационные экраны, и поступление воды в дрены сильно затруднено.

Вторая причина недостаточной эффективности бестраншейного дренажа из полиэтиленовых гофрированных труб — сильное искажение продольных профилей дрен. Дело в том, что трубы небольших диаметров укладывают в широкую щель и практически не присыпают. В отдельных местах происходит случайная присыпка обрушающимся грунтом (во влажной глинистой почве такие обрушения довольно редки). Плотность полиэтилена меньше плотности воды (0,93), и трубы при накоплении в дренажной щели воды всплывают. Создается волнообразная линия дрены, в верхних точках образуются воздушные пробки, что препятствует движению воды за пределы осушаемого участка. (Трубы из НПВХ в этом случае обладают определенным преимуществом, так как не всплывают, поскольку плотность материала равна 1,4.) Кроме того, отсутствие слоя присыпки вокруг дрен способствует кольматации фильтров, что также ухудшает осушительное действие бестраншейного дренажа.

Устранить или существенно ослабить отрицательные

последствия указанных факторов можно с помощью следующих мероприятий:

создания специальных приспособлений, позволяющих разрыхлять уплотненный грунт после проходки ножа дреноукладчика, или рабочих органов, не уплотняющих грунт вокруг дрен;

уменьшения толщины ножа дреноукладчика до размеров, позволяющих укладывать трубы наружного диаметра по фильтру, не более 90 мм (этого вполне достаточно для прокладки дрен-осушителей, то есть 80...90% всего объема дренажа, а коллекторы лучше устраивать из керамических труб с помощью траншейных экскаваторов);

обеспечения принудительной и надежной присыпки уложенных в щели дренажных труб слоем грунта высотой не менее 20 см.

Обязательное мероприятие при строительстве бестраншейного дренажа — проезд гусеницей дреноукладчика по проложенной дрене во время холостого перегона на следующий забой. Приведенные на рисунке 20 схемы переездов следует признать неправильными.

Основные преимущества бестраншейного способа строительства пластмассового дренажа состоят в отсутствии процесса отрывки и засыпки траншей. При этом способе практически не должен повреждаться пахотный слой почвы, что особенно важно с точки зрения сохранения его плодородия. В действительности же применение комплекса МД-4, МД-5, особенно в период сильного переувлажнения почвенного покрова, не способствует сохранению структуры почвы. Проход двух тяжелых (31 и 22 т) машин одна за другой может настолько уплотнить влажный почвенный покров, что коэффициент фильтрации его уменьшится на 1...2 порядка, а пахотный слой станет практически водонепроницаемым. Все это не способствует улучшению мелиоративной обстановки на осушаемом объекте.

Учитывая это положение, необходимо, во-первых, проводить дренажные работы только при достаточно сухой почве и; во-вторых, уменьшить вес машин и вообще отказаться от применения тандема из двух тракторов. Глубина укладки дрен дреноукладочным комплексом предусмотрена 1,8 м, и для обеспечения необходимых тяговых усилий конструкторы вынуждены были пойти на применение двух тракторов. Есть ли действи-

тельная необходимость в такой глубине укладки пластмассового бестраншейного дренажа? Видимо, нет и вот почему. Бестраншейным способом, как уже говорилось, целесообразно устраивать только дрены-осушители. Глубина же закладки их на минеральных почвах очень редко превышает 1,4 м. Во всяком случае нет объективной необходимости в большой глубине дрен и не составляет никакой сложности проектировать дренаж глубиной до 1,4 м. В крайне редких случаях целесообразнее предварительно бульдозером устроить корыто глубиной 0,2... 0,4 м, а потом проложить дрену бестраншейной машиной.

Указанные положения следует учитывать при бестраншейном способе строительства пластмассового дренажа, их нужно принять в основу разработки новых и усовершенствования существующих дреноукладчиков. Перспективность бестраншейного пластмассового дренажа бесспорна, и он должен получить широкое распространение.

ГЛАВА IV

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

1. Общие уравнения фильтрации подземных вод

Фильтрационным потоком называется модель движения подземных вод, построенная на принципах механики жидкости. Гипотеза сплошности и неразрывности потока является основной в аксиомах фильтрационной модели. Состояние фильтрационного потока описывается известным законом гидростатики

$$\varphi = p/\gamma + z = h + z = \text{const}, \qquad (101)$$

где φ — пьезометрический напор; h — гидростатический напор; γ — объемная масса жидкости; z — высота положения рассматриваемой точки над плоскостью сравнения.

Основным законом движения фильтрационного потока служит закон Дарси

$$v = q/\omega = -k d\varphi/dl = -k dh/dl, \qquad (102)$$

где q — расход фильтрационного потока через площадку ω; v — скорость фильтрации; $d\varphi/dl = dh/dl$ — гидравлический градиент.

Знак минус в правой части уравнения (102) отражает то положение, что направления скоростей и градиентов в принятой системе координат по знаку противоположны.

Фильтрационной средой служит обобщенная модель системы жидкость — скелет. Динамические характеристики фильтрационной среды — это коэффициент фильтрации k и коэффициент водоотдачи μ. Фильтрационная среда считается однородной, если $k(x_i, y_i, z_i) = k(x_j, y_j, z_j = \text{const}$. Если k не зависит от направления фильтрации, то среда называется изотропной, в противном случае — анизотропной.

Водоносный пласт или горизонт — это фильтрационная среда с заданными границами фильтрационного потока. Линейными характеристиками водоносного гори-

зонта будут мощность m и протяженность, или заданная граница горизонта. Для водоносных горизонтов часто используется динамическая характеристика — водопроводимость $T=km$.

По высоте пьезометрических напоров различают безнапорные и напорные водоносные горизонты. В безнапорном горизонте высота напора фильтрационного потока равна его мощности. В напорном горизонте $h>m$. По характеру изменения напоров фильтрационного потока во времени различают два режима фильтрации: установившийся, когда высота пьезометрических уровней постоянна во времени, и неустановившийся, если высота уровней изменяется во времени.

Неустановившееся движение жидкости в пористой среде исчерпывающим образом описывается (Маскет, 1949) системой уравнений

$$\left.\begin{aligned} \varphi(p,\ \gamma)&=0;\\ v&=\nabla\varphi;\\ \frac{\partial}{\partial t}\ (\gamma\mu)&=-\nabla(\gamma v), \end{aligned}\right\} \qquad (103)$$

где ∇ — линейный оператор;

$$\nabla=\frac{\partial}{\partial x}\bar{i}+\frac{\partial}{\partial y}\bar{j}+\frac{\partial}{\partial z}\bar{k}.$$

В системе (103) первое уравнение выражает реологический закон состояния жидкости, второе представляет гидродинамическую форму второго закона Ньютона, известного как обобщенный закон Дарси. Третье определяет условие неразрывности потока (закон сохранения массы).

Постановка задачи в виде системы (103) является гидродинамической, наиболее полной и, к сожалению, труднореализуемой моделью движения подземных вод. Трудности усугубляются нелинейностью модельных граничных условий к системе, что делает ее практически неразрешенной в виде формульного алгоритма. В настоящее время получили широкое распространение численные методы решения дифференциальных уравнений с применением ЭВМ. Однако они пока не могут охватить всего многообразия гидродинамических задач и дают частные решения, по которым трудно осуществить

общий анализ взаимосвязей факторов, определяющих процесс фильтрации в той или иной краевой задаче.

Один из путей обхода, возникающих в процессе реализации гидродинамической задачи трудностей,— упрощенное представление системы (103), которое дает гидравлическая теория. Основные положения ее можно сформулировать следующим образом:

трехмерный фильтрационный поток рассматривается как линейный с протяженностью, во много раз превышающей его мощность, и с малоизменяющейся кривизной свободной или пьезометрической поверхности;

величина напоров в любом живом сечении потока постоянна и равна действительной средней, из чего следует, что скорость в каждом сечении потока пропорциональна уклону свободной поверхности.

В соответствии с положениями гидравлической теорией система уравнений (103) может быть представлена следующим образом. Основной закон состояния жидкости выражается уравнением (101), закон Дарси записывается в виде

$$\left.\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{\partial \varphi}{\partial x}, \\ v_y &= -k_y \frac{\partial \varphi}{\partial y}. \end{aligned}\right\} \qquad (104)$$

Задав в равенстве (101) плоскость сравнения на уровне водоупора, для безнапорного фильтрационного потока из системы (104) имеем

$$\left.\begin{aligned} q_x &= -k_x h \frac{\partial h}{\partial x}, \\ q_y &= -k_y h \frac{\partial h}{\partial y}. \end{aligned}\right\} \qquad (105)$$

Уравнение неразрывности следует из балансовой модели (рис. 21). Приращение количества жидкости, протекающей через элементарный объем $hdxdy$ за время dt, равно

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial x} dxdydt &= -\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x h \frac{\partial h}{\partial x}\right) dxdydt, \\ \frac{\partial q_y}{\partial x} dxdydt &= -\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y h \frac{\partial h}{\partial y}\right) dxdydt. \end{aligned}\right\} \qquad (106)$$

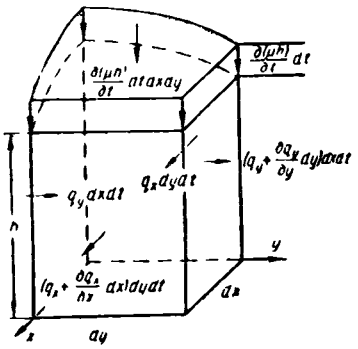


Рис. 21. Балансовая модель элементарного объема.

Оно вызовет приращение уровня во времени, отнесенное к элементарной площадке dx, dy:

$$-\frac{\partial}{\partial t}(\mu h)dtdxdy. \qquad (107)$$

Приравнивая (106) и (107), получаем обобщенное уравнение Буссинеска

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x h\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y h\frac{\partial h}{\partial y}\right)=\frac{\partial}{\partial t}(\mu h). \qquad (108)$$

Оно является нелинейным относительно h, и это затрудняет поиск решения. Известны два способа линеаризации уравнения (108). Первый состоит в том, что глубину фильтрационного потока h заменяют некоторым средним значением $h_{ср}$ и тогда уравнения (105) имеют вид

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial h}{\partial y}\right)=\frac{1}{h_{ср}}\frac{\partial}{\partial t}(\mu h). \qquad (109)$$

Второй способ линеаризации получается заменой $\bar{h}=h^2$. Тогда

$$\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}=2h\frac{\partial h}{\partial x};\quad \frac{\partial\bar{h}}{\partial y}=2h\frac{\partial h}{\partial y};\quad \frac{\partial\bar{h}}{\partial t}=2h\frac{\partial h}{\partial t}$$

и уравнение (108) принимает вид

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial\bar{h}}{\partial y}\right)+\frac{1}{\mu h}\frac{\partial}{\partial t}(\mu^2\bar{h}^2).$$

Принимая $h=h_{ср}$ и $\bar{h}=h$, снова получаем линеаризованное уравнение Буссинеска

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial h^2}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial h^2}{\partial y}\right)=\frac{1}{\mu\bar{h}_{ср}}\cdot\frac{\partial(\mu^2h^2)}{\partial t}. \qquad (110)$$

Часто принимают $k_x = k_y$ и $\mu = \text{const}$. Тогда при наличии инфильтрационного питания w линеаризованное уравнение Буссинеска имеет вид

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) + \frac{w}{\mu}, \qquad (111)$$

где $a = kh_{\text{ср}}/\mu$ — коэффициент уровнепроводности

Уравнения (109)...(110) являются исходными для построения расчетных моделей и решения многих частных фильтрационных задач горизонтального дренажа.

2. Метод фильтрационных сопротивлений

В гумидной зоне при строительстве горизонтального дренажа используют различные по материалам и конструкциям трубы: керамические с нефильтрующими стенками, пластмассовые и асбестоцементные с продольной щелевой и круглой перфорацией, трубофильтры и др. Все, за исключением трубофильтров, укладывают с защитными от заиления фильтрами, в качестве которых применяют различные естественные и искусственные материалы (песчано-гравийные смеси, стеклохолсты, солома, мох и др.), существенно отличающиеся по водопроницаемости, толщине и структуре. Например, толщины применяемых на практике фильтров колеблются от 1 до 200 мм и более. В некоторых случаях дренажные трубы укладывают без защитных фильтров.

Как указывалось, большинство дренажных труб несовершенно по характеру вскрытия пласта и водоприемная способность их намного меньше идеальной дрены (полости в грунте). Фильтры, укладываемые вокруг дренажных труб, существенно ослабляют влияние несовершенства их конструкции на водоприемную способность. Они не только предохраняют дрены от механического заиления, но и способствуют значительному увеличению притока воды в дрены вследствие улучшения условий подхода грунтового потока к водоприемным отверстиям. Фильтры существенно влияют на осушительный эффект дрен и, следовательно, на расчетные расстояния между дренажными линиями.

Между тем в применявшихся до недавнего времени методах расчета междренных расстояний влияние указанных выше факторов в их совокупности не учитыва-

лось. Необоснованно допускали, что дренажные трубы по конструкции являются идеальными, а фильтры не оказывают никаких фильтрационных сопротивлений поступлению воды в дрены. Приведенные в главах 11 и 111 материалы показывают, что неучет конструктивных особенностей дренажных труб и характеристик фильтров может привести к существенным ошибкам. В то же время использование дифференциальных уравнений (103), (109...110) с соответствующими краевыми условиями для решения практических задач представляет чрезвычайную сложность.

Широкое распространение при решении многих частных задач геофильтрации получил метод фильтрационных сопротивлений, предложенный Ю. П. Борисовым (1951). Он позволяет с помощью разделения потока на отдельные фрагменты (участки) свести сложную фильтрационную задачу к более простым. Фильтрационные сопротивления участка потока — это отношения потерь напора на данном участке к протекающему через него расходу. Общее сопротивление потока складывается из сопротивлений отдельных его участков. Основное положение этого метода заключается в выделении и изучении сопротивлений в зонах с резко деформированным характером потока. Если зоны резкой деформации располагаются на достаточно большом расстоянии от областей питания и друг от друга, то фильтрационные сопротивления в этих зонах могут определяться только локальными условиями формирования потока в них самих независимо от условия формирования всего фильтрационного потока в целом. Согласно общим принципам метода сопротивлений, фильтрационный поток на некотором расстоянии от дрены или скважины определяется только расходом потока, забираемого ими независимо от того, будут они совершенными или несовершенными. Разница в структуре потоков наблюдается только вблизи дрен или скважин и обусловливает потери напора, необходимые на подход к дренам или скважинам в непосредственной близости от них.

Метод фильтрационных сопротивлений применительно к горизонтальному трубчатому дренажу состоит в том, что несовершенную по степени и характеру вскрытия пласта дрену с напором $H_д$ условно заменяют открытым совершенным каналом с тем же расходом и напором $H_л$. Выполняют относительно несложный рас-

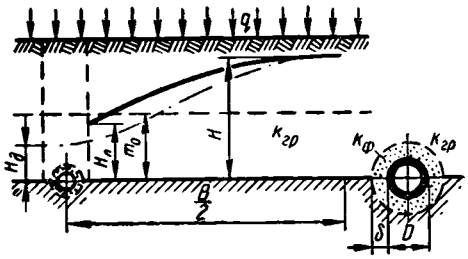


Рис. 22. Расчетная схема дрены на водоупоре.

чет канала и вводят в него сопротивления $\Phi_{нд}$, учитывающие особенности фильтрационной схемы дрены. В общем случае

$$\Phi_{нд} = \Phi_0 + \Phi_x,$$

где Φ_0 — фильтрационные сопротивления дрены по степени вскрытия пласта; $\Phi_x = \psi_ф + C_{др}$ — то же по характеру вскрытия пласта; $\psi_ф$ — фильтрационные сопротивления защитного фильтра; $C_{др}$ — сопротивления, обусловленные несовершенством конструкции трубы.

Потери напора $H_л - H_д$, определяемые приведенным сопротивлением несовершенной дрены $\Phi_{нд}$, выражаются общей зависимостью

$$H_л - H_д = q_д \overline{\Phi}_{нд}/km; \qquad (112)$$

$$\overline{\Phi}_{нд} = km\Phi_{нд},$$

где $q_д$ — удельный приток к дрене; $\Phi_{нд}$ — фильтрационные сопротивления для удельного потока шириной 1 м.

В условиях неустановившейся фильтрации величины приведенных сопротивлений изменяются во времени, однако они довольно быстро стремятся к своему предельному установившемуся значению, и при расчетах дренажа их практически можно считать постоянными (Олейник, 1978; Мурашко и др., 1980; Шестаков, 1965).

Рассмотрим систему параллельных трубчатых дрен, лежащих на водоупоре с расстоянием B одна от другой (рис. 22). Эти дрены, согласно определению, несовершенны по характеру вскрытия пласта. При постоянной проводимости пласта и наличии инфильтрации с интенсивностью q удельный приток к дрене

$$q_д = qB. \qquad (113)$$

Заменим дрены на водоупоре совершенными каналами с напором $H - H_л$. Для них связь между H и $H_л$ выражается известным уравнением

$$H = H_л + \frac{qB^2}{8km_0}, \qquad (114)$$

которое получается из формулы Роте (при $m_0 = H/2$).

С другой стороны, подставив выражения (113) в зависимость (112), находим

$$H_л = H_д + \frac{qB}{km_0}\,\overline{\Phi}_{нд}. \qquad (115)$$

Приняв напор в дрене $H_д = 0$, обозначив $km_0 = T$ и подставив выражение (115) в уравнение (114), получаем известную формулу для расчета расстояний между дренами при установившемся движении

$$B = 4\left(\sqrt{\overline{\Phi}^2_{нд} + \frac{HT}{2q}} - \overline{\Phi}_{нд}\right). \qquad (116)$$

Отметим, что для канала на водоупоре $\overline{\Phi}_{нд} = 0$ и зависимость (116) переходит в формулу Роте при $m_0 = H/2$.

Для нахождения формульного алгоритма фильтрационных сопротивлений дрены на водоупоре воспользуемся решением В. В. Ведерникова (1939), П. Я. Полубариновой-Кочиной (1977), предложенным для случая идеальной дрены (круглой полости в грунте),

$$q = -\frac{\pi k(H - H_д)}{\ln \operatorname{th}\frac{\pi r}{2T_0}} \approx \frac{k\pi(H - H_д)}{\ln\frac{4T_0}{\pi D}}, \qquad (117)$$

где T_0 — мощность слоя, которую в случае инфильтрационного питания можно приближенно принять $T_0 = m_0$ (рис. 22).

Тогда, учитывая несовершенство дрены по характеру вскрытия пласта Φ, получим

$$q_д' = \frac{\pi k(H_л - H_д)}{\ln\frac{4m_0}{\pi D} + \Phi}. \qquad (118)$$

Подставив выражение (118) в зависимость (112) и принимая во внимание, что $q_д = 0{,}5\ q'_д$, получим формулу фильтрационных сопротивлений дрены на водоупоре

$$\overline{\Phi}_{нд} = \frac{2m_0}{\pi}\left(\ln\frac{4m_0}{\pi D} + \Phi\right). \qquad (119)$$

Зависимость для расчета расстояний между дренами на водоупоре получим, подставив выражение (114) в формулу (116) и приняв $L^0_{нд}=\Phi_{нд}$

$$B=4\left(\sqrt{L^{0^2}_{нд}+\frac{HT}{2q}}-L^0_{нд}\right), \qquad (120)$$

где

$$T=k_{гр}m_0, \qquad (121)$$

$$L^0_{нд}=\frac{2m_0}{\pi}\left(\ln\frac{4m_0}{\pi D}+\Phi\right), \qquad (122)$$

$$\Phi=\left(\frac{k_{гр}}{k_ф}-1\right)\ln\frac{D+2\delta}{D}+\frac{k_{гр}}{k_ф}C_i, \qquad (123)$$

где δ — толщина фильтра; C_i — фильтрационные сопротивления дрен, обусловленные несовершенством конструкций труб [(см. формулы (2), (6), (15), (100)].

Пример 1. Найти расстояния между совершенными каналами и керамическими дренами на водоупоре с фильтром и без него при следующих данных: $k_{гр}=1$ м/сут; $H=0{,}8$ м; $m_0=H/2=0{,}4$ м; $T=k_{гр}m_0=0{,}4$ м²/сут; $D=0{,}072$ м; $\tau_i=0{,}002$ м; $S_i=0{,}33$ м; $q=0{,}003$ м; $\delta=0{,}001$ м; $k_ф=5$ м/сут.

Для совершенного канала $L_{нд}=0$ и по уравнению (120)

$$B=4\sqrt{\frac{HT}{2q}}=4\sqrt{\frac{0{,}8\cdot0{,}4}{2\cdot0{,}003}}=29{,}2 \text{ м}.$$

Определим расстояние между круглыми полостями $D=0{,}072$ м на водоупоре (идеальными дренами). Так как $C_i=0$ и $\delta=0$, то $\Phi=0$ и по уравнениям (122) и (120)

$$L^0_{нд}=\frac{2\cdot0{,}4}{3{,}14}\left(2{,}3\lg\frac{4\cdot0{,}4}{3{,}14\cdot0{,}072}\right)=0{,}5 \text{ м}.$$

$$B=4\left(\sqrt{0{,}5^2+\frac{0{,}8\cdot0{,}4}{2\ 0{,}003}}-0{,}5\right)=27{,}3 \text{ м}.$$

Находим расстояние между керамическими дренами на водоупоре при отсутствии фильтра. Сначала по формуле (15) вычисляем

$$C_i=C_г=\frac{1}{3{,}14}\ \ln\frac{4\cdot0{,}33}{0{,}072}\ \ln\frac{1}{\sin\dfrac{3{,}14\cdot0{,}002}{2\cdot0{,}33}}=4{,}31$$

Поскольку $\delta=0$, то по зависимости (123) $\Phi=C_i=4{,}31$, а приведенные фильтрационные сопротивления по (122)

$$L^0_{нд}=\frac{2\cdot0{,}4}{3{,}14}\left(2{,}3\lg\frac{4\cdot0{,}4}{3{,}14\cdot0{,}072}+4{,}31\right)=1{,}6 \text{ м}.$$

Расстояние между дренами, уложенными без фильтров,

$$B=4\left(\sqrt{1{,}6^2+\frac{0{,}8\cdot 0{,}4}{2\cdot 0{,}003}}-1{,}6\right)=22{,}6\ \text{м}.$$

Для тех же дрен, но уложенных с фильтром по зависимостям (123), (122) и (120)

$$\Phi=\left(\frac{1}{5}-1\right)2{,}3\lg\frac{0{,}072+2\cdot 0{,}001}{0{,}072}+\frac{1}{5}\cdot 4{,}31=0{,}84;$$

$$L^0_{\text{нд}}=\frac{2\cdot 0{,}4}{3{,}14}\left(2{,}3\lg\frac{4\cdot 0{,}4}{3{,}14\cdot 0{,}072}+0{,}84\right)=0{,}71;$$

$$B=4\left(\sqrt{0{,}71^2+\frac{0{,}8\cdot 0{,}4}{2\cdot 0{,}003}}-0{,}71\right)=26{,}5\ \text{м}.$$

Итак, в заданных условиях расстояние между каналами равно 29,2 м, идеальными дренами — 27,3 м, гончарными дренами с фильтром — 26,5 м и без фильтра — 22,6 м. Как видим, разница довольно существенная (до 22,6%). Если же расчеты проводить по формуле Роте или другим зависимостям, то разницы быть не должно. Это объясняется неверным допущением, что канал и трубчатая дрена на водоупоре по осушительному эффекту равнозначны. В действительности это далеко не так. Дрена из-за сильного пространственного сжатия грунтового потока при подходе к водоприемным отверстиям труб принимает гораздо меньше воды, чем канал в одинаковых условиях. Поступление воды в канал происходит по всей площади смоченного периметра и через зону высачивания на откосах. В дрены же она проникнет только через перфорационные отверстия или стыковые зазоры. Удельная водоприемная площадь канала намного больше, чем трубчатой дрены. Например, при глубине воды в канале $h_0=0{,}3$ м и высоте высачивания 0,1 м она составляет $F_0=8000$ см²/м. Если даже допустить, что дрена диаметром 75 мм принимает воду всей своей поверхностью, то и тогда водоприемная ее площадь составит $F_0=2370$ см²/м, или в 3,4 раза меньше, чем канала (для керамической дрены без фильтра $F_0\approx$ ≈ 20 см²/м). Хотя и нет прямой пропорциональности между осушительным эффектом дренажного сооружения и его водоприемной площадью, все же чем она больше, тем больше дренируется воды. Следовательно, при сохранении равных условий осушительные эффекты канала и дрены не должны быть одинаковыми.

Для учета несовершенства дрен Н. Т. Эфендиев предложил в формуле С. Ф. Аверьянова коэффициент «висячести» дополнить сопротивлением Ф. Дополненная формула С. Ф. Аверьянова для расчета расстояний между дренами в однородном грунте при неглубоком залегании водоупора имеет вид

$$B=\sqrt{B_0^2+(T'Б)^2}-T'Б, \qquad (124)$$

где

$$B_0 = 2H\sqrt{\frac{k}{q}\left(1+\frac{2T'}{H}\right)},$$

$$Б = \frac{4}{\pi}\left(\ln\frac{1}{\sin\frac{\pi D}{2T'}} + \Phi\right),$$

T' — расстояние от оси дрены до водоупора.

Формула (124) даст вполне приемлемые результаты. Но существенное ее противоречие состоит в том, что при $T'=0$ (то есть в случае укладки дренажа на водоупор) получаем $B=2H\sqrt{Rk/q}$ — формулу Роте для канала на водоупоре. Полностью исчезает влияние несовершенства дрен по характеру вскрытия пласта: расстояния между ними не зависят от диаметра труб и расположения водоприемных отверстий.

Для устранения указанных противоречий необходимо при определении фильтрационных сопротивлений трубчатых дрен пользоваться дополненной формулой (112), то есть

$$L_{нд} = km\frac{H_л - H_д}{q_д} + L^0_{нд}, \qquad (125)$$

где $L^0_{нд}$ — фильтрационные сопротивления дрен на водоупоре, определяемые по формуле (122).

Рассмотрим случай расположения дрен в однородном грунте выше водоупора (рис. 23). Воспользовавшись решением С. Ф. Аверьянова и дополнив его сопротивлени-

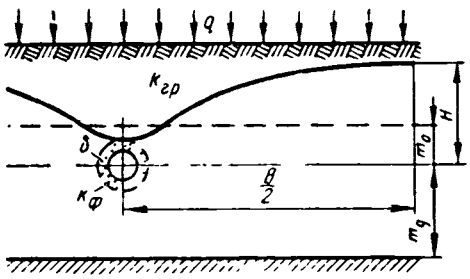


Рис. 23. Дрена в однородном грунте.

ем на несовершенство дрен по характеру вскрытия пласта Ф, получим

$$q_д' = \frac{2\pi k(H_л - H_д)}{\ln \frac{2m_д}{\pi D} + \Phi}. \qquad (126)$$

Подставив (126) в (125) и учитывая, что $q_д = 0{,}5q'_д$, находим

$$L_{нд} = \frac{m_д}{\pi}\left(\ln \frac{2m_д}{\pi D} + \Phi\right) + L^0_{нд}, \qquad (127)$$

или с учетом (122)

$$L_{нд} = \frac{m_д}{\pi} \ln \frac{2m_д}{\pi D} + \bar{L}^0_{нд}, \qquad (128)$$

где

$$\bar{L}^0_{нд} = \frac{2}{\pi}\left[m_0 \ln \frac{4m_0}{\pi D} + \left(\frac{m_д}{2} + m_0\right)\Phi\right]. \qquad (129)$$

С другой стороны, для дрены, расположенной в однородном грунте выше водоупора (рис. 23), грунтовый поток можно разбить на две области: нижнюю — от оси дрены до водоупора мощностью $m_д$ и верхнюю — от оси дрены до УГВ мощностью m_0. Тогда общие фильтрационные сопротивления будут слагаться из сопротивлений нижней зоны, которую следует рассматривать как пласт мощностью $m_д$, и сопротивлений верхней зоны, полагая, что дрена лежит на водоупоре. При этом следует учесть несовершенство дрен по характеру вскрытия пласта.

Для дрены, вскрывающей однородный пласт, из решений С. Ф. Аверьянова (1966) и В. М. Шестакова (1965)

$$L'_{нд} = \frac{1}{\pi} m_д \ln \frac{2m_д}{\pi D}, \qquad (130)$$

а с учетом дополнительных сопротивлений на несовершенство по характеру вскрытия пласта

$$L'_{нд} = \frac{m_д}{\pi}\left(\ln \frac{2m_д}{\pi D} + \Phi\right). \qquad (131)$$

Из приведенных выше решений для дрены на водоупоре

$$L''_{нд} = \frac{2}{\pi} m_0 \left(\ln \frac{4m_0}{\pi D} + \Phi\right). \qquad (132)$$

Суммируя (131) и (132), получим те же равенства (128), (129). В случае расчета расстояний между ка-

налами следует полагать $L^0_{нд}=0$ и принять $D=0{,}53(b+2h_0)$, где b — ширина канала по дну; h_0 — глубина воды в канале. При укладке идеальных труб ($\delta=0$, $C_{др}=0$)

$$L_{нд}=0{,}73m_д \lg \frac{2m_д}{\pi D}+1{,}47m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D}. \qquad (132')$$

Пример 2. Найти расстояния между дренами, уложенными в однородном грунте при неглубоком залегании водоупора, при следующих исходных данных: $k_{гр}=1$ м/сут; $H=0{,}8$ м; $m_д=1$ м; $q=0{,}003$ м/сут; $C_i=4{,}31$; $D=0{,}072$ м; $S_1=0{,}33$ м; $\tau_1=0{,}002$ м; $H/2=0{,}4$ м; $T=1{,}4$ м²/сут.

Если дренажные трубы считать идеальными, то есть $C_i=0$, то по выражению (132)

$$L'_{нд}=0{,}73\cdot 1{,}0\lg \frac{2\cdot 1}{3{,}14\cdot 0{,}072}+1{,}47\cdot 0{,}4\cdot \lg \frac{4\cdot 0{,}4}{3{,}14\cdot 0{,}072}=1{,}2 \text{ м}.$$

Используя формулу (120), находим

$$B=4\left(\sqrt{1{,}2^2+\frac{1{,}4\cdot 0{,}8}{2\cdot 0{,}003}}-1{,}2\right)=50 \text{ м}.$$

В случае, если керамические дрены уложены без фильтра, то $\Phi=4{,}31$ и по уравнению (129)

$$L^0_{нд}=\frac{2}{3{,}14}\left[0{,}4\cdot 2{,}3\lg \frac{4\cdot 0{,}4}{3{,}14\cdot 0{,}072}+\left(\frac{1}{2}+0{,}4\right)4{,}31\right]=2{,}96 \text{ м}.$$

Общие фильтрационные сопротивления находим по формуле (128)

$$L_{нд}=\frac{1}{3{,}14}2{,}3\lg \frac{2\cdot 1}{3{,}14\cdot 0{,}072}+2{,}96=3{,}65 \text{ м}.$$

Расстояние между дренами

$$B=4\left(\sqrt{3{,}65^2+\frac{1{,}4\cdot 0{,}8}{2\cdot 0{,}003}}-3{,}65\right)=42 \text{ м}.$$

Следовательно, укладка керамических дрен без фильтров в данных условиях приводит к уменьшению расстояний по сравнению с идеальными дренами на 8 м, или 16%.

Приведенные решения можно распространить на случаи укладки дренажа в многослойных грунтах. Теоретические решения для фильтрационных расчетов дренажа в неоднородно слоистых грунтах содержатся в работах В. М. Шестакова (1965), А. Я. Олейника и В. П. Носиковского (1970) и др. Однако все они практически не учитывают несовершенство дрен по характеру вскрытия пласта. Нами сделаны приводимые ниже дополнения к формулам А. Я. Олейника и др., позволяющие учесть

несовершенство конструкций дренажных труб и влияние защитных фильтров.

Расстояния между дренажными линиями при установившемся режиме фильтрации и неглубоком залегании водоупора ($B \geqslant 2m_д$) в однородных грунтах и при $B \geqslant 4m_1$ в двухслойных определяются формулой

$$B = 4\left(\sqrt{L^2_{нд} + \frac{H_р T}{2q}} - L_{нд}\right), \qquad (133)$$

где $L_{нд}$ — общие фильтрационные сопротивления, учитывающие несовершенство дрен по степени и характеру вскрытия пласта, м; T — проводимость водоносной толщи, м²/сут.

Для двухслойного грунта

$$T = k_1(m_1 + m_0) + k_2 m_2, \qquad (134)$$

или

$$T = k_в(m_в + m_0) + k_н m_н, \qquad (135)$$

для трехслойного

$$T = k_1(m_1 + m_0) + k_2 m_2 + k_3 m_3; \qquad (136)$$

$$m_0 = H_р/2, \qquad (137)$$

где $H_р$ — расчетное превышение напора на междренье над напором в дрене, м; m_1, m_2, m_3 — мощности отдельных слоев грунта; q — интенсивность фильтрационного питания, м/сут.

Общие фильтрационные сопротивления определяются по приводимым ниже зависимостям.

Для трехслойного грунта (рис. 24) при $k_1 \geqslant k_2 \geqslant k_3$; $k_1 \leqslant k_2 \leqslant k_3$ и k_1, $k_3 < k_2$ по дополненной формуле А. Я. Олейника

$$L_{нд} = \beta_1\beta_2 m_1 \frac{k_3}{k_2}(f + f_0) + \beta_* m_* \frac{k_2 - k_3}{k_1}(f_* + f_{*,0}) + $$
$$+ m_1 \frac{k_1 + k_2}{k_1}(f_1 + f_{1,0}), \qquad (138)$$

где $f_i = f$, f_*, f_1 — безразмерные сопротивления на несовершенство дрены по степени вскрытия пласта в однородном грунте мощностью $m_i = m$, m_*, m_1.

$$m = m_1 + m_2 + m_3, \qquad (139)$$

$$m_* = m_1 + m_2 \qquad (140)$$

$$m_1 = m_1, \qquad (141)$$

$$f_1 = 0{,}73 \lg \frac{2m_i}{\pi D}; \qquad (142)$$

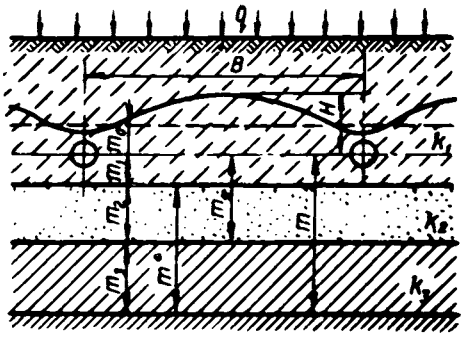


Рис. 24. Расчетная фильтрационная схема дренажа в трехслойном грунте.

$f_{i,0}=f_0$; $f_{*,0}$; $f_{1,0}$ — безразмерные сопротивления дрен по характеру вскрытия пласта,

$$f_{i,0}=1{,}47\,\frac{m_0}{m_i}\,\lg\frac{4m_0}{\pi D}+\frac{2}{\pi}\left(\frac{1}{2}+\frac{m_0}{m_i}\right)\Phi, \qquad (143)$$

$$\Phi=\left(\frac{k_i}{k_\Phi}-1\right)\ln\frac{D+2\delta}{D}+\frac{k_i}{k_\Phi}\,C_i; \qquad (144)$$

C_i — безразмерные сопротивления, учитывающие несовершенство конструкций дренажных труб.

В случаях, когда $k_3 \geqslant k_2$ (примерно $k_2/k_3<0{,}1$) и $k_2/k_1 \geqslant 0{,}01$, общие приведенные сопротивления определяются формулой

$$L_{нд}=m_1(f_1+f_{1,0})+\frac{T_3}{k_1}\left[\alpha_1\,\frac{k_1}{k_2}\,(\bar f_*+f_{*,0})+\right.$$
$$\left.+\frac{k_2-k_1}{k_2}\,(\bar f_1+f_{1,0})\right], \qquad (145)$$

где $\bar f_*$, $\bar f_1$ — безразмерные сопротивления для соответствующих мощностей $m_i=m_*$, m_1, определяемые по формуле

$$\bar f_i=0{,}73\lg\frac{8m_i}{\pi D}. \qquad (146)$$

При $k_3 \geqslant k_2$ и $k_2/k_1 \leqslant 0{,}01$ (схема со средним слабопроницаемым слоем) следует пользоваться дополненной формулой В. М. Шестакова

$$L_{нд}=\xi\left[\frac{T}{k_1}\,(f_1+f_{1,0})+\frac{0{,}5}{c}\cdot\frac{T_3}{T_1}\right], \qquad (147)$$

где
$$c=\sqrt{\frac{k_2T}{m_2T_1T_3}}, \qquad (148)$$
$$T_1=k_1(m_1+m_0), \qquad (149)$$
$$T_3=k_3m_3, \qquad (150)$$
$$T=T_1+T_3. \qquad (151)$$

Для однородного грунта фильтрационные сопротивления определяют по формуле

$$L_{нд}=0{,}73m_1\lg\frac{2m_1}{\pi D}+1{,}47m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+\frac{2}{\pi}\left(\frac{m_1}{2}+m_0\right)\Phi, \qquad (152)$$

которая получается из (138)—(143) при $k_2=k_3=0$ и $m_i=m_1$ или из (130)—(132) при $m_д=m_1$.

В случае двухслойного грунта и расположения дрен в верхнем слое (рис. 25, *а*) фильтрационные сопротивления определяют по формуле

$$L_{нд}=\beta_в m\frac{k_н}{k_в}(f_*+f_{*,0})+m_в\frac{k_в+k_н}{k_в}(f_в+f_{в,0}). \qquad (153)$$

При расположении дрен и практически свободной поверхности в нижнем слое (рис. 25, *б*).

$$L_{нд}=m_н(f_н+f_{н,0}), \qquad (153')$$

где f_*, $f_в$, $f_н$ — безразмерные сопротивления по формуле (142) для мощностей, равных соответственно $m=m_в+m_н$, $m_в$ и $m_н$; $f_{*,0}$; $f_{в,0}$; $f_{н,0}$ — безразмерные сопротивления, определяемые по зависимости (143) для тех же мощностей.

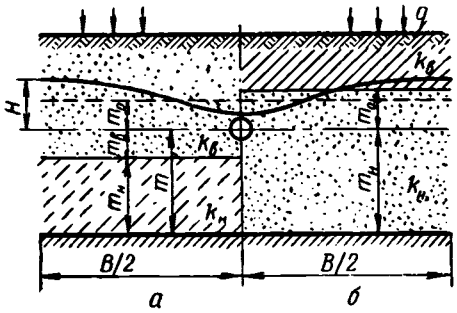


Рис. 25. Расчетная фильтрационная схема дренажа в двухслойном грунте:
а — при колебании УГВ в верхнем слое; *б* — то же, преимущественно в нижнем.

Из формул (153) и (154) можно получить формулы для расчета дрен на водоупоре, положив в них $k_н=0$; $m_в=m_0$ или $m_н=m_0$, а сопротивления $f_в$ и $f_н$ принять равными нулю.

Поправочные коэффициенты $\beta_i=f(\bar{r}, \bar{m}, \lambda)$ определяют по графикам (рис. 26), составленным А. Я. Олейником. Вначале находят $\bar{r}=r_д/m_i$, где $r_д$ — наружный радиус дренажных труб.

При определении β_1 принимают

$$\lambda=\frac{k_3-k_2}{k_3+k_2},\quad \bar{m}=\frac{m_3}{m^*},$$

$$m^*=m_3+m_2. \quad (154)$$

При вычислении β_2

$$\lambda=\frac{k_2-k_1}{k_2+k_1},$$

$$\bar{m}=\frac{m^*}{m_1+m_2} \quad (155)$$

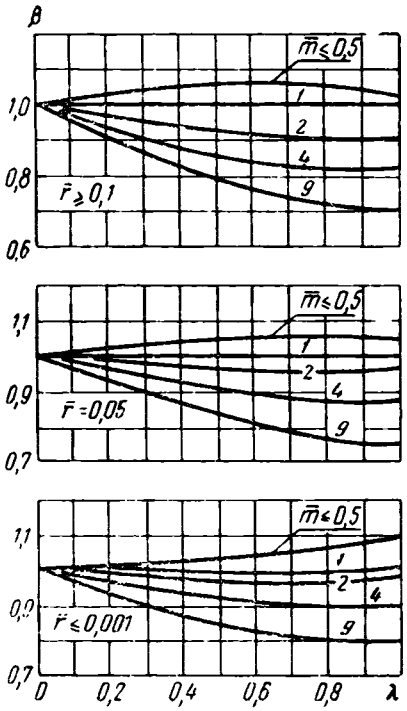


Рис. 26. Зависимость $\beta=f(\lambda, \bar{r}, \bar{m})$.

и при определении β_*

$$\lambda=\frac{k_2-k_1}{k_2+k_1},\quad \bar{m}=\frac{m_2}{m_1+m_0}. \quad (156)$$

Поправочный коэффициент α_1 определяется по графику $\alpha_1=f(\bar{r}, \bar{m}, \lambda)$ (рис. 27). При этом

$$\bar{r}=\frac{r_д}{m_1+m_0},\quad \lambda=\frac{k_1-k_2}{k_1+k_2},\quad \bar{m}=\frac{m_2}{m_1+m_0}. \quad (157)$$

Если $\lambda\leqslant 0$, то $\beta=1$ и $\alpha_1=1$.

Коэффициент $\xi=f(c\bar{B})$ находят по графику (рис. 28) при

$$\bar{B}=0{,}5cB. \quad (158)$$

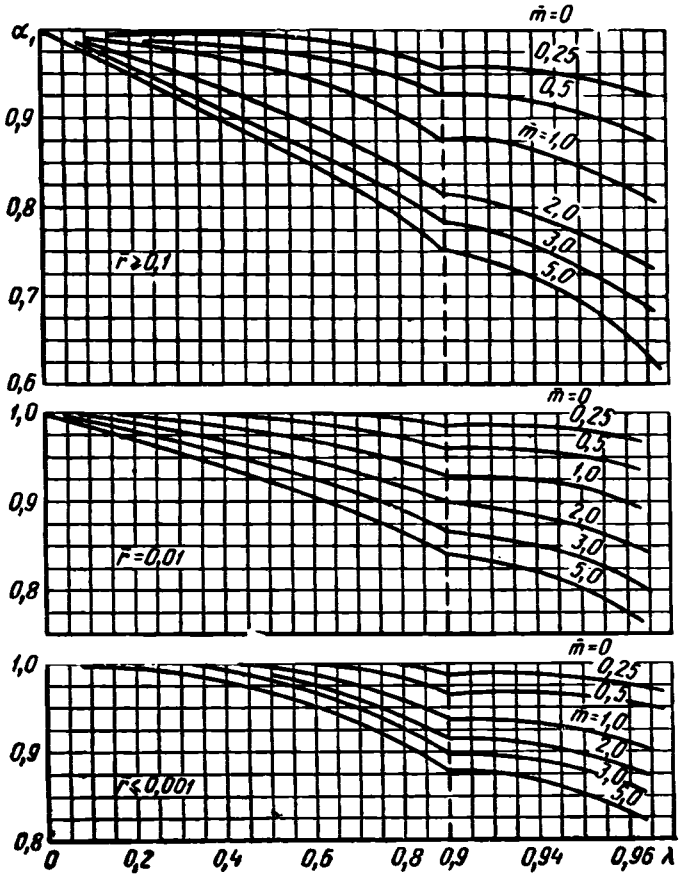


Рис. 27. Зависимость $\alpha_1 = f(\lambda, \bar{r}, \bar{m})$.

Расчет ведут подбором, принимая $B_1 = 1$. При $B > 3$ коэффициент $\xi = 1$.

Поправочные коэффициенты $\beta_в$ и $\beta_н$ находят по графику (рис. 26), на котором при определении $\beta_в$ принимают

$$\lambda = \frac{k_н - k_в}{k_н + k_в}, \quad \bar{r} = r_д / m_ц, \quad \bar{m} = (m_в + m_0)/m_ц, \tag{159}$$

и для $\beta_н$

$$\lambda = \frac{k_в - k_н}{k_в + k_н}, \quad \bar{r} = r_д / m_ц, \quad \bar{m} = \frac{m_в + m_0}{m_н}. \tag{160}$$

При расположении дрен на границе раздела слоев в формуле (142) принимают $m_1 = m_0$, а в формуле (143) — $m_0 = 0$.

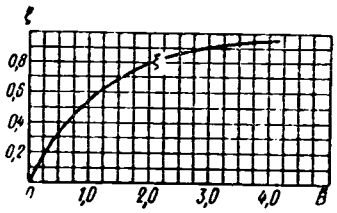


Рис. 28. Зависимость $\xi = f(B)$.

Приведенные выше зависимости применимы при неглубоком расположении водоупора. При глубоком для расчетов дренажа в однородном грунте можно пользоваться дополненной формулой А. Н. Костякова

$$B = \frac{2\pi k H_р}{q\left(\ln \frac{2B}{\pi D} + \Phi\right)} \qquad (161)$$

или С. Ф. Аверьянова

$$B = \frac{\pi k H_р}{q\left(\ln \frac{2B}{\pi\sqrt{2DH_р}} + \Phi\right)}, \qquad (162)$$

в которых Ф находится по формуле (123).

Уравнения (161) и (162) решают методом подбора.

Модуль дренажного стока зависит как от граничных условий фильтраций, так и от конструкций дрен. Расчетное значение его можно получить из формулы (120)

$$q_0 = \frac{928 H_р T}{B(B + 8L_{ид})}. \qquad (163)$$

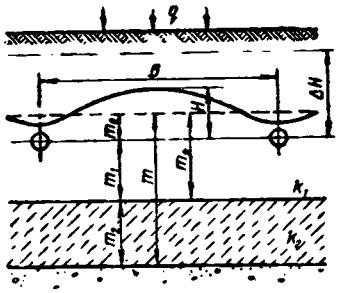


Рис. 29. Расчетная схема фильтрации при напорном питании.

Для неглубокого ($B > 2m$) систематического горизонтального дренажа, устраиваемого на объектах грунтово-напорного питания (рис. 29), расчетные зависимости, предложенные А. Я. Олейником, с нашими дополнениями, учитывающими несовершенство дрен по характеру вскрытия пласта, следующие:

общий удельный приток к дрене

$$Q=\frac{k_1\left[\Delta H+\frac{q}{k_1}(m_1+r_д)+\frac{q}{k_2}m_2\right]}{\Phi_д}, \qquad (164)$$

расход инфильтрационного питания

$$Q_q=qB, \qquad (165)$$

расход, поступающий из напорного горизонта,

$$Q_п=Q-Q_q, \qquad (166)$$

превышение уровня на междренье над уровнем воды в дрене

$$H=\frac{q}{k_1}m_0+\frac{Q}{k_1}(\overline{\Phi}_д-U_д), \qquad (167)$$

где $\overline{\Phi}_д=\alpha_1\frac{k_1}{k_2}(\bar{f}+f_0)+\frac{k_2-k_1}{k_2}(\bar{f}_1+f_{1,0})$; (168)

$\bar{f}$ и $\bar{f}_1$ определяются по формуле (146), $f_{i,0}$ — по формуле (143).

Параметр $U_д$ определяется по зависимости

$$U_д=\eta\frac{k_1}{k_2}u+\frac{k_2-k_1}{k_2}u_1, \qquad (169)$$

где u, u_1 — параметры, которые для соответствующих мощностей $m=m_1+m_2+m_0$ и m_1+m_0 вычисляют по формуле С. Ф. Аверьянова

$$u_i=1{,}27\exp\left(-\frac{\pi B}{4m_i}\right)\cos\frac{\pi m_0}{2m_i}, \qquad (170)$$

где $m_i=m_1+m_2+m_0$ и m_1+m_0.

При соотношении $k_2/k_1\leqslant 0{,}01$ вместо зависимостей (169) и (170) следует пользоваться формулами

$$\bar{\Phi}_д=\bar{f}_1+f_{1,0}+0{,}5c_0\,\mathrm{cth}\,B_0, \qquad (171)$$

$$U_д=\frac{0{,}5c_0}{\mathrm{Sh}\,B_0}, \qquad (172)$$

$$B_0=0{,}5c_1B, \qquad (173)$$

$$c_0=\sqrt{\frac{k_1m_2}{k_2(m_1+m_0)}}, \qquad (174)$$

$$c_1=\sqrt{\frac{k_2}{k_1(m_1+m_0)m_2}}. \qquad (175)$$

При $B_0\geqslant 2$ в формуле (171) можно принять $\mathrm{cth}=1$.

В формуле (164) ΔH — есть превышение напора в водоносном пласте над уровнем воды в дрене. Безразмерные сопротивления f_1 и $f_{1,0}$ находят по формулам (142) и (143). Поправочный коэффициент $\eta = f(B_1 m_1 + m_0)$, $\bar{k}_1$, $\bar{B}_*)$ находят по графику (рис. 30). При этом $\bar{k} = \lg k_1/k_2$; $\bar{B}_* = B(m_1 + m_2 + m_0)$.

Если $k \leqslant 0$, то $\eta = 1$. Расстояния между дренами B определяют методом подбора.

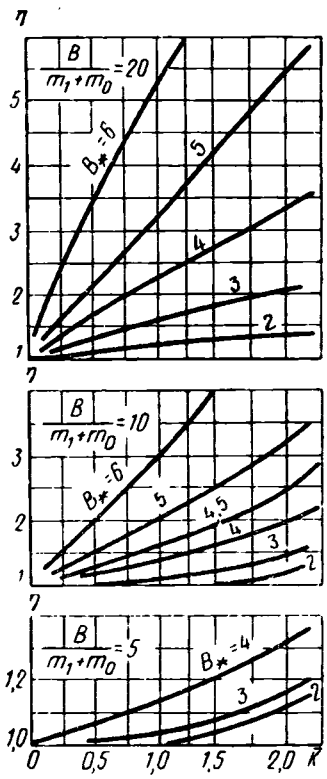


Рис. 30. Зависимость $\eta = f(B/m_*, \bar{k}, B_*)$.

Фильтрационные расчеты дренажа при неустановившемся режиме движения заключаются в определении междренных расстояний по заданной величине понижения УГВ за расчетный период или по величине допустимого подъема УГВ. По С. Ф. Аверьянову (1966), при неустановившемся режиме фильтрации напоры на междренье и дренажный сток определяются в виде произведения соответствующих параметров дренажа, полученных из условий установившейся фильтрации, на некоторые безразмерные коэффициенты, зависящие только от относительного времени. Основная расчетная зависимость для определения расстояний между дренажными линиями в условиях неустановившейся фильтрации имеет вид

$$B = 4\left(\sqrt{L^2_{\text{нд}} + \frac{\tau T}{4\mu}} - L_{\text{нд}}\right), \qquad (176)$$

где μ — коэффициент водоотдачи или недостатка насыщения; τ — время стабилизации.

$$\tau = t / \bar{t}\,; \qquad (177)$$

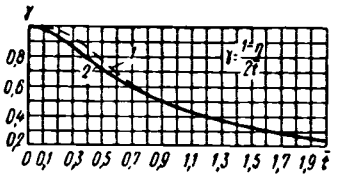


Рис. 31. Зависимость $\bar{t}=f(\gamma)$: *1* — при $\eta=1$; *2* — при $\eta\geqslant5$.

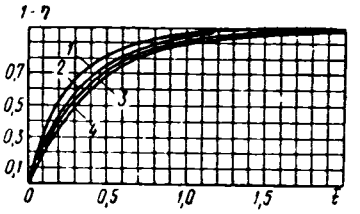


Рис. 32. Зависимость $\bar{t}=f(\eta,\ \eta_m)$: *1* — при $\eta_m=0{,}5$; *2* — при $\eta_m=1$; *3* — при $\eta_m=2$; *4* — при $\eta_m\geqslant3$ (по С. Ф. Аверьянову).

$L_{\text{яд}}$ — обобщенные фильтрационные сопротивления, определяемые по приведенным зависимостям для одно-, двух- и трехслойного грунта; $\bar{t}$ — относительное время стабилизации, определенное по графику $\bar{t}=f(\gamma)$ (рис. 31) при расчетах по допустимому подъему УГВ и $\bar{t}=f(\eta)$ — при расчетах по заданному понижению (рис. 32).

Коэффициент свободной емкости при подъеме УГВ определяют по зависимости

$$\gamma=\mu h_t/qt, \tag{178}$$

где h_t — расчетная (допустимая) величина подъема УГВ (рис. 33, *а*); q — интенсивность инфильтрации; μ — коэффициент недостатка насыщения; t — расчетное время подъема УГВ.

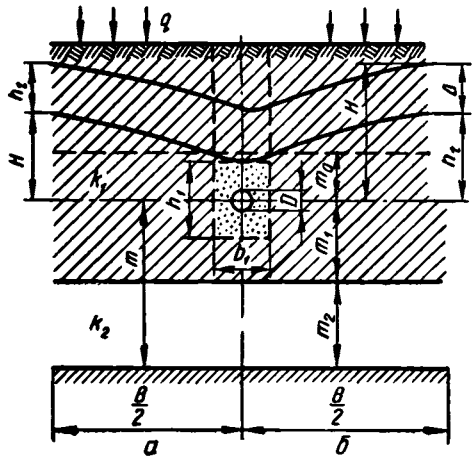


Рис. 33. Расчетная фильтрационная схема: *а* — по допустимому подъему УГВ; *б* — по заданному понижению.

Вычислив по зависимости (178) коэффициент γ, по графику (рис. 31) находят $\bar{t}$ и по формуле (177) — время стабилизации τ, а междренные расстояния вычисляют по формуле (176).

При расчетах расстояний между дренами по заданному понижению УГВ (рис. 33, *б*) вначале определяют параметр η по формуле

$$\eta = h_t/H, \tag{179}$$

где h_t — начальное положение УГВ на междренье, $t=0$; H — конечное к моменту t положение УГВ.

Затем по графику (рис. 32) находят $\bar{t}$ и время стабилизации τ по формуле (176). Проводимость T в случае подъема определяется по начальному УГВ, в случае спада — по конечному (рис. 33).

В приведенных расчетных зависимостях толщину фильтра принимают равной толщине материала, если фильтр выполнен из рулонных материалов (стеклохолст, стекловата и др.), а если из сыпучих, определяют по формуле

$$\delta = \frac{0{,}53P_д - D}{2}, \tag{180}$$

где $P_д$ — половина смоченного периметра фильтра; D — наружный диаметр дренажной трубы.

При укладке дренажа в траншеи с вертикальными стенками и применении в качестве фильтров песчано-гравийной смеси, торфокрошки, шлака и других сыпучих материалов (рис. 33, *б*), толщину фильтра определяют по зависимости

$$\delta = \frac{0{,}53(b_1 + h_1) - D}{2}, \tag{181}$$

где b_1 — ширина траншеи; h_1 — высота сыпучего фильтра.

Если дренаж устраивают из трубофильтров, δ принимают равной толщине их стенок.

В таблице 21 приведены расчетные расстояния между дренажными линиями B, вычисленные по приведенному выше методу при следующих данных: трубы керамические; $S_1=0{,}33$ м; $\tau_1=0{,}002$ м; $D=0{,}072$ м; $H_р=0{,}8$ м; $k_{гр}=1$ м/сут; $q=0{,}005$ м/сут; $m_1=5$ м. Для сравнения даны значения расстояний B_0, вычисленные без учета несовершенства труб по характеру вскрытия пласта.

21. Расчетные расстояния между дренажными линиями при различных характеристиках труб и фильтров

Диаметр труб, мм		Характеристика фильтра	$K_ф$, м/сут	δ, мм	B, м	B_0, м	B/B_0	$B-B_0$, м
$D_{вн}$	D							
50	72	Без фильтра	—	—	44	69	0,64	25
50	72	Стеклохолст ВВ-АМ	15	1	60	69	0,87	9
50	72	Крупнозернистый песок, 50×30 см	15	176	65	75	0,87	10
50	72	Гравий, 50×30 см	50	176	66	75	0,88	9
50	72	Торфокрошка	5	50	60	71	0,85	11
100	200	Трубофильтр	25	50	63	72	0,87	9
Канал:	$b=50$ см	$h_0=25$ см; $h_1=140$ см	—	—	76	76	1,0	—

Неучет в расчетных формулах несовершенства дрен по характеру вскрытия пласта приводит к существенному завышению междренных расстояний, особенно в случае укладки дренажа без фильтров (36%). В то же время фильтры, в зависимости от их физико-технических характеристик, способствуют существенному улучшению условий притока воды к дренам и увеличению расчетных расстояний.

Следует отметить, что при наличии защитных фильтров увеличение наружных диаметров труб несущественно влияет на расстояния между дренами. Так, при изменении D от 72 до 200 мм расчетные расстояния увеличились только на 5%. Даже замена керамического дренажа открытым каналом позволяет увеличить B на 15...27%. В связи с этим утверждение Ц. Н. Шкинкиса (1981) о том, что замена труб $D=50$ мм трубами $D=100$ мм равноценна уменьшению расстояний между дренами на 20...30%, вызывает сомнение. Все известные теоретические решения показывают, что влияние диаметров дренажных труб незначительно. Опыты же в грунтовых лотках при небольшом (0,5...1 м) расстоянии труб от стенки действительно показывают большое влияние диаметров на сток. Кстати, и по теоретическим формулам при расстоянии между дренами 1...2 м влияние диаметра труб велико. Но все это нельзя переносить на натуру, где расстояния между трубами практически всегда больше 10 м. Поэтому увеличение диаметра, как это рекомендует Ц. Н. Шкинкис, нерационально.

3. Методика фильтрационных расчетов дренажа

Приточность воды к дренам, определяющая расчетные расстояния между дренажными линиями, зависит от начальных и граничных условий фильтрации, литологического строения грунтов, их водопроницаемости и водоотдачи, климатических условий, конструктивных особенностей дренажных труб (диаметры, длина, размеры, форма и расположение водоприемных отверстий), схем укладки и параметров защитных фильтров. Расчетные расстояния между дренажными линиями определяются также характером сельскохозяйственного использования мелиорированных земель.

Приведенные ниже методы фильтрационных расчетов дренажа учитывают практически все перечисленные факторы. Разработаны они на основе обобщения и анализа решений С. Ф. Аверьянова, П. Я. Полубариновой — Кочиной, В. В. Ведерникова, А. Я. Олейника и В. П. Носиковского, В. М. Шестакова, а также полевых, лабораторных и теоретических исследований автора.

Исходные данные для проведения фильтрационных расчетов горизонтального трубчатого дренажа следующие:

геолого-гидрогеологические строения объекта: мощность водоносной толщи, глубина активной зоны, характер водного питания, наличие напорности, боковых притоков, глубина грунтовых вод и их баланс, наличие водоупоров, прослоев, разгрузочных окон;

фильтрационные свойства грунтов: водопроницаемость, водоотдача, недостаток насыщения (в практических расчетах недостаток насыщения принимается равным водоотдаче);

климатические условия: распределение осадков, испарение, запасы воды в снеге к началу снеготаяния, слой затопления и др.;

характер планируемого сельскохозяйственного использования земель: культуры, расчетные режимы грунтовых вод (норма осушения) или влажности корнеобитаемого слоя почвы, длительность и сроки начала расчетных периодов;

характеристика дренажных труб: диаметры, длина, размеры стыковых зазоров, форма, размеры и расположение перфорации, водопроницаемость стенок (для трубофильтров);

характеристики дренажных фильтров: поперечные и продольные коэффициенты фильтрации, толщина, пористость и др.;

глубина заложения дрен, схема укладки фильтров, схема расположения регулирующей дренажной сети в плане, способ обратного регулирования водного режима (подпочвенное увлажнение, дождевание).

Фильтрационные расчеты дренажа выполняют из условия обеспечения требуемой интенсивности спада УГВ, используя методы установившейся и неустановившейся фильтрации. Действительный характер работы дренажа описывается условиями неустановившегося режима грунтовых вод, и междренные расстояния более правильно рассчитывать по этому методу. Однако разработан он лишь для ограниченного круга простых фильтрационных схем. Поэтому во многих случаях используют метод установившейся фильтрации, который дает некоторый запас в расчетах.

Расчетными периодами являются весенний и летне-осенний. Первый длительностью 10...15 сут после окончания снеготаяния считается основным, второй — проверочным. Фильтрационные расчеты на весенний период предусматривают обеспечение необходимой нормы осушения к началу полевых работ и вегетации растений. Здесь возможны два варианта: а) отсутствие затопления почвы при расположении УГВ к началу расчетного периода на глубине a_1; б) полное насыщение почвы водой и затопление поверхности слоем $H_в$.

Проверочные расчеты на летне-осенний период проводят из условий: а) обеспечения нужной нормы осушения в этот период при выпадении интенсивных дождей; б) обеспечения необходимой скорости освобождения пахотного слоя от гравитационной воды ($t=1...3$ сут).

Для тяжелых глинистых почв второе условие считается основным и для весеннего периода, при этом $t=10...15$ сут, $a_0=0{,}2...0{,}3$ м. Проверочные расчеты на интенсивные дожди в летний период, как правило, не выполняют ввиду того, что почва в это время обладает большой аккумулирующей емкостью, велико испарение, подъем УГВ незначительный. При расчетах на осенний период УГВ к началу затяжных дождей принимается на глубине заложения дрен, почва не обладает аккумулирующей емкостью, норма осушения $\bar{a}=0{,}6...0{,}8$ м, испарение $e=0...0{,}5$ м/сут.

При использовании метода неустановившейся фильтрации возможны расчеты дренажа по допустимому подъему УГВ. Если к началу снеготаяния УГВ расположен на большой глубине, то междренные расстояния можно определить из допущения, что к началу полевых работ он поднялся не выше нормы осушения в этот период. В летне-осенний период таким допущением будет возможность подъема УГВ от интенсивных осадков не выше нормы или отсутствие затопления корнеобитаемого слоя почвы.

В обобщенной форме расчетные периоды с указанием зависимостей для определения исходных параметров, необходимых при фильтрационных расчетах дренажа, даны в приложении (схема 1).

Фильтрационная обстановка мелиорируемого объекта (массива) должна быть представлена расчетной фильтрационной схемой, которая служит основой для выбора метода расчета дренажа. Схема может быть составлена для всего массива или чаще для выделенных характерных участков. Для построения фильтрационной схемы используют данные по режиму, строению и структуре потоков, условиям питания, гидравлическим характеристикам водоносных горизонтов, их связи с атмосферой, геометрическому очертанию областей фильтрации и др.

Мелиоративные мероприятия осуществляют на площадях с безнапорными и напорными грунтовыми водами. Основные виды питания грунтовых вод: инфильтрационное, величину которого устанавливают на основе водобалансовых расчетов, глубинное из напорных горизонтов и приток со стороны. При значительных размерах мелиорируемого объекта наблюдается безнапорная фильтрация с поверхностным инфильтрационным питанием при отсутствии (редко наличии) глубинного притока. Для участков, примыкающих к водохранилищам, озерам, крупным рекам и каналам, существенную роль играет боковой приток. В тальвегах узких заболоченных пойм, как правило, преобладает напорное питание с нижних водоносных горизонтов.

Верхней границей фильтрационной схемы служит поверхность почвы, нижней — водоупор или кровля обильного напорного горизонта. Водоносная толща, как правило, неоднородна и приводится к двух- или трехслойной. Наиболее распространены двухслойные толщи. Внут-

ренней их границей будет плоскость раздела двух слоев с существенно разной проницаемостью. Если $k_в/k_н > 300$, то нижний слой можно принять за водоупор. Принципы схематизации природных условий и построения расчетных фильтрационных схем детально разработаны применительно к гидрогеологическим расчетам и изложены в работе Ф. М. Бочевера (1969) и др. Ими же следует руководствоваться и при составлении фильтрационных схем мелиоративного дренажа.

В общем случае приток воды к дрене при круговом контуре питания на единицу длины

$$Q = \frac{2\pi kH}{\Phi_0 + \Phi_i} \quad \Phi_i = \psi_ф + C_i,$$

где Φ_0 — безразмерные фильтрационные сопротивления идеальной дрены (полости в грунте), определяемые граничными условиями фильтрации (сопротивлениями на несовершенство дренажа по степени вскрытия пласта); Φ_i — безразмерные фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством дренажа по характеру вскрытия пласта, которые в общем случае выражаются зависимостью

$$\Phi_i = \alpha\psi_ф + C_i\left(1 - \alpha + \frac{k_{гр}}{k_ф}\alpha\right),$$

где $\psi_ф = \left(\frac{k_{гр}}{k_ф} - 1\right) \ln \frac{D+2\delta}{D}$ — приращение безразмерных фильтрационных сопротивлений, обусловленное наличием фильтра; C_i — безразмерные фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством конструкций дренажных труб; α — коэффициент, учитывающий способ укладки и размеры фильтра.

Расстояние между дренажными линиями определяются по известным зависимостям:

при установившейся фильтрации

$$B = 4\left(\sqrt{L^2_{нд} + \frac{H_р T}{2q}} - L_{нд}\right);$$

при неустановившейся фильтрации

$$B = 4\left(\sqrt{L^2_{нд} + \frac{\tau T}{4\mu}} - L_{нд}\right),$$

где $L_{нд} = L^0_{нд} + \Phi_i$; $L^0_{нд}$ — приведенные фильтрационные сопротивления на несовершенство дренажа по степени вскрытия пласта; Φ_i — то же, по характеру вскрытия пласта.

Величины $L^0_{нд}$ определяются по приводимым в работах С. Ф. Аверьянова, А. Я. Олейника, В. М. Шестакова и др. формулам в зависимости от схемы фильтраци-

онного потока, начальных и граничных условий. Формулы для вычисления фильтрационных сопротивлений, обусловленных несовершенством дренажа по характеру вскрытия пласта Φ_i, для различных конструкций и схем укладки фильтров представлены на схеме 2 приложения, а общих фильтрационных сопротивлений $L_{нд}$ — на схемах 3...6 для проведения расчетов в режиме осушения и на схемах 7...9 приложения — для расчетов при увлажнении шлюзованием.

Фильтрационные расчеты горизонтального трубчатого дренажа сводятся к установлению междренных расстояний и модулей стока при известном геологическом строении толщи, заданной динамике УГВ (норма осушения), известных конструкциях труб, схемах укладки и параметрах фильтров и принятой глубине заложения дрен. Методика и последовательность фильтрационных расчетов дренажа состоят в следующем:

1) составляют расчетную фильтрационную схему;

2) принимают расчетные периоды и сроки, вычисляют расчетные напоры и величины водного питания по формулам, приведенным на схеме 1 приложения;

3) исходя из известных параметров труб и фильтров и схем их укладки, вычисляют безразмерные фильтрационные сопротивления дрен по характеру вскрытия пласта по формулам схемы 2 приложения;

4) расстояния между дренажными линиями при работе дренажа в режиме осушения определяют по формулам, приведенным на схемах 3 (двухслойная толща), 4 (однородный грунт), 5 (трехслойная толща) и 6 (напорное питание) приложения. На схеме 3 даны зависимости для расчетов методами установившейся фильтрации по заданному понижению УГВ и неустановившейся фильтрации по понижению и допустимому подъему УГВ. На схемах 4 и 5 не приведены формулы для расчетов по допустимому подъему УГВ. Здесь можно воспользоваться формулами схемы 3, подставляя в них соответствующие значения приведенных фильтрационных сопротивлений $L_{нд}$ из схем 4 и 5.

Выше рассмотрены методы фильтрационных расчетов горизонтального трубчатого дренажа, работающего только в режиме осушения. В осушительно-увлажнительных мелиоративных системах при отсутствии дождевания горизонтальный дренаж предназначен не только для осушения, но и для подпочвенного увлажнения

сельскохозяйственных угодий. В этом случае фильтрационные расчеты дренажа (назначение междренных расстояний) выполняют для двух вариантов работы: при осушении (по заданной интенсивности понижения УГВ и норме осушения) и при подпочвенном увлажнении, которое может осуществляться двумя способами. Первый — с подъемом УГВ в междренье, когда он переводится с пониженного горизонта h_1 до требуемой в расчетный период нормы a_2. Второй — без подъема УГВ в середине междренья, когда требуется удержать уровень воды в почве на заданной отметке $a_{1,2}$.

Расчетным периодом служит летний засушливый, длительность которого при первом способе подпочвенного увлажнения составляет 3...7 сут, при втором — 3...5 сут. Расчетное испарение e обычно принимают в пределах 2...6 мм/сут, осадки $p=0...2$ мм/сут. Коэффициент недостатка насыщения берут равным коэффициенту водоотдачи μ. Пьезометрический напор в дренах при подпочвенном увлажнении H_0 составляет 0,6...0,9 м.

При расчетах дренажа в режиме подпочвенного увлажнения (шлюзования) расстояния между дренажными линиями рекомендуется вычислять по формулам, приведенным на схемах 7...9 приложения. При составлении расчетных схем принято, что фильтрационные сопротивления $L_{нд}$ и Φ_i в режимах осушения и подпочвенного увлажнения одинаковы.

Последовательность фильтрационных расчетов дренажа, работающего в режиме подпочвенного увлажнения, следующая:

составляют расчетную фильтрационную схему;

назначают расчетные периоды и принимают исходные параметры (t, e, p, μ и др.);

вычисляют фильтрационные сопротивления Φ_i по схеме 2 приложения;

находят коэффициенты β_i по рисунку 26 и формулам (159)...(160);

расстояния между дренажными линиями вычисляют по формулам на схемах 7 и 8 приложения (по методу установившейся фильтрации) или 9 при расчетах по методу неустановившейся фильтрации;

количество воды, подаваемое в систему в период шлюзования (коэффициент емкости), вычисляют по формуле

$$\overline{\lambda}_0=\bar{q}tB. \qquad (182)$$

В закрытых системах двухстороннего действия с подпочвенным увлажнением в качестве проектных расстояний между дренажными линиями принимают меньшие из значений B, вычисленных при работе в режиме осушения и увлажнения.

Следует отметить, что приведенными выше формулами можно пользоваться и при фильтрационных расчетах открытой осушительной сети. В этом случае необходимо во всех формулах положить $\Phi_t = 0$ и принять

$$D = 0{,}53(b_1 + 2h_0), \qquad (183)$$

где b_1 — ширина каналов по дну; h_0 — глубина воды в каналах.

ГЛАВА V

ГИДРАВЛИКА ДРЕНАЖНЫХ И НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

1. Общие положения

Создание мелиоративных систем в гумидной зоне неразрывно связано с необходимостью гидравлических расчетов различных трубопроводов. Гладкостенные стальные, чугунные, алюминиевые, асбестоцементные, пластмассовые напорные трубы применяют в вертикальном дренаже, подземных трубопроводах оросительных систем, для водоснабжения пастбищ, ферм, при устройстве коллекторов и др. Пластмассовые трубы с гофрированными стенками и керамические используют только для строительства систем горизонтального дренажа. Пластмассовые дренажные трубы из полиэтилена или поливинилхлорида в конструктивном отношении разделяются на гладкостенные и гофрированные с большими различиями в способе устройства и форме перфорационных отверстий, которые вызывают существенное изменение гидравлических сопротивлений движению воды.

При проектировании мелиоративных систем гидравлические расчеты трубопроводов проводят для назначения диаметров труб, обеспечивающих пропуск заданного расхода при известных напорах, уклонах, площади водосбора и модуля дренажного стока; определения скоростей движения воды в трубах при заданных расходах и напорах; установления расходов, проходящих по трубам заданного диаметра при известных напорах или уклонах; назначения уклонов дренажных линий, если расходы и диаметры труб заданы, и др.

Все указанные величины находят из расчетных формул, учитывающих потери напора на трение по длине, которые для труб круглого сечения определяются формулой Дарси — Вейсбаха

$$h_l = \lambda l v^2 / 2Dg, \qquad (184)$$

где l — длина участка трубы; D — внутренний ее диаметр; $g = 9{,}8$ м/с^2 — ускорение свободного падения; $v = Q/\omega$ — скорость течения жидкости; Q — расход; $\omega = \pi D/4$ — площадь поперечного сечения трубы; λ — коэффициент сопротивления трения, собственно определяющий гидравлическую характеристику трубы и являющийся функцией числа Рейнольдса $\mathrm{Re} = vD/\nu$; ν — кинематический коэффициент вязкости жидкости.

В гидравлике трубопроводов выделяют три режима движения: ламинарный, когда $\mathrm{Re} < 2320$ и потери удельной энергии (напора) не зависят от шероховатости и пропорциональны первой степени скорости; переходный, когда $2320 < \mathrm{Re} < 4000$, и турбулентный, при котором потери удельной энергии по длине пропорциональны скорости в степени $1{,}75 < m < 2$. Зону турбулентного режима разделяют на три области;

1) гладкого сопротивления, в которой h_l и λ являются функциями числа Рейнольдса и не зависят от шероховатости, а потери напора пропорциональны $v^{1,75}$;

2) доквадратичного сопротивления: здесь h_l и λ являются функцией числа Рейнольдса и относительной шероховатости $\overline{\Delta} = \Delta/D$, где Δ — высота выступов шероховатости; потери напора по длине пропорциональны скорости v в степени $1{,}75 \leqslant m < 2$;

3) квадратичного сопротивления, где потери напора пропорциональны квадрату скорости и не зависят от Re, а коэффициент λ является функцией только относительной шероховатости.

Изучению закономерности движения жидкости в трубах посвящено большое количество работ. Несмотря на это, вопросы о сопротивлении движению жидкости в турбулентных потоках не получили пока достаточного теоретического обоснования и продолжают оставаться актуальными. Если для труб из традиционных материалов (металл, керамика, бетон и др.) имеется много экспериментальных решений, то изучение гидравлических сопротивлений в пластмассовых трубах начато недавно, а результаты нередко разноречивы. Это относится прежде всего к дренажным перфорированным трубам и особенно гофрированным. Трудности, связанные с установлением гидравлических сопротивлений пластмассовых дренажных труб, обусловлены, с одной стороны, различием применяемых материалов (ПЭВП, ПЭНП, НПВХ и др.), с другой — наличием большого количества их конструкций.

2. Формулы гидравлики керамических дренажных труб

С 1775 г. для гидравлических расчетов напорных трубопроводов и открытых русловых потоков широко применяют формулу Шези

$$v = C\sqrt{Ri}, \qquad (185)$$

где C — коэффициент, зависящий от состояния внутренней шероховатости и диаметра труб; R — гидравлический радиус, для круглых труб $R = D/4$; i — гидравлический уклон (потери напора на единицу длины).

В мелиоративной практике коэффициент Шези вычисляют по формулам Н. Н. Павловского, Маннинга, Куттера и др. Для керамических труб диаметром более 10 см и хорошего качества труб $D \leqslant 10$ см при тщательной укладке часто используют формулы:

Маннинга

$$C = R^{1/6}/n = (D/4)^{1/6}/n, \qquad (186)$$

где n — коэффициент шероховатости, определяемый по специальной шкале;

Н. Н. Павловского

$$C = R^{1,5\sqrt{n}}/n; \qquad (187)$$

Б. А. Бахметьева — Н. В. Федорова — И. И. Агроскина

$$C = 1/n + 17,72 \lg R. \qquad (188)$$

Обычно в гидравлических расчетах керамического дренажа в формулах (186), (187) и (188) принимают $n = 0,012$.

Если качество керамических труб $D < 10$ см невысокое и укладка их нетщательная, то пользуются формулой Базена (новой)

$$C = \frac{87}{1 + \gamma/\sqrt{R}} = \frac{87}{1 + 2\gamma/\sqrt{D}}, \qquad (189)$$

где γ — коэффициент шероховатости, обычно принимаемый равным 0,27.

В мелиоративной практике западноевропейских стран и на американском континенте распространена формула Д. Л. Ярнелла и С. М. Вудворда

$$v = KR^{2/3} i^{1/3} \qquad (190)$$

Значение коэффициента $K=92{,}87$, полученное для труб $D>10$ см, для меньших диаметров дает завышенное значение v. Поэтому часто принимают $K=65$ или $K=75$.

Формулы (185)...(190) справедливы для области квадратичного сопротивления и долгое время были основными. Однако, как показали практика и эксперименты, во многих случаях они дают значительные погрешности. Ряд исследователей указывают, что в керамических трубах не соблюдается закон квадратичного сопротивления. Вообще в трубчатых системах горизонтального дренажа закон квадратичного сопротивления является скорее исключением, чем правилом. По мнению Н. Н. Павловского, более приемлемы формулы полуэмпирического типа, дающие коэффициент Шези в зависимости от числа Рейнольдса. Первыми такую формулу для керамических труб $D=55$ мм предложили М. Ф. Дидковский и К. И. Поляков

$$\lambda=\mathrm{Re}^{0,48}/7250.$$

В западноевропейских странах сейчас широко распространена формула Кёллебрука — Уайта

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=-2\lg\left(\frac{\Delta}{3{,}7D}+\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right), \qquad (191)$$

которая получена путем механического объединения формулы Прандтля — Никурадзе для шероховатых труб с формулой для гладких труб и применима как в квадратичной, так и в переходной области сопротивления.

Б. И. Блажис (1969) по результатам лабораторных исследований тщательно уложенных керамических труб диаметром 50...200 мм получил расчетную зависимость

$$v=-3{,}63\lg\left[\left(\frac{2{,}75\cdot10^{-5}}{D}\right)^2+\left(\frac{9{,}53\cdot10^{-6}}{vD}\right)^{1,8}\right]\sqrt{Di}, \qquad (192)$$

справедливую в переходной и квадратичной областях. Эта формула проверена рядом полевых экспериментов, дает хорошую сходимость, и ею следует пользоваться в практических расчетах.

В последнее время появились некоторые уточнения формулы (192) в связи с учетом воздушных пробок, создающихся в местах излома уклонов дренажных линий.

3. Гидравлические закономерности турбулентного движения в пластмассовых трубах

Исследования закономерностей гидравлических сопротивлений в пластмассовых трубах начаты относительно недавно, после освоения промышленностью массового их производства. Первые гидравлические испытания были проведены в Нидерландах и ФРГ в 1959—1961 гг. И. Весселинг и Ф. Гомма (1967) провели испытания дренажных гладкостенных труб $D=40$ мм из ПВХ с продольно-щелевой перфорацией хорошего и плохого качества, а также гофрированных труб $D=40$ и 50 мм со спиральными (винтовыми) гофрами высотой $h=3$ мм и шагом $S=6$ мм. Установлено, что неперфорированные гладкостенные трубы — гидравлически гладкие, а гофрированные — шероховатые. Для гладкостенных труб $D=40$ мм

$$\lambda = a\,\mathrm{Re}^{-0,25},$$

где коэффициент a имеет следующие значения: неперфорированные трубы $a=0,3164$ (то есть подтверждается формула Блазиуса); при перфорации плохого качества $a=0,41$, хорошего — $a=0,35$.

Скорость воды в гладкостенных трубах $D=40$ мм определяется формулой

$$v = CR^{0,714}i^{0,572}, \qquad (193)$$

где C — скоростной коэффициент, равный соответственно 148,2; 168,6 и 186,7 для перечисленных выше вариантов.

Следовательно, продольнощелевая перфорация в гладкостенных трубах уменьшает их пропускную способность на 5,8...15%. По данным А. Бекена и Г. Хейндрикса, перфорация очень плохого качества может уменьшать пропускную способность труб до 30%.

Н. Бринком и С. Нильссоном изучены гидравлические сопротивления гладкостенных из НПВХ труб диаметром 38; 48; 72 и 86,6 мм и гофрированных диаметром 38; 45; 58,9; 72,8 и 91,8 мм и предложены следующие зависимости (при $t=20°$ С):

для гладкостенных неперфорированных труб

$$v = 205,7R^{0,718}i^{0,57}, \qquad (194)$$

для гладкостенных перфорированных (щели 0,5×25 мм)

$$v = 200,2R^{0,718}i^{0,57}, \qquad (195)$$

для гофрированных

$$v = 77R^{0,665}i^{0,493}. \qquad (196)$$

Необходимо отметить, что в формуле (196) показатель степени при i меньше 0,5. Это не соответствует общепризнанным положениям и, видимо, обусловлено неточностью экспериментов.

Из зависимостей (194)...(196) следует, что перфорация в гладкостенных трубах уменьшает их пропускную способность на 2,7%, а производительность гофрированных на 22...26% меньше, чем гладкостенных.

Н. Эрикссон на основе анализа опытных данных Н. Бринка и С. Нильссона, а также рекомендаций Адольфсона и А. Бреттинга установил, что эквивалентная шероховатость Δ в формуле (19) составляет для гладкостенных труб 0,005...0,01 мм, гофрированных — 1,1 мм; для последних им рекомендована формула Маннинга — Штриклера — Бреттинга

$$v = K_m R^{2/3} i^{1/2}, \qquad (197)$$

где $K_m = 89$ — скоростной коэффициент.

По исследованиям А. Бекена и Г. Хейндрикса, режим потока в гофрированных трубах фирмы СБВ (ФРГ) соответствует закону квадратичного сопротивления и для расчетов рекомендуется формула (197), в которой $K_m = 60...64$. Как видим, различия в численных значениях скоростного коэффициента K_m довольно существенные. Отклонения по сравнению с формулой (196) составляют −22, +15%. Некоторые авторы объясняют это несовершенством методики экспериментов с гофрированными трубами. По нашему мнению, основные расхождения обусловлены тем, что изучались разные по размерам и конфигурации гофров конструкции. Значительные отличия в форме, высоте и шаге гофров обусловили большие расхождения в числовых значениях скоростного коэффициента K_m.

Следует отметить, что и для гладкостенных труб некоторые авторы рекомендуют пользоваться формулами, отвечающими закону квадратичного сопротивления. Так, О. Цельдам и К. Решке (1961) предлагают гладкостенные трубы рассчитывать по формуле (197) с коэффициентом $K_m = 100...120$. Р. Кабина и В. Тлапек для гладкостенных НПВХ труб, выпускаемых в Чехословакии, рекомендуют $K_m = 112{,}62$ и предлагают вводить допол-

нительную поправку, равную 0,7, на заиление дрен.

Итак, практически для всех пластмассовых труб предложены гидравлические формулы, отвечающие различным законам сопротивления. Такие значительные расхождения обусловлены различиями в степени обработки внутренней поверхности выпускаемых труб, несовершенной методикой экспериментов, отсутствием анализа режимов работы и установления области сопротивления.

Характерная особенность гидравлики дренажных трубопроводов заключается в том, что по их длине происходит присоединение жидкости с изменением расхода вдоль пути и движение носит неустановившийся характер. Все же приведенные выше формулы получены при равномерном движении и отсутствии бокового притока вдоль пути, то есть не учитывают потери на вихревые сопротивления, вызываемые поступлением воды в трубы через перфорацию.

Гидравлическая теория движения жидкости с переменным вдоль пути расходом рассмотрена в работах И. М. Коновалова, А. Н. Патрашева, В. М. Маккавеева и др.

В общем виде движение жидкости с переменным вдоль пути расходом описывается уравнением И. М. Коновалова

$$\frac{1}{g}\left[\int \frac{\partial v}{\partial t}\, dS + \int \frac{1-m}{\omega}\, \frac{\partial Q}{\partial t}\, dS + \int \frac{1-m}{\omega}\, v dQ\right] + \\ + v^2/2g + p/\gamma + y + h_w = C, \qquad (198)$$

где Q — расход, присоединяющийся в интервале от 0 до t; v — средняя скорость потока; m — отношение проекции скорости присоединяемого расхода на направление движения к средней скорости основного потока; ω — площадь живого сечения потока; S — длина потока; p/γ — пьезометрическая высота; $v^2/2g$ — скоростной напор; h_w — потери на трение; g — ускорение свободного падения, C — постоянная интегрирования.

Для установившегося режима движения при отсутствии транзитного и начального расхода и равномерном присоединении его вдоль пути И. М. Коноваловым на основе решения уравнения (198) получена формула потерь напора в трубопроводе

$$h = \frac{q^2 S^3}{3K^2} + \frac{q^2 S^2}{3q\omega^2}, \qquad (199)$$

где q — удельный приток (отток); S — длина трубопровода; $K = \omega C\sqrt{R}$ — модуль расхода.

М. Г. Хубларян неустановившееся движение жидкости в трубах при равномерном присоединении расхода вдоль пути описал следующей системой уравнений:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t}+v\frac{\partial v}{\partial x}&=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}-\frac{\lambda}{8R}v^2(v-u)q,\\ \frac{1}{\rho C_1^2}\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial v}{\partial x}&=q,\end{aligned}\right\}\quad(200)$$

где v, p и ρ — осредненные по сечению скорость, давление и плотность; C_1 — скорость распространения звука в жидкости; u — проекция скорости присоединяемого (отдельного) расхода на направление движения основного потока.

При установившемся режиме движения решение системы (200) после ряда допущений и упрощений имеет вид

$$h_0-h_s=\frac{\lambda S}{2gD}\frac{v_0^2}{3}\left(1+\frac{v_1^2}{v_0}+\frac{v_1}{v_0}\right)+\frac{1}{g}(v_1^2-v_0^2),\quad(201)$$

где h_0, v_0 — напор и скорость в начале расчетного участка трубопровода; h_s и v_1 — то же в конце.

Экспериментальные исследования сопротивлений, возникающих в трубчатых системах при распределении и сборе воды, выполнены А. И. Егоровым (1961). На основе многочисленных опытов и теоретических решений им предложено коэффициент вихревых сопротивлений, характеризующий отношение суммарных потерь на трение и вихревых сопротивлений к потерям напора только на трение $h_{дл}$ на одном и том же участке движения турбулентного потока, определять по зависимости

$$C_v=h_c/h_{дл}=\alpha E_*^n+1,\quad(202)$$

где E_* — безразмерный параметр, характеризующий отношение живых сил струй и потока на элементарном участке перфорированной трубы;

$$E_*=q_*/v_*^2;\ q_*=q/Q;\ v_*=v_п/v_c,$$

q — расход, поступающий через круглые отверстия в стенке трубы на участке ΔS; Q — расход воды, проходящий по трубе на том же участке; $v_п$ — скорость потока в трубе; v_c — скорость струй; α и n — коэффициент пропорциональности и показатель степени, зависящие от угла входа струй и параметра

$$\beta=\cos\frac{\pi\delta}{2\eta d_0},\quad(203)$$

δ — толщина стенки трубы вблизи кромки отверстия; d_0 — диаметр отверстия; $\eta=\delta_{кр}/d_0$ — коэффициент, характеризующий предельное условие истечения струй из отверстия; $\delta_{кр}$ — критическая толщина

стенки, при которой струя вытекает из отверстия нормально к оси трубы независимо от скорости движения транзитного потока; по данным А. И. Егорова, $\eta = 1{,}36$.

$$\alpha = 1{,}5(\beta + 1); \tag{204}$$

$$n = 0{,}37 \exp\left[2{,}1(\beta + 1) - 1{,}45(\beta + 1)^2\right]. \tag{205}$$

По формулам (202)...(205) нами дана оценка влияния вихревых сопротивлений на потери напора в пластмассовых дренажных трубах. При этом расходы и скорости воды в трубах вычислялись по формулам (213) и (214), а скорость струй по формуле

$$v_c = 10^3 q/FL, \tag{206}$$

где q — модуль дренажного стока, л/с·га; F — площадь перфорационных отверстий на единицу длины дрены, см^2; L — длина дренажных линий на 1 га осушаемой площади, м.

Расчеты показали (Мурашко, 1969), что в обычных условиях работы дренажа в гумидной зоне потери напора на вихревые сопротивления не превышают 2% общих потерь по длине. Исследования, выполненные И. Весселингом и Ф. Гомма (1967) в близких к натурным условиям, показали, что приток воды к дренам практически не влияет на гидравлические сопротивления труб. Все это дает основание не учитывать вихревые сопротивления и проводить гидравлические исследования дренажных труб без внешнего притока.

Гидравлические сопротивления в гладкостенных пластмассовых трубопроводах.

Напорные трубы из полиэтилена. Исследованы гидравлические сопротивления в трубах внутренним диаметром 37,4; 45; 72,4 и 97 мм, выпускаемых Борисовским, Вильнюсским и Рижским заводами пластмассовых изделий. Графические анаморфозы $\lg(100\lambda) = f(\lg \mathrm{Re})$ в исследованных пределах скоростей движения жидкости v и чисел Рейнольдса Re представляют собой прямые параллельные линии (рис. 34), которые в общем виде аппроксимируются уравнением

$$\lg(100\lambda) = \lg a + \alpha \lg \mathrm{Re}.$$

Из графиков видно, что коэффициент сопротивления трения при одних и тех же значениях критерия движения жидкости тем меньше, чем больше диаметр труб.

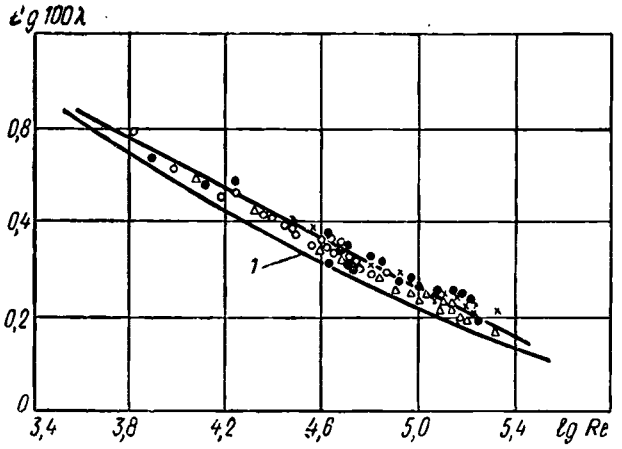


Рис. 34. Зависимость $\lg 100\lambda = f(\lg \mathrm{Re})$ для гладкостенных труб из НПВХ:

1 — линия гладких труб; ○ — $D=38$ мм; △ — $D=48$ мм; ● — $D=72$ мм; x — $D=86{,}6$ мм.

С увеличением D значения λ приближаются к линии для гладких труб, построенной по формуле

$$\lambda_{\text{гл}} = \frac{1}{(1{,}8 \lg \mathrm{Re} - 1{,}52)^2}. \qquad (207)$$

Общее уравнение для коэффициента сопротивления λ, полученное на основании результатов наших опытов и материалов М. М. Сапожникова (1964), имеет вид

$$\lambda = \frac{0{,}318}{D^{0{,}09}\mathrm{Re}^{0{,}25}}, \qquad (208)$$

а потери напора на прямолинейных участках напорных полиэтиленовых труб выражаются зависимостью

$$100i = 0{,}0269 Q^{1{,}75}/D^{4{,}84}, \qquad (209)$$

где Q — расход воды, л/с; D — внутренний диаметр труб, дм.

Формулой (209) можно надежно пользоваться в пределах $20 \leqslant D \leqslant 150$ мм и $5000 < \mathrm{Re} < 250\,000$.

Напорные трубы из поливинилхлорида. Первые в СССР исследования закономерностей гидравлических сопротивлений в гладкостенных трубах из НПВХ выполнены М. М. Сапожниковым. Позже более детальные опыты проведены Ю. С. Оффенгенденом, который уста-

новил, что коэффициент сопротивления трения труб из НПВХ и ПЭ имеет близкие значения и выражается общей зависимостью

$$\lambda = (0{,}0386 - 0{,}0028Д)\,(D/Q)^{0{,}22}, \qquad (210)$$

а потери напора при $t = 10°C$

$$100i = (0{,}32 - 0{,}023Д)\,Q^{1{,}78}/D^{4{,}78}. \qquad (211)$$

Формулой (220) можно надежно пользоваться в пределах $40 \leqslant D \leqslant 300$ мм и $8000 \leqslant \mathrm{Re} \leqslant 750\,000$.

На основе анализа собственных исследований и результатов работ М. М. Сапожникова, Ю. С. Оффенгендена, Н. Бринка и С. Нильсона нами установлено, что пропускная способность пластмассовых труб из НПВХ и ПЭ при равных условиях работы практически совпадает и может быть определена из общей зависимости.

$$100i = 0{,}027Q^{1{,}745}/D^{4{,}79}. \qquad (212)$$

Дренажные трубы (перфорированные). Устройство в трубах водоприемных круглых отверстий или щелей вызывает повышение внутренней их шероховатости, вследствие чего увеличиваются потери напора на трение. Сравнительные испытания показали, что круглая и продольнощелевая перфорация хорошего качества уменьшает пропускную способность пластмассовых дренажных труб по сравнению с неперфорированными на 2,7... 6,5%. Величина дополнительных потерь напора определяется формой перфорации и качеством ее изготовления (размерами внутренних заусениц). Более приемлемы круглые отверстия небольших диаметров и короткие продольные щели.

При гидравлических расчетах гладкостенных пластмассовых дренажных труб рекомендуется пользоваться формулами, полученными из зависимости (212),

$$q = 61{,}6\varkappa_1 D^{2{,}745} i^{0{,}573}, \qquad (213)$$

$$v = 220{,}5\varkappa_1 R^{0{,}745} i^{0{,}573}, \qquad (214)$$

где q — расход, м³/с; v — средняя скорость движения жидкости, м/с; $\varkappa_1 = 0{,}93...0{,}98$ — коэффициент, учитывающий влияние перфорации; D — внутренний диаметр трубы, м; R — гидравлический радиус, м.

Формулы (207)...(214) не учитывают потери напора в стыковых соединениях труб, которые достигают 5... 20% сопротивлений по длине и определяются зависимостью

$$h_{ст}=\xi_{ст}mv^2/2g, \qquad (215)$$

где m — количество стыков на расчетном участке.

Для определения коэффициента $\xi_{ст}$ пластмассовых труб диаметром 50...300 мм из ПЭ и НПВХ можно пользоваться формулами Ю. С. Оффенгендена (табл. 22).

22. Коэффициент $\xi_{ст}$ пластмассовых труб

Тип соединения труб	Расчетная формула	Область применения
Фланцевый	$\xi_{ст}=0{,}148-0{,}344\ D$	$2{,}8\cdot10^5\leqslant Re\leqslant5\cdot10^5$
Сварной	$\xi_{ст}=\dfrac{0{,}0046}{D^{1,75}}$	$1{,}8\cdot10^5\leqslant Re\leqslant5\cdot10^5$
Раструбный	$\xi_{ст}=0{,}113-0{,}225\ D$	$2{,}4\cdot10^5\leqslant Re\leqslant5{,}6\cdot10^5$
Муфтовый	$\xi_{ст}=0{,}045-0{,}156\ D$	$1{,}8\cdot10^5\leqslant Re\leqslant6\cdot10^5$

Примечание. D — внутренний диаметр стыкуемых труб.

Гидравлические сопротивления в гофрированных дренажных трубах. В мировой мелиоративной практике применяют около двух десятков конструкций гофрированных дренажных труб, отличающихся по очертанию профиля гофра, его высоте и шагу. Очертания гофров имеют вид полуокружности, синусоиды, прямоугольника, трапеции и др. (рис. 15) с отношением шага к высоте $S/h=1{,}3...6$ и более. Полукруглые гофры нередко имеют вертикальную вставку для увеличения момента инерции сечения, а $S/h\leqslant2$. В трапецеидальных гофрах угол наклона боковых ребер небольшой, радиус закругления в углах малый. Вдоль трубы гофры могут располагаться по одно- или двухзаходной винтовой линии; применяют и кольцевые (замкнутые) гофры.

Гидравлические сопротивления в гофрированных трубах при равных внутренних диаметрах определяются в основном конфигурацией и размерами гофров и не зависят от материала, из которого изготовлены трубы. Существенное значение имеют не только абсолютные значения параметров S и h, но и их соотношение.

Для каждого диаметра трубы с точки зрения гидравлики, видимо, существуют оптимальные значения S, h и S/h. Это объясняется условиями обтекания и степенью турбулентности потока.

В исследованиях закономерностей гидравлических сопротивлений в гофрированных трубах существуют два подхода. Одни авторы оценивают гидравлику этих труб только по величине внутреннего диаметра и предлагают пользоваться формулами типа Маннинга — Штриклера, не оговаривая параметры S и h, другие рекомендуют формулу Прандтля — Келлебрука, отождествляя высоту гофров с высотой выступов шероховатости Δ. Первый метод дает вполне приемлемую сходимость с опытными данными только для тех конструкций труб, с которыми проводились эксперименты, и распространять его на другие типы нельзя. Второй имеет значительные погрешности, так как сопротивления в гофрированных трубах определяются не только высотой гофров, но и рядом других факторов.

В СССР впервые производство гофрированных дренажных труб из ПЭВП организовано на двух заводах пластмассовых изделий: Борисовском — по техническим условиям, разработанным автором, и Вильнюсском — по ТУ НИИПМ. В конструктивном отношении трубы существенно отличаются. Гидравлические исследования их проведены А. И. Митраховичем. Параметры труб, диапазоны скоростей и значений критерия движения жидкости R приведены в таблице 23, а графические аноморфозы $\lg(100\lambda) = f(\lg \mathrm{Re})$ — на рисунке 35.

23. Результаты исследований гофрированных дренажных труб

Завод-изготовитель	Диаметр труб, мм		Размер гофров, мм		Скорость воды, м/с		Re	
	наружный $D_н$	внутренний D	шаг, S	высота, h	min	max	min	max
Борисовский завод пластмассовых изделий	48,6	44,6	5,0	1,5	0,04	1,21	1512	53 000
	51,0	45,4	6,0	1,5	0,07	1,16	2310	40 350
	80,0	73,9	12,0	2,0	0,04	1,50	2220	107 000
То же	100,0	91,0	8,2	4,0	0,16	1,67	9520	147 310
То же	125,0	119,0	8,5	4,0	0,12	2,06	9362	232 000
Вильнюсский завод пластмассовых изделий	50,0	42,2	5,9	2,5	0,08	1,11	3030	41 234
	54,0	46,7	8,2	3,1	0,04	1,36	1518	52 946
	63,0	54,4	8,5	3,5	0,04	1,21	2198	58 487
	75,0	65,0	9,0	3,7	0,06	1,58	3519	105 549

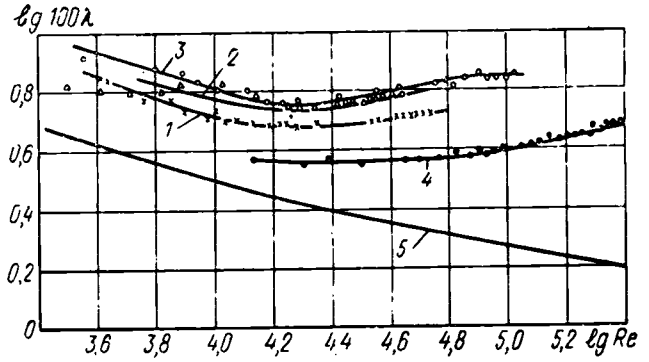


Рис. 35. Зависимость $\lg 100\lambda = f(\lg \mathrm{Re})$ для гофрированных труб из ПЭВП конструкции БелНИИМиВХ (по А. И. Митраховичу):

1 — $D=44{,}6$ м; *2* — $D=45{,}4$ мм; *3* — $D=73{,}9$ мм; *4* — $D=119$ мм; *5* — линия гладких труб.

Из графиков видно, что с увеличением Re коэффициент λ монотонно убывает и при сравнительно небольших значениях $\mathrm{Re}=30\,000...100\,000$ гофрированные трубы работают в области квадратичного сопротивления. В отличие от гладкостенных труб в них отсутствует закономерность уменьшения λ с увеличением D. Кроме того, значения λ у труб БЗПИ несколько ниже, чем у труб ВЗПИ, что обусловлено меньшими величинами S и h.

Графики $Q=f(i)$ в логарифмических координатах (рис. 36) аппроксимируются прямыми во всем диапазоне измеренных скоростей, то есть в переходной и квадратичной областях сопротивлений. Отчетливо прослеживается закономерность уменьшения расхода с уменьшением диаметра, а также существенные различия между трубами конструкции БелНИИМиВХ и НИИПМ.

А. И. Митраховичем предложены следующие расчетные формулы:

для труб БЗПИ

$$q=22{,}79\eta_0 D^{2{,}645} i^{0{,}503}, \qquad (216)$$

$$v=70{,}92\eta_0 R^{0{,}645} i^{0{,}503}; \qquad (217)$$

для труб ВЗПИ

$$q=24{,}54\eta_0 D^{2{,}667} i^{0{,}52}, \qquad (218)$$

$$v=78{,}96\eta_0 R^{0{,}667} i^{0{,}52}, \qquad (219)$$

где $\eta_0=0{,}95...0{,}98$ — коэффициент, учитывающий влияние перфорации и стыковых соединений.

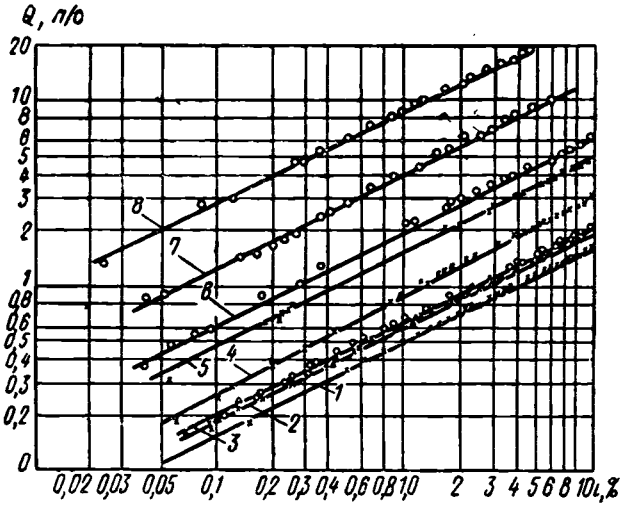


Рис. 36. Зависимость $Q=f(100i)$ гофрирования труб из ПЭВП конструкции БелНИИМиВХ (○) НИИПМ(x) (по А. И. Митраховичу): *1* — $D=42{,}2$ мм; *2* — $D=45{,}4$ и $46{,}7$ мм; *3* — $D=44{,}6$ мм; *4* — $D=54$ мм; *5* — $D=65$ мм; *6* — $D=73{,}9$ мм; *7* — $D=91$ мм; *8* — $D=119$ мм.

Расчеты показывают, что пропускная способность труб конструкции БелНИИМВиХ в среднем на 10% выше, чем труб НИИПМ, что обусловлено более благоприятным соотношением S и h. При относительно больших S и h во впадинах гофров происходит существенное вихреобразование, а при малых — застойные зоны с меньшим возмущением потока.

Формулы (216)—(219) применимы только для исследованных конструкций труб.

Шмитц на основе отождествления геометрических параметров гофров с эквивалентной шероховатостью по Никурадзе предложил для расчета гофрированных труб применять формулу Прандтля — Кёллебрука

$$v=-\sqrt{8g}\lg\left(\frac{\Delta}{3{,}71D}+\frac{2{,}51}{D\sqrt{2gDi}}\right)\sqrt{Di}, \qquad (220)$$

и определять высоту шероховатости по эмпирической зависимости

$$\Delta=3{,}16-0{,}3h+0{,}16h^2-0{,}5S+0{,}02S^2. \qquad (221)$$

Формула (221) получена на основе математической обработки результатов гидравлических исследований

многих авторов. Однако она дает значительные погрешности, что видно из таблицы 24, составленной на основе обработки результатов опубликованных материалов гидравлических испытаний в СССР и за рубежом. Среднее квадратическое отклонение рассчитанных по формуле (221) и фактических величин Δ составляет $\pm 34\%$. Для гофрированных труб, выпускаемых в СССР, отклонения фактических скоростей воды от вычисленных по формулам (220) и (221) достигают 22%, а в среднем составляют $\pm 9{,}2\%$.

Разрабатывая сортаменты гофрированных труб и назначая параметры S, h и D, руководствовались в основном больше интуитивными соображениями, чем обоснованными расчетами. Поэтому часто предлагались неудачные решения, трубы обладали повышенной шероховатостью. С гидравлической точки зрения весьма важно установить оптимальные соотношения параметров гофров для каждого диаметра трубы. Это даст возможность конструировать экономичные сортаменты труб.

Шероховатость Δ в известной степени служит объективным показателем, характеризующим гидравлические сопротивления в трубах. Как следует из таблицы 24, для одинаковых диаметров труб она колеблется в больших пределах и зависит в основном от абсолютных значений S, h и S/h. Для каждого диаметра труб существуют вполне определенные значения параметров S, h и S/h, при которых Δ имеет минимальные значения.

Из теории прочности гофрированных труб известно (см. гл. III), что максимальная жесткость при заданном материале достигается при $S/h \leqslant 1{,}5$. Исходя из этого из таблицы 26 выбраны данные, отмеченные звездочкой, у которых $1{,}5 \leqslant S/h \leqslant 2{,}45$ и $0{,}8 \leqslant \Delta \leqslant 1{,}4$, то есть лучшие прочностные и гидравлические характеристики, и по ним построены графики $h = f(D)$ и $S/h = \varphi(D)$ (рис. 37). Из графиков видно, что зависимости $h = f(D)$ и $S/h = \varphi(D)$ с достаточной степенью точности аппроксимируются прямыми линиями, то есть существует функциональная связь между h и D и S/h и D. В результате математической обработки экспериментальных данных получено:

$$h = 0{,}7 + 0{,}322D; \qquad (222)$$

$$S/h = 2{,}45 - 0{,}00875D; \qquad (223)$$

$$S = 1{,}715 + 0{,}0728D - 0{,}000282D^2; \qquad (224)$$

$$35 \text{ мм} < D < 125 \text{ мм}.$$

24. Результаты гидравлических исследований гофрированных труб

Автор	Тип трубы, изготовитель	Внутренний диаметр трубы D, мм	Размеры гофра, мм		Шероховатость, мм			S/h	
			высота, h	шаг, S	фактическая	по формуле (221)	по формуле (226)	фактическое	по формуле (223)
Бекен	—	50	2,00	3,5	2,13	1,69	1,15	1,75	2,01
Хендрикс	—	65	2,52	5,0	1,87	1,42	1,26	1,98	1,88
	—	100	3,51	6,0	3,10	1,77	1,30	1,71	1,57
Бекен	Опытный образец								
	C_1	37,94	1,72	4,7	1,41	1,21	1,30	2,75	2,12
	C_2	37,43	1,93	4,6	1,49	1,30	1,34	2,33	2,12
	C_3	36,27	2,07	4,6	2,22	1,35	1,39	2,22	2,13
	C_4	48,85	2,71	4,5	2,17	1,68	1,37	1,66	2,02
	C_5	45,18	1,98	4,5	1,58	1,23	1,27	2,27	2,06
Бринк и Нильсон	«Френкише», ФРГ	38,0	1,90	4,7	0,95*	1,29	1,34	2,36*	2,12
		38,9	2,00	5,2	0,80*	1,14	1,40	2,60*	2,11
		72,9	3,20	5,2	1,05*	1,78	1,15	1,63*	1,81
Эриксон		45,0	2,00	4,9	1,13*	1,23	1,30	2,45*	2,06
		91,8	3,30	5,2	1,10*	1,79	1,24	1,57*	1,65
Фромм	Опытные образцы	46,9	0,85	4,6	1,32	1,48	1,13	4,23	2,04
		58,4	0,85	3,6	1,53	1,48	1,10	4,24	1,94
		46,0	0,86	3,6	0,89	1,48	1,10	4,18	2,05
		61,0	0,86	3,6	0,95	1,48	1,10	4,18	1,92

Заксен и Карге	Хеглер, ФРГ	36,5	3,00	4,5	1,72	1,85	1,61	1,50	2,13
		43,6	3,00	4,7	2,23	1,74	1,51	1,57	2,07
		58,3	3,50	5,1	2,44	2,34	1,48	1,46	1,94
		72,0	3,75	5,1	2,56	2,32	1,40	1,36	1,81
	СБФ, ФРГ	38,0	2,25	4,8	1,08*	1,36	1,43	2,14*	2,12
		45,2	2,25	4,8	1,30*	1,36	1,35	2,14*	2,06
		59,0	2,70	5,2	1,40*	1,46	1,35	1,93*	1,93
		73,5	3,10	5,2	1,76	1,79	1,32	1,68	1,80
Шмитц	«Орбита-пласт», ГДР	45,5	5,10	9,7	3,43	2,85	3,05	1,90	2,05
		61,0	5,50	9,7	3,15	3,34	2,62	1,76	1,92
		61,0	5,00	10,0	2,86	2,66	2,51	2,00	1,92
		111,0	5,10	10,0	3,13	2,73	1,79	1,96	1,18
Митрахович	БелНИИМиВХ, ВЗПИ	44,6	1,50	5,0	0,98	0,93	1,20	3,67	2,06
		45,4	1,50	6,0	1,37	0,79	1,27	4,00	2,05
		73,9	2,00	12,0	2,58	0,08	1,53	6,00	1,80
		91,0	4,00	8,2	1,26*	1,76	1,59	2,05*	1,65
		119,0	2,00	8,5	1,47	0,40	1,16	4,25	1,41
	НИИПМ, ВЗПИ	42,2	2,50	5,9	1,39*	1,61	1,57	2,36*	2,08
		46,7	3,10	8,2	1,17	1,16	1,96	2,64	2,04
		54,4	3,50	8,5	1,90	1,27	1,97	2,43	1,97
		65,0	3,70	9,0	1,81	1,31	1,90	2,43	1,78
	«Вето», Финляндия	40,0	2,50	4,9	0,92*	1,44	1,48	1,96*	2,10
		50,0	2,50	4,9	1,09*	1,44	1,36	1,96*	2,01

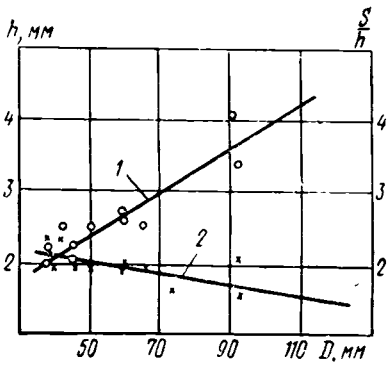


Рис. 37. Зависимость $h=f(D)$ (1) и $S/h=\varphi(D)$ (2) для гофрированных дренажных труб.

По зависимостям (222)...(224) можно вычислить оптимальные параметры гофрированных дренажных труб по гидравлическим условиям. Ими рекомендуется пользоваться при разработке сортаментов. Гофры должны быть очерчены по синусоиде или близкой к ней кривой.

Расчет оптимальных величин S и h по этим зависимостям для разных диаметров гофрированных труб дал следующие результаты.

При гидравлических расчетах гофрированных труб значения эквивалентной шероховатости в универсальной формуле

$$q=\frac{\pi D^2}{2}\sqrt{2gDi}\lg\left(\frac{\Delta_{экв}\cdot 10^{-3}}{3{,}71D}+\frac{2{,}51\nu}{D\sqrt{2gDi}}\right) \qquad (225)$$

рекомендуется определять по зависимости (в мм)

$$\Delta_{экв}=1+2Sh/D, \qquad (226)$$

которая дает лучшую, чем (221), сходимость расчетных и фактических величин (табл. 24). Формулами (225) и (226) рекомендуется пользоваться в практических рас-

Внутренний диаметр труб D, мм	40	50	60	70
Высота гофра h, мм	1,99	2,31	2,63	2,95
Шаг гофра S, мм	4,18	4,64	5,06	5,42
S/h	2,10	2,01	1,92	1,84

Продолжение

Внутренний диаметр труб D, мм	80	90	100	110	120
Высота гофра h, мм	3,23	3,60	3,92	4,24	4,55
Шаг гофра S, мм	5,74	5,98	6,17	6,31	6,58
S/h	1,75	1,66	1,57	1,49	1,45

четах при выборе оптимальных параметров гофров в новых конструкциях труб.

Гидравлические характеристики труб дренажных спиральнонавитых (ТДСВ). Предложенные нами (авт. свид. № 335328, 1972) ТДСВ из непластифицированного ПВХ выпущены небольшой экспериментальной серией на БЗПИ. Закономерности гидравлических сопротивлений в этих трубах изучены Н. М. Ворнаковым, В. Т. Климковым и Н. З. Косяком. Установлено, что с увеличением числа Рейнольдса коэффициент λ монотонно убывает и при значениях Re=70 000 ТДСВ работают в области квадратичного сопротивления. На основе математической обработки экспериментальных данных (рис. 38) получена расчетная формула расхода жидкости (м³/с).

$$q = 44{,}375 D^{2{,}77} i^{0{,}52}. \qquad (227)$$

Ввиду того что ТДСВ имеют значительно меньшие, чем у гофрированных, выступы шероховатости, пропускная способность их при равных прочих условиях на 11... 20% выше.

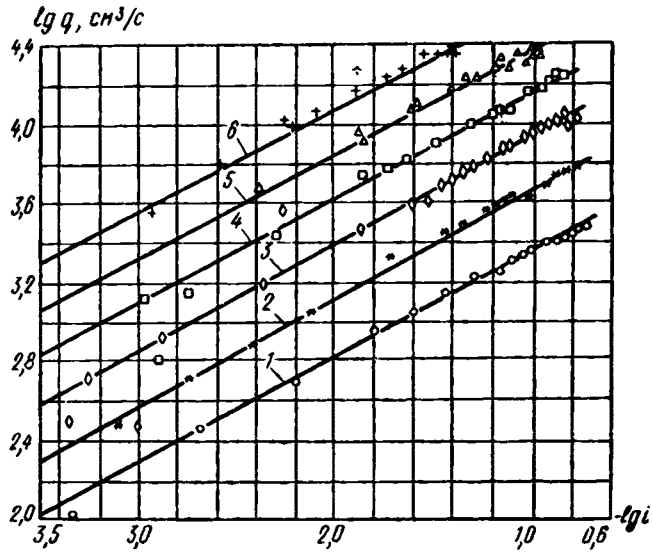


Рис. 38. Зависимость $\lg i = f(\lg q)$ для спиральнонавитых дренажных труб из ПВХ:

1 — D=50 мм; 2 — D=63 мм; 3 — D=75 мм; 4 — D=90 мм; 5 — D=110 мм; 6 — D=125 мм.

4. Сравнение пропускной способности пластмассовых и керамических дренажных труб

Гладкостенные трубы из полимерных материалов имеют более ровную, чем керамические, внутреннюю поверхность, материал не смачивается водой, число стыковых соединений минимально, а нередко они вообще отсутствуют. Все это приводит к тому, что пропускная способность их значительно выше керамических. Что касается сравнения гидравлических свойств гофрированных и керамических труб, то мнения исследователей разноречивы. По сообщению Кунтце, шероховатость гофрированных и гончарных труб равнозначна. Бринк и Нильсон, сравнивая полученные ими результаты опытов с вычисленными по формуле (190) при $K=93$ значениями v для керамических труб, утверждают, что пропускная способность гофрированных труб ниже, чем керамических и бетонных. Разница при всех уклонах составляет около 10%. По нормам DIN 1185, числовой коэффициент в формуле Ярнелла — Вудворда (190) предусмот-

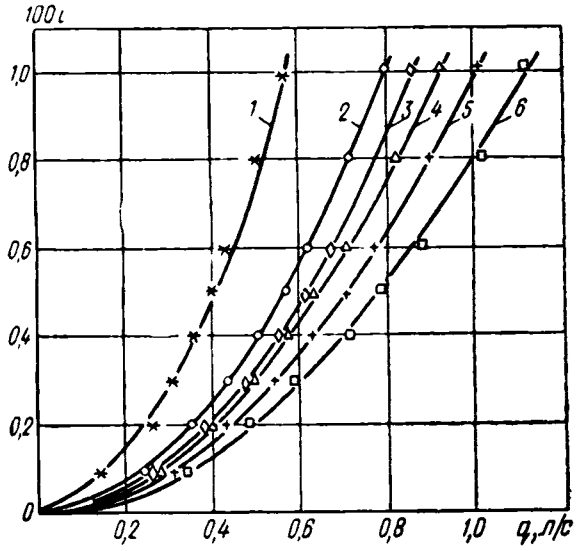


Рис. 39. Зависимость $q=f(100i)$ для различных труб: *1, 2, 4* — гончарных по формулам (185), (190), (192); *3* — гофрированных по формуле (216); *5* — спиральнонавитых по формуле (227); *6* — гладкостенных по формуле (213).

рен равным 75 и 65. Ф. Каминский рекомендует принимать $K=65$. В этом случае гофрированные трубы более производительны (по расходу воды), чем керамические.

На рисунке 39 представлены функциональные зависимости $q=f(i)$ для труб различных материалов и конструкций. Расчеты выполнены по формулам Шези, Ярнелла — Вудворда (при $K=75$) и Блажиса — для керамических труб и по формулам (213), (225) и (227) — для пластмассовых. Из графиков следует, что максимальной пропускной способностью при прочих равных условиях обладают трубы гладкостенные пластмассовые, за ними следуют ТДСВ, далее гофрированные и, наконец, керамические. Так, пропускная способность гофрированных труб выше, чем керамических, на 7...50% при подсчетах по формулам Ярнелла — Вудворда и Шези. Если сравнивать с расчетами по формуле Блажиса, то при $i \leqslant 0{,}005$ (наиболее распространенные уклоны в гумидной зоне) они практически равноценны. При $i > 0{,}005$ пропускная способность гофрированных труб несколько ниже керамических, что обусловлено более возрастающей турбулизацией потока в гофрированных трубах с увеличением скорости движения жидкости.

5. Допустимые скорости воды в дренах и уклоны дренажных линий

Назначая геометрические уклоны коллекторных и дренажных линий, исходят из условия создания незаиляющих скоростей воды с целью самоочистки труб от попадающих в них наносов. Для выноса песчаных и пылеватых частиц из труб необходимы скорости порядка 0,25...0,3 м/с. При пропуске максимальных расчетных расходов скорости воды в керамических трубах не должны превышать 1,2 м/с, в пластмассовых допускаются скорости 1,5...2 м/с. Минимальные скорости при отсутствии опасности заиления труб частицами грунта не должны быть менее 0,2 м/с. Если в грунтовых водах содержится большое количество закисного железа (более 5 мг/л Fe^{2+}), то скорости движения воды в трубах должны быть более 0,35 м/с. Рекомендуемые осредненные значения величин уклонов коллекторных и дренажных линий для различных категорий осушаемых грунтов даны в таблице 25.

25. Уклоны дренажных линий

Грунты	Для коллекторов			Для дрен		
	минимальные	оптимальные	максимальные	минимальные	оптимальные	максимальные
Мелкие пылеватые и плывуны	0,0040	0,005	0,05	0,0030	0,020	0,05
Содержащие большое количество закисного железа	0,0030	0,006	0,03	0,0035	0,005	0,01
Глинистые среднего и тяжелого механического состава	0,0015	0,030	0,07	0,0020	0,020	0,07
Мелкозернистые пески, супеси, легкие суглинки	0,0020	0,030	0,05	0,0020	0,020	0,05
Торфяные с низким содержанием закисного железа	0,0015	0,003	0,03	0,0015	0,004	0,01

На безуклонных участках при незначительном содержании закисного железа в грунтовых водах и качественной защите труб от механического заиления минимальные уклоны дрен-осушителей допускаются 0,001.

ГЛАВА VI

ЗАЩИТА ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ТРУБЧАТОГО ДРЕНАЖА ОТ ЗАИЛЕНИЯ

Заиление дренажа — чрезвычайно сложный многофакторный процесс, в общем случае включающий проникновение вместе с водой в трубы и отложение там зерен грунта, солей химических соединений и продуктов жизнедеятельности железобактерий; кольматаж защитных фильтров и водоприемных отверстий в дренажных трубах теми же веществами, зарастание полостей труб корнями растений и др. Различают следующие виды заиления дренажа: механическое, химическое и биологическое.

Дренируемые грунты естественной и нарушенной структуры при достижении критических значений гидродинамических сил подвержены следующим фильтрационным деформациям: различным видам суффозии, истечению грунтовой массы, контактному выпору и контактному размыву.

Механическая суффозия представляет собой процесс увлечения и выноса фильтрационным потоком из толщи грунта мелких (суффозионных) частиц. Свойственна она только определенной категории несвязных грунтов, называемых суффозионными. Бывает внутренняя и внешняя суффозия. Первая характеризуется перемещением фильтрационным потоком суффозионных частиц и отложением их в придренной зоне или в фильтре, вызывая их кольматаж и ухудшение осушительного действия дренажа. Кольматаж пор фильтра может быть поверхностным — закупорка пор на контакте грунта и фильтра и внутренним — закупорка пор в толще защитного материала.

При внешней механической суффозии суффозионные частицы выносятся водой в дренажные трубы и частично откладываются там.

Истечение грунтовой массы представляет собой такой вид фильтрационного разрушения грунта, когда происходит потеря общей его устойчивости и вытекание внутрь дренажных труб в виде вязкой жидкости. Истечение происходит только в несвязных грунтах при определенных соотношениях между гранулометрическим их составом и размерами отверстий в дренажных трубах при отсутствии защитных фильтров. Процесс этот может продолжаться до полной закупорки труб, а при благоприятных условиях прекращаться вследствие сводообразования. Под этим термином понимается процесс накопления над стыками или отверстиями в трубах более крупных частиц, содержащихся в грунте, и создание устойчивых сводиков, препятствующих дальнейшему истечению грунтовой массы в полость труб.

Контактный выпор — разрушение грунта на контакте с водоприемными отверстиями труб при отсутствии фильтров или на контакте с ними, характеризующееся выдавливанием некоторого объема грунта внутрь труб или поры фильтра.

Деформации выпора присущи связным и несвязным грунтам.

Контактный размыв — разрушение грунта продольным фильтрационным потоком на контакте с крупнопористым фильтром.

В глинистых грунтах при градиентах напора меньше градиентов контактного выпора вследствие расклинивающего действия тонких прослоек воды происходит отслаивание и выпадение в поры фильтра или в трубы некоторого объема грунта.

В трещинах глинистого грунта при больших скоростях фильтрации воды может происходить размыв. При этом сопротивляемость грунта размыву в состоянии, близком к воздушносухому, ничтожно мала.

Перечисленные процессы приводят к механическому заилению дренажа. Наряду с этим часто встречается химическое заиление дренажа — вынос фильтрационным потоком из массива грунта и отложение в трубах, перфорациях и фильтрах различных солей, чему способствуют также адсорбция, окисление и другие физико-химические процессы. В частности, в дренируемой воде почти всегда присутствует то или иное количество окисного железа, которое вследствие аэрации и окислительных процессов может выпадать в осадок и забивать по-

лости труб или кольматировать фильтры и придренную зону грунта.

Химико-биологическое заиление дренажа — частичная и полная закупорка полостей труб, кольматаж фильтров и придренной зоны грунта различными солями и продуктами жизнедеятельности железобактерий. К чисто биологическому заилению дренажа относится зарастание полости дренажных труб корнями растений.

Возникновение и развитие процессов заиления дренажа, интенсивность и продолжительность отдельных фаз зависят от следующих факторов: гранулометрического состава грунта, его физико-химических и фильтрационных характеристик, формы и размеров водоприемных отверстий в дренажных трубах, гидрогеологических и климатических условий, состава грунтовых вод, материала труб, свойств защитных фильтров, технологии строительства дренажа и др. В заилении дренажа могут превалировать один-два из перечисленных видов, но весьма часто они выступают в такой совокупности, оценить которую и разработать надежные способы защиты очень сложно.

Заиление дренажа обусловливают следующие факторы: малая фильтрационная прочность грунтов и их суффозионные свойства, большие градиенты фильтрационного потока вблизи водоприемных отверстий в трубах, отсутствие или неправильный подбор защитных фильтров, окислительно-восстановительные процессы при аэрации дренированной в трубы воды, деятельность железобактерий; ошибки при изысканиях и проектировании, нарушение технологических процессов и некачественное строительство, неправильная эксплуатация и др. Поэтому защита горизонтального трубчатого дренажа от заиления включает целый комплекс изыскательских, проектных, строительных и эксплуатационных мероприятий, направленных на предотвращение или существенное уменьшение этого крайне нежелательного процесса. В одних природных условиях надежная защита от заиления достигается относительно простыми и недорогостоящими мероприятиями, в других это сопряжено с чрезвычайной сложностью и большими капиталовложениями, а иногда по техническим или экономическим соображениям приходится вообще отказываться от применения трубчатого дренажа.

1. Характеристики грунтов и условий работы сельскохозяйственного дренажа

Грунты осушаемых объектов подразделяются на минеральные и органические. К минеральным несвязным грунтам относятся разнозернистые пески и плывуны, к связным — супеси, суглинки и глина. Органогенными породами являются торф и сапропели. Физико-технические характеристики грунтов (гранулометрический состав, плотность, пористость, пластичность, водопроницаемость, фильтрационная прочность и др.) существенно различаются, что обусловливает применение разных методов и способов защиты дренажа от заиления. С другой стороны, покровные четвертичные отложения и современные образования мелиорируемых объектов характеризуются большой пространственной изменчивостью. Нередко на протяжении коллектора (дрены) встречаются 2...3 разновидности грунта (мелкозернистый песок, торф, супесь и др.), что, строго говоря, требует разных способов защиты труб от заиления.

Физико-технические характеристики минеральных грунтов определяются в основном соотношением различных фракций. В зависимости от типа грунта, его гранулометрического состава существенно изменяются такие важные для решения вопросов защиты дренажа от заиления показатели, как фильтрационная прочность, пористость, суффозионность, водопроницаемость и др. Инженерные свойства торфяных грунтов зависят от ботанического состава, структуры, степени разложения органического вещества, которые, в свою очередь, определяются генезисом, возрастом и современными условиями залегания болот. Весьма важные показатели при решении вопросов защиты дренажа от химико-биологического заиления — содержание закисного железа в грунтовых водах, кислотность среды и ряд других показателей.

Проектирование защитных мероприятий должно основываться прежде всего на учете физико-технических характеристик грунтов и ожелезненности подземных вод. Грунтовые и гидрогеологические условия будут определяющими при выборе технологии строительства дренажа и укладки защитных фильтров.

Несвязные грунты. Основные характеристики их — это гранулометрический состав, водопроницаемость, пористость, суффозионность. По гранулометрическому соста-

ву они разделяются на ряд групп (табл. 26). Однородность несвязных грунтов, определяющая их пористость, водопроницаемость, способность к деформациям и др., оценивается коэффициентом разнозернистости

$$\eta = d_{60}/d_{10}, \qquad (228)$$

где d_{60}, d_{10} — диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 60 и 10% по весу (рис. 40).

26. Классификация несвязных грунтов

Грунты	Распределение частиц по крупности в процентах от веса воздушносухого грунта
Гравийный	Вес частиц крупнее 2 мм — более 50
Песок гравелистый	» » » 2 мм — » 25
» крупный	» » » 0,5 мм — » 50
» средней крупности	» » » 0,25 мм — » 50
» мелкий	» » » 0,1 мм — » 75
» пылеватый	» » » 0,1 мм — менее 75

Считается, что при $\eta \leqslant 5$ структура песка равномерно зернистая, при $\eta > 5$ — неравномерно зернистая.

Объемная пористость грунта вычисляется по формуле

$$n_1 = 1 - \gamma_{об}/[\gamma_у(1-w)] \qquad (229)$$

или

$$n_1 = \varepsilon/(1+\varepsilon), \qquad (230)$$

где $\gamma_{об}$ — объемная масса грунта; $\gamma_у$ — его плотность; w — весовая влажность в относительных единицах; ε — коэффициент пористости; при полном заполнении пор водой

$$\varepsilon = w\gamma_у/\gamma_в, \qquad (231)$$

где $\gamma_в$ — плотность воды.

Часто пористость песчаных грунтов вычисляют по эмпирической формуле

$$n_1 = 0{,}4 - 0{,}1 \lg \eta. \qquad (232)$$

Размеры отдельных пор в песчаном грунте в зависимости от степени однородности его гранулометрического состава изменяются от десятых до тысячных долей миллиметра, хотя могут встречаться и макропоры размером 1...3 мм. Общая пористость колеблется от 0,2 до 0,55, наиболее часто она находится в пределах 0,33... 0,45. Средний диаметр фильтрационных ходов в несвяз-

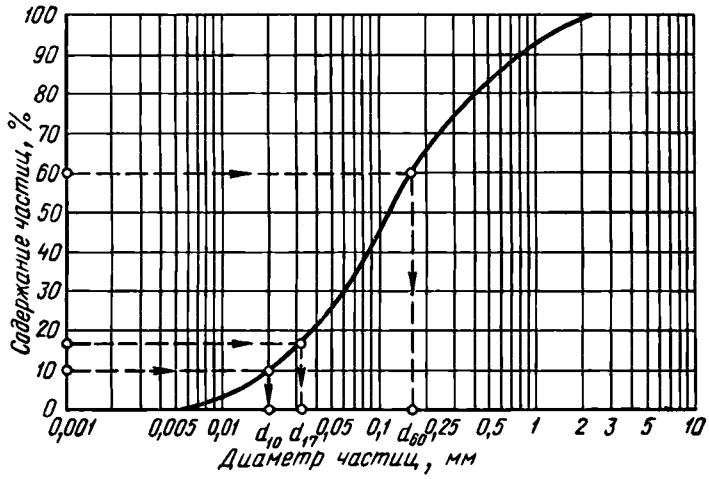


Рис. 40. График гранулометрического состава грунта.

ных грунтах определяется формулой А. Н. Патрашева (1957)

$$d_0 = 7{,}12\sqrt{\frac{\nu k_{гр}}{g n_1}} \qquad (233)$$

или М. П. Павчича (1961)

$$d_0 = 0{,}455\,\frac{n_1}{1-n_1}\,\sqrt[6]{\eta}\,d_{17}, \qquad (234)$$

где $k_{гр}$ — коэффициент фильтрации грунта; ν — кинематический коэффициент вязкости воды; g — ускорение свободного падения; d_{17} — диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 17% по весу (рис. 40).

Движущаяся в порах грунта вода растворяет и переносит соли, оказывает гидродинамическое и взвешивающее давление на частицы, вызывает явления суффозии, кольматации, размыва и выпора. В песках преобладает ламинарное параллельно-струйное движение воды, подчиняющееся закону Дарси $v = k_{гр} I$. Водопроницаемость песчаных отложений зависит не столько от общей пористости, сколько от размеров пор, определяемых главным образом гранулометрическим составом песков, их плотностью и формой зерен. Чем больше значе-

ния коэффициента разнозернистости песка η, тем он менее водопроницаем. Ориентировочные значения $k_{гр}$ приведены в таблице 27.

27. Значения $k_{гр}$

Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут
Песок крупный гравелистый	50...100
» крупнозернистый	20...75
» среднезернистый	5...25
» мелкозернистый	1...5
» » глинистый	1...2
» пылеватый	0,5...1

Наряду с известными полевыми и лабораторными методами определения коэффициентов фильтрации песков часто используют различные эмпирические формулы, одной из которых является формула М. П. Павчича

$$k_{гр}=\frac{3{,}99}{\nu}\cdot\frac{n_1^3}{(1-n_1)^2}\sqrt[5]{\eta}d_{17};\quad (d,\ см;\ k_{гр},\ см/с),\qquad (235)$$

которая справедлива для любых η и d_{17}.

При градиентах фильтрационного потока выше критических значений в песчаных грунтах могут возникать следующие виды деформаций: суффозия, контактные выпор и размыв. Выпор несвязного грунта и переход его в разжиженное состояние возможен только при определенном гидравлическом напоре. В качестве критерия используется величина критического градиента $I_{кр}$, который для песков и супесей колеблется в пределах 0,8...1,3.

Характерная особенность песчаных грунтов состоит в возможности возникновения внешней и внутренней суффозии при фильтрации воды с градиентами больше критических. Условно песчаный грунт можно представить как совокупность двух фракций: скелета, состоящего из частиц различной крупности, не перемещающихся внутри него при любых градиентах фильтрационного напора, и наполнителя, состоящего из мелких частиц, которые при градиентах больше критических могут перемещаться внутри грунта и выноситься из его толщи. Явление суффозии и заключается в переносе водой частиц наполнителя (их принято называть суффозионными частицами). Для возникновения суффозии необходимо

одновременное выполнение двух условий: 1) диаметры фильтрационных ходов в песке должны быть больше диаметров суффозионных частиц (геометрическое условие) и 2) градиенты фильтрационного потока должны превышать критические для этих же частиц. По геометрическому условию песчаные грунты подразделяются на суффозионные и несуффозионные. Суффозия возможна, если

$$d_{ci} < d_0^{max}, \tag{236}$$

где d_{ci} — диаметр суффозионных частиц в грунте.

Максимальная крупность частиц d_{ci}^{max}, перемещение которых внутри грунта и вынос из него возможны, по исследованиям А. Н. Патрашева, М. П. Певчича и др. определяется зависимостью

$$d_{ci}^{max} = d_0^{max}/1{,}3 \tag{237}$$

или с учетом формул (233) и (234)

$$d_{ci}^{max} = 5{,}48\sqrt{\frac{\nu k_{гр}}{g n_1}}, \tag{238}$$

$$d_{ci}^{max} = 0{,}35\,\frac{n_1}{(1-n_1)}\,(1+0{,}05\eta)\sqrt[6]{\eta d_{17}}. \tag{239}$$

Если $d_0^{max} > 1{,}3 d_{min}$, где d_{min} — минимальный диаметр частиц в грунте, то он называется суффозионным, так как из его толщи при определенных гидродинамических условиях могут выноситься все частицы размером $d_{ci} \leqslant 0{,}77 d_0^{max}$. При обратном неравенстве ($0{,}77 d_0^{max} < d_{min}$) грунт несуффозионен, потому что при любых градиентах фильтрационного потока вынос самых мелких частиц невозможен.

Суффозия в грунте при наличии геометрического условия может развиваться только при определенных скоростях или градиентах фильтрационного потока. Скорость фильтрации, при которой нарушается предельное равновесие суффозионных частиц, называется критической скоростью суффозии. По данным С. К. Абрамова, она равна

$$v = 60\sqrt[3]{k_{гр}}, \tag{240}$$

где $k_{гр}$ — коэффициент фильтрации грунта, м/сут.

Контактный выпор песчаных грунтов происходит в том случае, когда величины гидравлических градиентов

превышают критические, которые при восходящей фильтрации составляют 1,5...2, при нисходящей 1...1,5.

Плывуны — несвязные грунты, которые при вскрытии приходят в движение и приобретают характер текучего тела. Довольно часто они встречаются отдельными линзами среди мелкозернистых пылеватых песков и значительно усложняют как процесс строительства дренажа, так и защиту его от заиления. А. Ф. Лебедев предлагает различать истинные плывуны и псевдоплывуны. Первые характеризуются наличием пылеватых и глинисто-коллоидных частиц; по новейшим представлениям, в их генезисе существенную роль играют продукты жизнедеятельности бактерий.

Рыхлые водонасыщенные пески независимо от их гранулометрического состава при значительных гидравлических градиентах способны разжижаться и превращаться в густую вязкую жидкость — грунтовую массу.

Связные грунты. К ним относятся глины, суглинки и супеси различного генезиса и возраста, в составе которых наряду с песчано-пылеватыми фракциями имеется значительное количество тонкодисперсных осадочных новообразований (глинистых минералов). Отличительная особенность связных грунтов — пластичность; способность к набуханию и усадке, липкость. Они обладают значительным внутренним сцеплением и фильтрационной прочностью и относятся к несуффозионным. Классификация глинистых грунтов осуществляется по числу пластичности

$$\bar{I}_р = w_т - w_р, \qquad (241)$$

где $w_т$ — влажность на границе текучести; $w_р$ — то же, на границе раскатывания (пластичности).

При $0{,}01 \leqslant \bar{I}_р \leqslant 0{,}07$ грунт относится к супеси, при $0{,}07 < \bar{I}_р \leqslant 0{,}17$ — к суглинку и при $\bar{I}_р > 0{,}17$ — к глине.

Фильтрационная способность связных грунтов довольно низкая и определяется опытным путем. Для плотных глин ориентировочно $k_{гр} < 0{,}01$, для суглинков — 0,01...0,1 и для супесей — 0,1...1 м/сут. Глинистые грунты обладают большим сопротивлением сдвигу, характеризуемым величиной сцепления, и малым углом внутреннего трения, фильтрационные разрушения их происходят при значительно бóльших, чем в несвязных грунтах, градиентах напора. Поэтому глинистые грунты с точки зрения заиления дренажа менее опасны.

Торфяники. К ним относятся грунты, содержащие более 60% растительных остатков. Различают три типа торфа: низинный, переходной и верховой. Фильтрационные свойства хорошо- и среднеразложившегося торфа довольно низкие, коэффициенты фильтрации колеблются в пределах 0,4...1,2 м/сут. Благодаря структурному сцеплению и малым размерам пор торфы обладают довольно высокой фильтрационной прочностью и относятся к грунтам несуффозионным. Механическое заиление дренажа в торфе встречается редко, однако отложения железистых соединений представляют существенную опасность.

Условия работы горизонтального дренажа. Они определяются климатическими факторами и гидрогеологической обстановкой и сильно варьируют в годичном цикле и многолетии. При атмосферном и безнапорном грунтовом питании дренаж в большинстве случаев функционирует относительно непродолжительный период после снеготаяния, паводков и обильных дождей. В эти периоды водные нагрузки на дрены максимальны, градиенты фильтрационного потока вблизи дрен могут достигать значительных величин (5...20), а скорости движения воды в трубах составлять 1...1,5 м/с. При наличии подпора устьев скорости в дренаже могут резко падать.

Летом и зимой грунтовые воды опускаются глубоко, иногда даже ниже труб, дренаж работает с малыми нагрузками, скорости движения воды незначительны, часто дренажный сток отсутствует длительный период.

При обильном грунтовом и особенно грунтово-напорном питании дренаж действует более равномерно и длительный период в году. Однако водная нагрузка и скорости движения в трубах могут изменяться в широких пределах.

Варьирование условий работы горизонтального трубчатого дренажа предопределяет и изменчивость протекания процессов его заиления (в особенности железистыми соединениями). При максимальных нагрузках на дренаж возрастает поступление наносов и растворенного железа. В то же время при достаточных уклонах дренажных линий и отсутствии подпоров скорости движения воды в трубах достигают величин, обеспечивающих вынос наилка и самоочистку труб. При малоинтенсивной работе дренажа проникшие в трубы частицы грунта и охристые образования не выносятся. Постепенно на-

капливаясь, уплотняясь и прилипая к стенкам труб в бессточный период, они становятся трудноразмываемыми. В дальнейшем, несмотря на увеличение скоростей движения воды в период паводков, самоочистка дренажа маловероятна.

2. Причины и характер механического заиления дренажа

Главные причины механического заиления трубчатого горизонтального дренажа — большие градиенты фильтрационного потока в придренной зоне, слабая фильтрационная прочность несвязных рыхлых грунтов и невыполнение условий сводообразования над водоприемными отверстиями труб, уложенных без защитных фильтров.

Структура движения грунтового потока при дренировании определяется конструктивными особенностями труб, характеристиками защитного фильтра (при его наличии) и граничными условиями фильтрации. Непосредственно в дренажные трубы вода проникает только через перфорационные отверстия или стыковые зазоры, так как стенки труб не фильтруют (за исключением трубопроводов). Вследствие этого на подходе к отверстиям труб происходит существенное пространственное сжатие грунтового потока и в придренной зоне возникают большие гидравлические градиенты I.

На рисунке 41 представлено изменение градиентов напора на различных расстояниях от щели l вдоль керамической дрены, уложенной без фильтра. Из графика видно, что градиенты у щели достигают 20 и резко затухают при удалении от нее. Область критических градиентов, так называемая активная зона выпора и суффозии, распространяется на де-

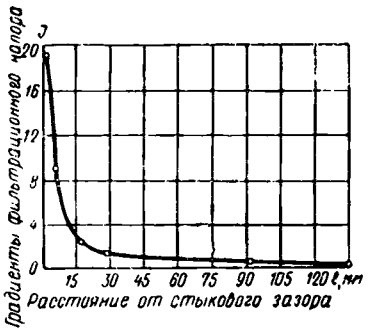


Рис. 41. Изменение градиентов фильтрационного напора вдоль керамической трубки (ширина зазора между трубками $\tau = 1{,}1$ мм, напор над дреной $H = 37$ см).

сятки сантиметров. Из решения В. В. Ведерникова следует, что градиенты фильтрационного напора по вертикальной плоскости, проходящей через ось подрусловой дрены с пористыми стенками (точнее полости в грунте диаметром d), имеют значения.

$$I = \frac{(h+h_{\text{п}})\sqrt{t(t+d)}}{\operatorname{Arth}\sqrt{\frac{t}{t+d}}\,[(t+d)-y^2]}, \qquad (242)$$

где $h+h_{\text{п}}$ — напор над дреной ($h_{\text{п}}$ — высота слоя воды над почвой); t — расстояние от поверхности земли до дрены.

Расчеты по формуле (242) показывают (Мурашко, Сапожников, 1978), что зона опасных градиентов (активная зона) распространяется на 10—20 см от поверхности дрены. Теория и лабораторные опыты свидетельствуют, что максимальные размеры придренной зоны, в которой градиенты напора превышают критические по фильтрационной прочности грунта, бывают тогда, когда грунтовые воды выходят на поверхность почвы, а трубы уложены с фильтром или пористые. Когда дрены несовершенны по характеру вскрытия пласта (трубы уложены без фильтров — пространственная фильтрация), непосредственно у водоприемных отверстий градиенты напора достигают очень больших значений ($I=20...30$), но они резко затухают с удалением от щелей. Если дренажные трубы пористые (плоская фильтрация), то градиенты напора около дрен имеют намного меньшие значения ($I=3...5$), однако они гораздо медленнее затухают с удалением от труб. Область, где градиенты напора превышают допустимые по выносу суффозионных частиц, во втором случае распространяется значительно дальше. Следовательно, опасность кольматажа пористых труб в суффозионных грунтах гораздо больше.

Если в гидротехнических сооружениях путем изменения контура фильтрации и другими конструктивными приемами можно уменьшить градиенты фильтрационного напора до допустимых, то в области горизонтального дренажа эти возможности крайне ограниченны. Уменьшить градиенты можно только путем увеличения диаметров труб или толщины фильтров. Однако, как показывают расчеты, увеличение диаметров дрен с 50 до 150 мм уменьшает радиус опасной зоны с 26 до 21 см

и даже при диаметрах труб 300 мм градиенты вблизи их поверхности превышают 1,5, что большие допустимых по фильтрационной прочности для мелкозернистых песков.

Эксперименты и теоретические расчеты показывают, что для обеспечения условий сводообразования в несвязных грунтах поперечные размеры водоприемных отверстий в дренажных трубах без фильтра должны быть в пределах 0,5...2 мм. Нормативами предусматривается, чтобы зазоры между стыкующими керамическими трубками не превышали 2 мм. В действительности вследствие низкого качества труб (искривление продольной оси, неперпендикулярность торцов) и сложных условий производства работ фактическая ширина стыковых зазоров колеблется в очень больших пределах.

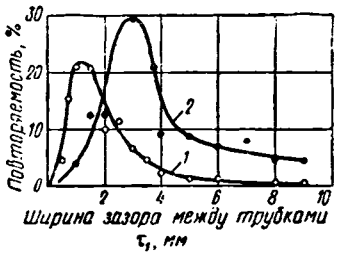


Рис. 42. Распределение величин стыковых зазоров между трубами керамического дренажа:
1 — $D_{вн}$=50 мм; 2 — $D_{вн}$=125 мм.

На рисунке 42 приведен график распределения максимальных (по периметру) величин зазоров между керамическими трубками, построенный по данным замеров на ряде объектов в БССР. Кривые распределения не противоречат логнормальному закону. Наиболее часто встречающиеся величины зазоров в осушителях — 1...1,5 мм в коллекторах — 2,5...3,5 мм. Зазоры шириной $\tau_1 > 3$ мм составляют 16% при $d=50$ мм и 42% при $d=125$ мм. Весьма часто величины зазоров превышают 6...9 мм. Практически избежать зазоров в отдельных стыках менее 4...5 мм невозможно даже при очень тщательной укладке дренажа. Обследование керамического дренажа, построенного в Эстонии, свидетельствует о том, что только в 49...69% случаев ширина зазоров в стыках труб меньше 4 мм (Алеканд и др., 1981). Следовательно, условия сводообразования при укладке керамического дренажа без фильтров не обеспечиваются даже в крупнозернистых песках.

Водоприемные отверстия в пластмассовых дренажных трубах имеют строго заданные размеры и колеблются в пределах 0,6...3 мм. Условия сводообразования более благоприятны, но в мелкозернистых песчаных

грунтах возможность механического заиления пластмассового дренажа весьма высока.

Трубофильтры (короткие трубы из сцементированной песчано-гравийной смеси и других материалов) имеют фильтрующие стенки относительно большой толщины, коэффициент фильтрации которых колеблется в пределах 100...300 м/сут. Поры стенок трубофильтров имеют вид чечеточных капилляров, что способствует значительной кольматации их суффозионными частицами. При устройстве дренажа из трубофильтров стыковые зазоры между трубами также могут достигать размеров, превышающих допустимые по условиям сводообразования.

Заиление дренажа в несвязных грунтах по указанным выше причинам (чрезмерно большие градиенты напора и размеры водоприемных отверстий) выражается в виде истечения грунтовой массы, приводящего к частичной или полной закупорке труб, а также кольматажа пор трубофильтров.

3. Допустимость укладки дренажа без фильтров

Торфяные грунты. Они относятся к категории несуффозионных. Фильтрационные деформации их проявляются в виде выпора и зависят от градиентов напора, структуры торфа, его плотности и степени разложения. Фильтрационная прочность непригруженного торфа довольно низкая. Критические градиенты выпора определяются зависимостью

$$I_{кр} = (1 - n_1)(\gamma_у - 0{,}9). \qquad (243)$$

При плотности торфа $\gamma_у = 1{,}56...1{,}65$ г/см^3 и пористости $n_1 = 0{,}8...0{,}9$ градиент $I_{кр} = 0{,}06...0{,}15$. В придренной зоне действительные градиенты напора во много раз больше. Торфы в естественном состоянии и нарушенной структуры после уплотнения несуффозионны при всех практически встречающихся при их дренировании величинах гидравлических градиентов. Единственно возможный вид их фильтрационных деформаций на границе с водоприемными отверстиями труб — это контактный выпор. Разрушающие гидравлические градиенты очень велики и зависят от размеров водоприемных отверстий в трубах. Так, по опытам Ю. Ф. Буртыса, при диаметре отверстий $D = 10$ мм разрушающие градиенты в торфе ненарушенной структуры достигают $I_{кр} = 50$, что

намного больше фактических при сельскохозяйственном дренаже.

Допустимые размеры водоприемных отверстий (мм) в дренажных трубах, уложенных без фильтров в ненарушенном уплотненном торфе средней степени разложения, можно определить по формуле

$$D = \frac{1}{k_з} \sqrt{\left(\frac{50}{I_р - I_{кр}}\right)^3}, \qquad (244)$$

где $I_р$ — расчетный градиент в придренной зоне, равный 2...5; $k_з$ — коэффициент запаса, принимаемый равным 4...5.

Согласно этой формуле, допустимые диаметры водоприемных отверстий могут достигать 13...15 мм. Фактические — значительно меньше. Казалось бы, в плотном торфе дренаж можно укладывать без защитных от заиления фильтров. Однако на практике присыпка дрен осуществляется рыхлым торфом, имеющим множество крупных фильтрационных ходов. Мелкие частицы могут переноситься потоком воды и попадать в трубы или кольматировать водоприемные отверстия, резко уменьшая осушительное действие дренажа. Следовательно, верхнюю часть труб (не менее $^2/_3$ периметра) необходимо защищать фильтром. Снизу защитный фильтр можно не укладывать, так как здесь торф находится в ненарушенном состоянии и фильтрационная прочность его очень высокая. Если же осушаемый торфяник имеет мощность менее глубины закладки дрен, то процессы их заиления определяются свойствами подстилающего грунта.

Связные грунты. К ним относятся прежде всего глины, тяжелые и средние суглинки. Довольно прочные связи между отдельными частицами и микроагрегатами затрудняют возникновение фильтрационных деформаций глинистых грунтов на контакте с водоприемными отверстиями труб.

Допустимые поперечные размеры перфорационных отверстий и стыковых зазоров по условию отрыва и отслаивания агрегатов глинистых грунтов определяются формулой В. С. Истоминой (1957)

$$\bar{\delta} = \sqrt{\frac{0{,}214}{I+1}} \qquad (245)$$

или Г. К. Праведного

$$\bar{\delta}=\sqrt{\frac{0,34}{\varphi I+\cos\Theta}}, \qquad (246)$$

$$\varphi=0,17\sqrt{I_{\text{р}}-1}, \qquad (247)$$

где δ — ширина щелей в дренажных трубах или диаметр круглых отверстий, см; I — градиент напора у отверстия; $I_{\text{р}}$ — расчетный градиент напора в придренной зоне, принимаемый 2...5; φ — угол между направлением скорости фильтрации и гравитационной силой.

Поскольку в мелиоративном дренаже $I_{\text{р}}=2...3$, то допустимые размеры δ, согласно формулам (245)...(247), колеблются в пределах 3,5...5,6 мм. Следовательно, керамический и пластмассовый дренаж по условиям недопущения механического заиления труб можно укладывать без фильтров. Однако, как указывалось выше, в связи с тем что трубы присыпают рыхлым грунтом, имеющим крупные макропоры, возникает опасность размыва его фильтрационным потоком и выноса в трубы. Поэтому верхние $^2/_3$ периметра труб необходимо закрывать фильтром.

Супеси и пылеватые суглинки относятся к грунтам, содержащим большое количество пылеватых частиц, сцепление между которыми невелико. Фильтрационная прочность этих грунтов значительно меньше, чем глин, а механическая суффозия практически невозможна по геометрическим условиям.

Если дренаж закладывают в супесях, у которых число пластичности $0,07\leqslant I\leqslant 0,17$, то предельно допустимые размеры отверстий в трубах или стыковых зазоров между ними (см) определяют по формуле С. И. Старожук

$$\bar{\delta}=\sqrt{\frac{0,17}{I_{\text{р}}+\cos\Theta}}. \qquad (248)$$

Для пылеватых песков с содержанием фракций $d\leqslant 0,05$ мм больше 20%

$$\bar{\delta}=\sqrt{\frac{0,025}{I_{\text{р}}+\cos\Theta}}. \qquad (249)$$

Из формул (247)...(249) следует, что максимальные размеры δ при укладке дренажа в супесях и пылеватых песках не должны превышать 0,5...1,5 мм. Таких водоприемных отверстий трудно достичь даже в пластмассо-

вых трубах, не говоря о керамических. Поэтому укладывать дренаж в этих грунтах без фильтров недопустимо.

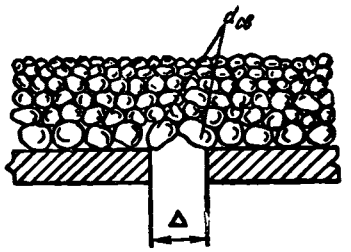


Рис. 43. Схема контактной области песчаного грунта и дренажной трубы:
Δ — ширина щели в трубе; $d_{св}$ — диаметр сводообразующих частиц.

Песчаные несвязные грунты. Степень механического заиления дренажа в песчаных грунтах во многом определяется процессами сводообразования. Частицы скелета грунта не просыпаются (не вытекают) в полость труб, если над их водоприемными отверстиями образуются устойчивые сводики из более крупных зерен (рис. 43). По исследованиям А. Н. Патрашева (1957) и др., наиболее устойчивы и прочны сводики, состоящие из двух одинакового диаметра $d_{св}$ частиц, называемых сводообразующими. Вероятность их образования гораздо выше, чем сводиков из трех и более частиц, и создаются они быстрее. Устойчивое сводообразование на контакте со щелеобразными отверстиями в стенках труб и стыковыми зазорами между ними происходит, если выполняется условие

$$\Delta/d_{св}^{щ} \leqslant 1{,}8 \text{ или } d_{св}^{щ} \geqslant 0{,}6\Delta, \qquad (250)$$

где Δ — ширина щели (стыкового зазора).

В случае круглых водоприемных отверстий для сводообразования необходимо, чтобы

$$D_{о,д}/d_{св}^{к} \leqslant 2{,}7 \text{ или } d_{св}^{к} \geqslant 0{,}36D_{о,д}, \qquad (251)$$

где $D_{о,д}$ — диаметр отверстий в трубах.

Сравнение условий (250) и (251) показывает, что круглые отверстия в дренажных трубах предпочтительнее.

Опасного механического заиления дренажа не будет только в том случае, если в грунте содержится достаточно большой процент сводообразующих частиц. Многочисленными экспериментами установлено, что заиление дренажа практически не происходит, когда в составе грунта имеется не менее 40% сводообразующих час-

тиц, то есть $d_{св}=d_{60}$. Тогда для труб со щелями необходимо, чтобы

$$d_{60} \geqslant 0{,}6\Delta, \qquad (252)$$

а для труб с круглой перфорацией

$$d_{60} \geqslant 0{,}36 D_{о,д}. \qquad (253)$$

Следовательно, если 60%-ный по кривой гранулометрического состава (рис. 40) диаметр частиц осушаемого песчаного грунта больше или равен 0,6 ширины щелей в трубах (стыковых зазоров между ними) или 0,36 диаметра отверстий, то дренаж можно в нем по условию сводообразования и истечения грунтовой массы в полость труб укладывать без фильтров.

При решении обратной задачи, то есть назначении размеров водоприемных отверстий в трубах, предназначенных для укладки без фильтров в грунте известного гранулометрического состава, необходимо, чтобы $\Delta \leqslant 1{,}8 d_{60}$ или $D_{о,д} \leqslant 2{,}7 d_{60}$.

По данным А. Е. Лубочкова, кольматаж сводообразующей области суффозионными частицами, влекомыми фильтрационным потоком, физически невозможен, так как скорости движения воды в пределах сводов больше, чем в массиве осушаемого грунта, а коэффициент сопротивления выносу мелких частиц в сводообразующей области меньше, чем в грунте.

Итак, для укладки дрен в несвязных грунтах без фильтров необходимо и достаточно выполнения условий (252) и (253). Возникает вопрос, насколько широко имеются такие возможности на практике. Для этого были изучены результаты массовых анализов (более 600) гранулометрического состава песчаных грунтов мелиоративных объектов в БССР. По приведенным формулам вычислены коэффициенты неоднородности грунтов η, диаметры суффозионных d_{ci} и сводообразующих частиц $d_{св}$ (табл. 28 и 29).

Установлено, что в большинстве генетических групп несвязных грунтов Белоруссии превалируют мелкозернистые и разнозернистые пески с преобладанием мелких фракций. Наибольший процент мелкозернистых песков зафиксирован в Белорусском Полесье.

Содержание фракций $d<0{,}4$ мм здесь составляет более 40...60%. Все генетические типы песчаных грунтов водосборов основных полесских рек нередко содержат

28. Характеристики несвязных грунтов (Брестская и Гомельская обл.)

Место отбора образцов		Разновидность песка	Диаметры частиц, мм					Пористость n_1	Коэффициент неоднородности η	Диаметр суффозионных частиц d_{ci}, мм	Процент суффозионных частиц $P_{d_{ci}}$
			d_0	d_3	d_{10}	d_{17}	d_{60}				
Бор-Дубовец, шурф	11	Крупнозернистый	0,010	0,070	0,180	0,260	1,20	0,37	6,67	0,097	4
»	22	Среднезернистый	0,010	0,022	0,100	0,200	0,50	0,38	5,00	0,070	8
»	18	Разнозернистый*	0,050	0,006	0,009	0,016	0,06	0,37	6,72	0,006	4
»	19	Тонкозернистый	0,005	0,007	0,014	0,025	0,07	0,38	5,00	0,009	4
»	20	Мелкозернистый	0,002	0,010	0,040	0,055	0,20	0,38	7,00	0,019	4
»	4	Тонкозернистый	0,001	0,004	0,013	0,050	0,10	0,37	7,70	0,005	4
»	7	Мелкозернистый	0,005	0,053	0,065	0,075	0,19	0,41	2,82	0,024	3
»	10	»	0,005	0,035	0,056	0,063	0,14	0,42	2,50	0,020	3
Колхоз им. Горького, шурф	18/18	»	0,005	0,006	0,013	0,018	0,18	0,31	3,80	0,007	4
»	14/09	»	0,005	0,009	0,030	0,055	0,19	0,37	6,32	0,020	8
»	14/15	Пылеватый	0,002	0,009	0,012	0,013	0,06	0,39	4,50	0,004	3
Безуевский канал, шурф	1	»	0,002	0,005	0,008	0,011	0,06	0,36	8,45	0,004	3
Безуевский канал, шурф	2	Мелкозернистый	0,05	0,012	0,022	0,050	0,09	0,31	4,09	0,015	6
Борщево-Заболотский, шурф	1	»	0,005	0,009	0,052	0,061	0,16	0,41	3,72	0,019	4
»	2	Тонкозернистый	0,005	0,050	0,060	0,075	0,20	0,40	3,34	0,025	3
»	3	Мелкозернистый	0,005	0,006	0,016	0,038	0,12	0,36	7,50	0,014	9
»	4	»	0,005	0,051	0,060	0,071	0,20	0,40	3,34	0,024	3
Боровики, шурф	7	Разнозернистый*	0,005	0,015	0,060	0,080	0,25	0,39	4,17	0,025	4
»	8	Среднезернистый	0,005	0,055	0,095	0,115	0,30	0,40	3,16	0,038	3
»	9	»	0,005	0,020	0,065	0,100	0,34	0,38	5,22	0,031	4
»	10	Разнозернистый	0,005	0,050	0,080	0,110	0,22	0,41	2,75	0,040	3

* С преобладанием мелких фракций.

29. Распределение суффозионных частиц в несвязных грунтах мелиоративных объектов БССР

Область	Количество объектов	В том числе содержащих суффозионные частицы $P_{d_{cl}}$, %								
		<3	3...5	5...8	8...10	10...12	12...14	<5	5...10	10...14
Брестская	69	23	23	9	4	3	4	49	13	7
	100	37,7	33,4	13	5,8	4,3	5,8	71,1	17,8	10,1
Витебская	20	3	5	9	1	1	1	8	10	2
	100	15	25	45	5	5	5	40	50	10
Гомельская	29	16	5	7	1	—	—	21	8	—
	100	55	17,3	24,2	3,5			72,3	27,7	
Гродненская	16	6	2	4	3	—	1	8	7	1
	100	37,5	12,5	25	19		6	50	43	6
Минская	26	6	11	3	2	3	1	17	6	4
	100	23	42,5	11,5	7,7	11,5	3,8	65,5	19,2	15,3
Могилевская	23	4	4	4	9	2	—	8	13	2
	100	17,4	17,4	17,4	39,2	8,6		34,2	56,6	8,6
Всего	183	61	50	36	20	9	7	111	56	17
	100	33,3	27,3	19,8	10,9	4,9	3,8	60,7	30,6	8,7

Примечание. В числителе — число случаев, в знаменателе — их процент.

значительные количества пылеватых (d=0,05...0,01 мм) и глинистых ($d \leqslant 0{,}005$ мм) частиц. В северо-западной зоне республики наряду с преобладанием мелкозернистых встречаются средне- и крупнозернистые пески. Гравелисто-галечниковых отложений в верхней покровной зоне (глубиной до 2,5...3 м) на мелиоративных объектах практически нет.

Все генетические группы песчаных грунтов отличаются значительной однородностью (рис. 44): 55,2% имеют коэффициент неоднородности $\eta \leqslant 5$; у 11,5% он колеблется в диапазоне η=10...20, и только 4,3% из всех исследованных грунтов характеризуются высоким коэффициентом неоднородности ($\eta > 20$). Грунты с коэффициентом неоднородности $\eta \leqslant 10$ составляют 84,2%. Наиболее однородные грунты приурочены к зоне Полесья, менее сортированные — в северной части республики.

Почти все несвязные грунты мелиоративных объектов Белоруссии в той или иной степени суффозионны (табл. 28 и 29). Однако количественное содержание суффозионных частиц в грунтах, их максимальные диаметры колеблются в довольно значительных пределах. Практически несуффозионных песчаных грунтов ($P_{d_{ci}} \leqslant 3\%$) имеется около 30%. К категории практически несуффозионных и малосуффозионных ($P_{d_{ci}} \leqslant 5\%$) относится более 60% всех исследованных грунтов, а содержащих 5...10% суффозионных частиц — 30%. Максимальное содержание суффозионных частиц в грунте, согласно приведенным расчетам, не превышает 13%, а число таких случаев — менее 2%.

Преобладание на мелиоративных объектах хорошо сортированных мелкозернистых песчаных отложений обусловливает то обстоятельство, что диаметры суффозионных частиц очень малы. Как видно из таблицы 28 и рисунка 45, наиболее распространенным максимальным диаметром суффозионных частиц является $d_{ci}^{max} = 0{,}03$ мм.

Представленное на рисунке распределение сводообразующих частиц (d_{60}) показывает, что превалируют сводообразующие частицы малого диаметра: $d_{60} < 0{,}35$ мм — 76,5%, и только у 8,2% из всех грунтов $d_{60} > 0{,}75$ мм.

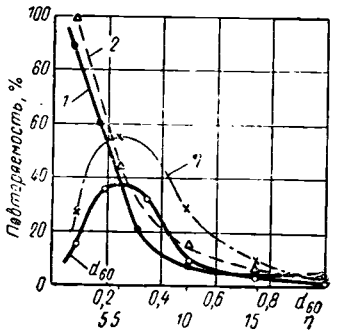


Рис. 44. Распределение сводообразующих ($d_{св}$) частиц и коэффициентов неоднородности (η) осушаемых несвязных грунтов в БССР:

1, 2 — кривые обеспеченности соответственно сводообразующих частиц и коэффициентов неоднородности грунтов.

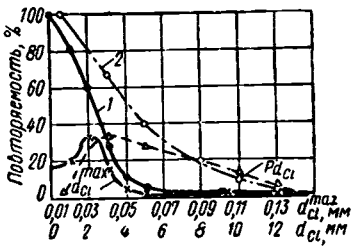


Рис. 45. Распределение суффозионных частиц в несвязных осушаемых грунтах в БССР:

1, 2 — кривые обеспеченности соответственно максимальных диаметров суффозионных частиц и процентного их содержания.

Перфорация в пластмассовых дренажных трубах колеблется в пределах $d_0=1...1,5$; $\tau_1=0,8...1,1$ мм. Исходя из этого диаметры сводообразующих частиц должны быть не менее 0,6 мм. В общем объеме таких грунтов имеется не более 10% (рис. 45). Выше показано (см. рис. 42), что ширина стыковых зазоров между керамическими трубками колеблется в очень больших пределах и является величиной случайной. Если даже предположить, что она не превышает 2 мм, то сводообразующие частицы должны иметь размер $d_{св}=1,2$ мм. Таких несвязных грунтов в общем объеме мелиорируемых имеется не более 5%. Таким образом, только на незначительной части (5...10%) несвязных грунтов дренаж допустимо закладывать без защитных от заиления фильтров. Учитывая частую сменяемость видов грунта на осушаемой площади и недостаточное количество проводимых изысканий, практически гончарный дренаж в несвязных грунтах закладывать без фильтров нельзя. Что касается дренажа из пластмассовых труб, то для укладки их без фильтров максимальные размеры перфорации не должны превышать 0,4 мм.

4. Возможность самоочистки дренажа от механических наносов

Проникшие в полость дренажных труб частицы грунта подвержены воздействию тока воды по трубам, и при возникновении достаточных скоростей может происходить самоочистка дрен. Наиболее вероятна самоочистка в период паводков, когда могут появиться скорости движения воды в трубах больше критических на размыв. При достаточно больших модулях дренажного стока, когда трубы работают полным или почти полным сечением, и соответствующих уклонах дренажных линий могут возникать скорости воды, при которых происходят перемещение и вынос наносов за пределы дрен.

Интенсивность размыва и перемещения наносов в дренажных трубах определяется, с одной стороны, величиной донной скорости потока, которая зависит от уклонов дренажных линий, внутренней шероховатости труб и степени их наполнения, с другой — крупностью частиц, попадающих в трубы. Исследований по размывающим скоростям и транспортирующей способности потока воды в дренажных трубах пока недостаточно.

К. Ф. Алеканд на основе изучения распределения скоростей в керамических трубах диаметром 75 мм предложил эмпирическую зависимость для определения размывающей средней скорости потока:

$$v_{кр} = ad^b/c, \qquad (254)$$

где d — диаметр зерен песка; a, b и c — экспериментальные коэффициенты.

При крупности наносов $d<0{,}25$ мм коэффициенты $a=0{,}208$; $b=0{,}05$; если $0{,}25 \leqslant d \leqslant 1{,}5$, то $a=1{,}6$; $b=0{,}296$;

$$c = 0{,}68(h/D)^2 - h/D + 1, \qquad (255)$$

где D — внутренний диаметр труб, м; h — высота их наполнения, м.

Транспортирующую способность потока в дренажных трубах К. Ф. Алеканд рекомендует определять по зависимости

$$\lg m = a_1/(v - v_{кр})^{b_1},$$

где m — расход наносов, см³/см; v — средняя скорость воды в дренах, см/с.

Параметры a_1 и b_1 зависят от толщины слоя отложений в трубах и характера перемещения наносов. Для незаиленных труб $a_1 = -5{,}84$; $b_1 = 0{,}123$, для частично заиленных ($h_d = 10$ и $d > 0{,}5$ мм) $a_1 = -4{,}88$, $b_1 = 0{,}141$. Если слой отложений состоит из мелкозернистых наносов ($d < 0{,}5$ мм), то транспортирующая способность потока при донно-грядовом перемещении наносов сравнительно постоянна $m = 10^{-7}$ м³/с. Подсчеты показывают, что в случае донно-грядового перемещения наносов при практически встречающихся уклонах дренажных линий и фактических модулях стока для самоочистки дрен от наносов требуется несколько лет. При переходе наносов во взвешенное состояние транспортирующая способность потока увеличивается в десятки раз.

П. В. Жагарис показал, что при наличии наносов в керамических трубах и их движении в виде донных гряд резко снижается пропускная способность дрен по сравнению с незаиленными. Размыв наносов возможен при скоростях воды в дренажных трубах более 0,25...0,35 м/с.

Отложение наносов в дренажных трубах возможно только в том случае, если частицы грунта, проникшие с водой через водоприемные отверстия, будут оседать, то есть скорости воды в дренах не обеспечивают взвешивание и перемещение наносов. Исследованиями в от-

крытых потоках и трубопроводах установлено, что движение наносов зависит от трех основных факторов: крупности частиц, выражаемой через их средний диаметр; скорости движения воды и положения частицы в потоке (находится она во взвешенном состоянии или нет). Наносы попадают в дрены во взвешенном состоянии. Дальнейшее положение частицы в потоке определяется соотношением между гидравлической ее крупностью u, под которой понимается скорость равномерного осаждения частицы в неподвижной воде, и величиной вертикальной составляющей пульсационных скоростей w и w_{max}.

По соотношению u и w все частицы можно разделить на три категории. Если гидравлическая крупность частиц u меньше среднего значения абсолютной величины составляющей пульсационной скорости w, то они устойчиво находятся во взвешенном состоянии и легко выносятся из дрен. Такие частицы относятся к первой группе. Если же гидравлическая крупность наносов u больше w, но меньше w_{max}, то их взвешивание оказывается относительно неустойчивым и обусловлено временным усилением вертикальных пульсационных токов. Частицы могут оседать на дно дрен, и для их выноса необходимы скорости воды намного бо́льшие, чем для частиц первой группы. Наконец, к третьей группе относятся частицы, гидравлическая крупность которых u выше максимальной величины вертикальной составляющей пульсационной скорости w_{max}. Такие частицы не взвешиваются, однако под влиянием продольной составляющей вектора скорости они могут перемещаться. Естественно, что для этого требуются гораздо бо́льшие скорости потока. Скорость перемещения частиц по дну в десятки раз меньше, чем взвешенных. Для очистки мелиоративного дренажа практическое значение имеет вынос частиц во взвешенном состоянии.

Для транспортирования частиц во взвешенном состоянии средние скорости потока должны удовлетворять соотношению

$$v_{ср} \geqslant u\sqrt{N}, \qquad (256)$$

где u — гидравлическая крупность частиц; N — характеристическое число, выражающее динамическое подобие турбулентных потоков

$$N = MC/g, \qquad (257)$$

где C — коэффициент Шези; g — ускорение свободного падения; M — коэффициент, равный $2m$, изменяющийся от 22,3 (по Буссинеску) до 24 (по Базену).

Для $10 \leqslant C \leqslant 60$ зависимость между M и C линейная

$$M = 0{,}7C + 6. \qquad (258)$$

Коэффициент C можно определить по формуле Базена

$$C = 87 / \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}\right), \qquad (259)$$

где γ — коэффициент шероховатости; для керамических трубок $\gamma = 0{,}27$; R — гидравлический радиус, равный $D/4$ при полном заполнении труб, при высоте наполнения труб, равной h_0.

$$R = \frac{D}{4} \frac{180}{\arccos\left(1 - \frac{2h_0}{D}\right)}. \qquad (260)$$

30. Критические скорости воды и необходимые уклоны дрен для выноса частиц грунта из труб

Диаметры частиц d, мм	Гидравлическая крупность u, см/с	Критическая средняя скорость выноса частиц $v_{кр}$, см/с			Необходимые минимальные уклоны дрен 100 i		
		$h/D=1$	$h/D=1/2$	$h/D=1/4$	$h/D=1$	$h/D=1/2$	$h/D=1/4$
Диаметр труб $D_{вн}=100$ мм							
0,10	0,50	4,84	4,18	3,42	0,005	0,016	0,031
0,15	0,82	7,95	6,87	5,62	0,012	0,042	0,085
0,20	1,50	14,53	12,55	10,26	0,04	0,14	0,174
0,30	2,77	26,80	23,90	18,93	0,28	0,48	0,590
Диаметр труб $D_{вн}=50$ мм							
0,10	0,50	3,92	3,57	2,68	0,02	0,03	0,07
0,15	0,82	6,43	5,53	4,40	0,05	0,09	0,18
0,20	1,50	11,78	10,10	8,04	0,17	0,30	0,59
0,30	2,77	21,73	18,68	14,85	0,60	1,00	2,00

Примечание. Гидравлическая крупность частиц взята при температуре воды 9...12°С, h/D — степень наполнения труб водой.

В таблице 30 представлены значения критических средних скоростей потока и минимальные уклоны дренажных линий для труб диаметром 50 и 100 мм, вычисленные по формулам (256)...(260). Из нее видно, что даже при самых минимальных уклонах дренажных линий, применяемых в мелиоративной практике, и заполнении труб, равном $D/4$, частицы диаметром $d \leqslant 0{,}1$ мм

должны выноситься из дрен во взвешенном состоянии, что зафиксировано также результатами механического анализа наилка, полученного Е. М. Лаурсеном при раскопках дренажа. Для выноса частиц диаметром $d=0{,}3$ мм необходимы уклоны $i=0{,}005...0{,}01$ при половинном наполнении труб и $i=0{,}003...0{,}006$ — при полном. Для выноса частиц, имеющих $d\geqslant 0{,}4$ мм, нужны $i\geqslant 0{,}01...0{,}03$.

Дренаж в гумидной зоне имеет уклоны $i=0{,}002...0{,}005$ и в редких случаях $i=0{,}008...0{,}01$. Модули дренажного стока не превышают 1...1,5 л/с·га, а скорости воды в дренаже недостаточны для выноса частиц $d\geqslant 0{,}3$ мм. Все это обусловливает неизбежность осаждения наилка в трубах при укладке дренажа без фильтров в грунтах, в которых не обеспечивается быстрое сводообразование над водоприемными отверстиями труб, о чем свидетельствуют многочисленные раскопки и обследования дренажа в различных зонах страны.

Таким образом, вероятность самоочистки дренажных труб от песчаных наносов при $i\leqslant 0{,}005$ довольно низкая. Гарантирован только вынос частиц $d\leqslant 0{,}1$ мм: Поэтому защита дренажа от механического заиления в несвязных грунтах обязательна, фильтр должен быть уложен по всему периметру. В то же время суффозионные частицы, которые должны проникать в трубы, иначе они будут кольматировать фильтры, всегда выносятся из дрен. Обусловлено это тем, что диаметры суффозионных частиц колеблются в пределах 0,03...0,05 мм, редко превышая 0,09 мм, а транспортирующие скорости для таких частиц составляют 3...5 см/с, что намного меньше действительных.

5. Влияние свойств защитных фильтров на приточность воды к дренам

Защитные фильтры, помимо своего прямого назначения, существенно влияют на величину притока воды к дренажным трубам и их осушительный эффект.

Физическая сущность этого влияния состоит в следующем. Если, к примеру, дренаж из керамических труб уложен без защитного фильтра, то фильтрационный поток при подходе к стыковым зазорам претерпевает существенное сжатие в плоскости, перпендикулярной оси дрены, и вдоль нее (рис. 46), так как щели расположе-

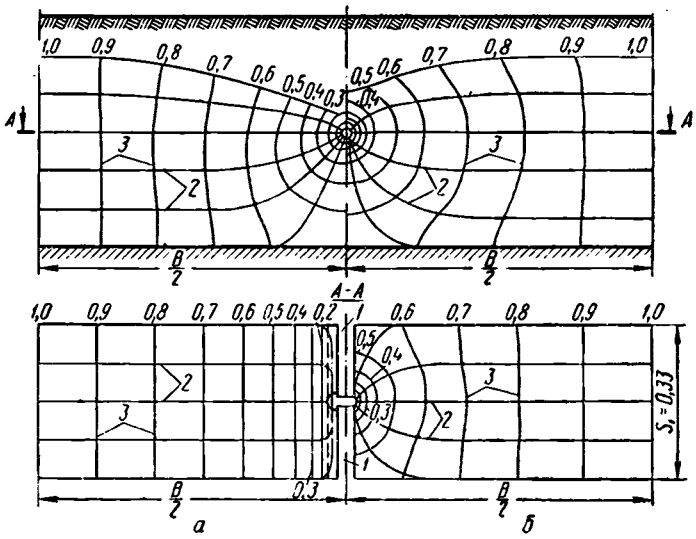


Рис. 46. Гидродинамическая сетка керамической дрены при боковом питании:

а — с фильтром; *б* — без фильтра; *1* — керамическая трубка; *2* — линии тока; *3* — линии равных напоров.

ны через 33 см, а стенки не фильтруют. Вследствие этого в придренной зоне образуется потенциальное течение с очень большими градиентами и основная часть (до 50% и выше) полезного напора теряется в непосредственной близости (в радиусе 2...3 см) от стыков. Все это приводит к тому, что по сравнению с полостью в грунте (идеальная дрена) приток воды намного меньше.

Когда вокруг керамической дрены уложен правильно подобранный фильтр ($k_ф \gg k_{гр}$), структура фильтрационного потока существенно отличается. Сжатие его происходит преимущественно в перпендикулярной оси дрены плоскости, а вдоль нее и в пределах фильтра потери напора незначительны и водозахватная способность дрены намного увеличивается. Аналогичное явление наблюдается и при дренаже из пластмассовых перфорированных труб. Следует также учитывать, что фильтр увеличивает действующий диаметр дренажных труб и несколько уменьшает сопротивления на вход. Однако влияние диаметра несущественно. Так, по данным Р. Эггельсманна (1978), увеличение диаметра вдвое лишь на 5...

15% уменьшает сопротивления на вход, что для практики по экономическим соображениям не имеет значения. Сказанное выше подтверждено многочисленными лабораторными и полевыми экспериментами.

Влияние защитных фильтров на водозахватную способность дренажа, обуславливают следующие основные факторы:

1. Конструктивные параметры дренажных труб (степень их вскрытия). К ним относятся размеры, расположение и количество водоприемных отверстий на единицу длины. При прочих равных условиях чем больше размеры водоприемных отверстий и чаще расположены они вдоль образующей и по периметру, тем больше приток воды к дрене при отсутствии фильтра и меньше относительное увеличение притока под влиянием фильтра.

Самые несовершенные по степени вскрытия поверхности — керамические трубы. Водозахватная способность керамического дренажа, уложенного без фильтра, относительно небольшая, с увеличением ширины стыковых зазоров она возрастает ненамного. Опытами установлено, что с увеличением зазоров между трубами $D_{вн}=50$ мм с 0,25 до 3 мм при отсутствии фильтра дренажный сток увеличился на 90%. При наличии фильтра сток возрастал в 2...3 раза и более.

Ввиду того что в пластмассовых дренах водоприемная площадь в 2...10 раз больше, чем в керамических, а отверстия расположены относительно равномерно по поверхности, осушительный эффект их выше, а влияние качественного фильтра меньше. Так, при площади перфорации $F=4$ см²/м увеличение притока воды к дрене под влиянием фильтра составило 90%, при $F=12$ см²/м — 36% и при $F=28$ см²/м — только 12% (рис. 47). Это обусловлено тем, что чем больше площадь перфорации на единицу длины трубы, тем меньше входные сопротивления при отсутствии фильтра и он уже не может их существенно уменьшить и сильно повлиять на приращение стока.

2. Соотношение водопроницаемости фильтра и дренируемого грунта. Чем больше разница между водопроницаемостью фильтра и дренируемого грунта, тем больше влияние его на изменение осушительного действия дренажа. При этом нужно иметь в виду, что изменения могут быть как положительными, так и отрицательными. Если $k_ф < k_{гр}$, то дренажный сток уменьшается по сравне-

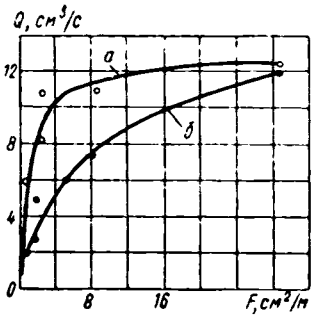


Рис. 47. Зависимость дренажного стока от площади перфорации полиэтиленовой дрены $D=40$ мм (по Е. Г. Сапожникову):

а — с фильтром из стеклохолста; *б* — без фильтра.

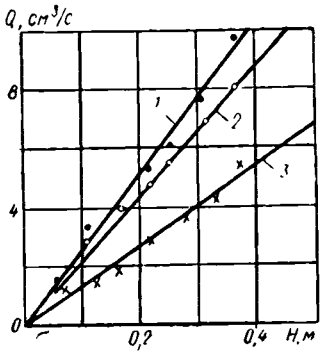


Рис. 48. Зависимость $Q=f(H)$ для керамической дрены (один стыковой зазор $\tau_1=2$ мм):

1 — с фильтром из стеклохолста толщиной 1 мм; *2* — с фильтром из песчано-гравийной смеси толщиной 25 мм; *3* — без фильтра.

нию с тем, который был бы в случае укладки дренажа без фильтра. Наоборот, чем больше в известных пределах отношение $k_ф/k_{гр}$, тем значительнее увеличивается сток. Приведенные в таблице 31 и на рисунке 48 результаты опытов в грунтовых лотках с пластмассовыми и гончарными трубами показывают, насколько существенно может увеличиться и уменьшиться дренажный сток в зависимости от соотношения $k_ф/k_{гр}$. При $k_ф \gg k_{гр}$ сток возрастал в 1,3...2 раза, а при $k_ф \ll k_{гр}$ уменьшался почти в 3 раза. Отсюда при подборе фильтров весьма важно, чтобы его водопроницаемость была намного (в 5... 10 раз) больше водопроницаемости осушаемого грунта, если фильтр в процессе работы не кольматируется. В противном случае нужен запас на уменьшение водопроницаемости фильтра.

31. Влияние фильтров на дренажный сток

Материал фильтра	$K_ф/K_{гр}$	Толщина фильтра δ, мм	Дренажный сток см³/с Q_1	Q_1/Q_0
Без фильтра (Q_0)	—	—	48,0	1,00
Стеклохолст ВВ — Г	5,3	1,0	65,0	1,35
Стекловата	5,2	12,0	65,1	1,35
Стеклоткань СЭ/ССТ	1,3	0,8	49,5	1,03
Стеклоткань Э-0,08	0,32	0,5	17,8	0,37

3. Толщина фильтра. Как показывают многочисленные эксперименты в грунтовых лотках и полевые наблюдения, толщина фильтра, если его водопроницаемость намного превышает водопроницаемость дренируемого грунта, незначительно влияет на изменение водозахватной способности дренажа. Объясняется это тем, что то количество воды, которое поступает к фильтру, он способен пропустить даже при очень малой толщине, поскольку скорости фильтрации в нем при одинаковых с грунтом градиентах намного выше:

Так, стеклохолст и стекловата имеют примерно одинаковую водопроницаемость. Толщина стеклохолста 1 мм, стекловаты в уплотненном состоянии — 12 мм. Но, как видно из таблицы 31, оба фильтра оказали один и тот же эффект на увеличение притока воды к дрене. Эксперименты, приведенные на рисунке 48, свидетельствуют о том, что стеклохолст ($\delta = 1$ мм) оказал даже больший эффект, чем песчано-гравийная смесь ($\delta = 25$ мм). Правда, водопроницаемость стеклохолста была намного выше, чем смеси. В последнее время наметилась тенденция перехода на объемные фильтры большой толщины. Эксперименты и теоретические расчеты (см. гл. IV) не подтверждают целесообразность этого мероприятия.

4. Схемы укладки фильтра. Выше рассмотрены случаи, когда фильтр укладывали вокруг труб сплошным слоем, но на практике применяют различные схемы. Гончарные трубы часто укладывают с фильтром только на стыках в виде полос структурного материала (стеклохолст и др.) или соединительных водопроницаемых муфт небольшой ширины, иногда фильтр укладывают только сверху и др.

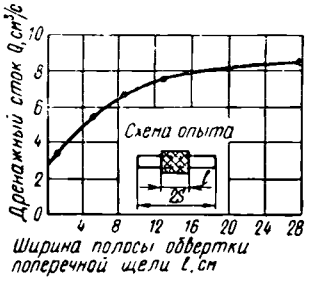


Рис. 49. Влияние на сток ширины защитной полосы стеклохолста, уложенного над поперечной щелью в дрене.

Естественно, что на увеличение водозахватной способности дренажа влияние фильтров, уложенных по указанным схемам, будет меньшим, чем при сплошном круговом слое. На рисунке 49 приведены результаты опытов в грунтовом лотке по изучению влияния ширины полосы фильтра, укладываемого вокруг попереч-

ной шели, на изменение стока из дрены. Установлено, что с увеличением ширины полосы фильтра приточность воды закономерно возрастает. Наиболее интенсивнее нарастание происходит при увеличении ширины полосы до размеров менее половины расстояния между поперечными щелями (стыками).

Итак, защитные фильтры не только предохраняют дренаж от механического заиления, но и существенно (в 2...3 раза и более) увеличивают его водозахватную способность, что позволяет намного улучшить осушительное действие мелиоративных систем или увеличить расстояния между дренажными линиями. Поэтому во всех без исключения случаях фильтры необходимы. Наиболее приемлема сплошная схема укладки фильтров. Влияние фильтра на сток зависит от конструктивных параметров самих дренажных труб, схемы укладки фильтра, его толщины и водопроницаемости. Эксперименты показывают, что наиболее существенным фактором влияния на приточность воды к дренам является соотношение водопроницаемости фильтра и осушаемого грунта, а толщина фильтра играет несущественную роль. Это обстоятельство подтверждает также теоретические решения.

В общем случае приток к несовершенной по характеру вскрытия пласта дрене длиной L с круговым фильтром толщиной δ определяется уравнением

$$Q=\frac{2\pi k_{\text{гр}}HL}{\ln\frac{R}{r_0}+\left(1-\frac{k_{\text{гр}}}{k_{\text{ф}}}\right)\ln\frac{r_0}{r_0+\delta}+\frac{k_{\text{гр}}}{k_{\text{ф}}}C_i}; \qquad (261)$$

Фильтрационные сопротивления дрен, обусловленные несовершенством конструкций различных труб C_i, приведены в приложении. По решению Н. Т. Эфендиева, для дрен из керамических стыкующихся труб длиной S_1, при ширине стыковых зазоров τ_1

$$C_i=\frac{1}{\pi}\ln\frac{4S_1}{D}\ln\frac{1}{\sin\frac{\pi}{2}\frac{\tau_1}{S_1}}. \qquad (262)$$

На рисунке 50 представлены графики $Q=f(k_{\text{ф}}/k_{\text{гр}})$ и $Q=f(\delta)$, построенные по уравнениям (261) и (262). Из анализа этих уравнений и графиков можно сделать следующие выводы.

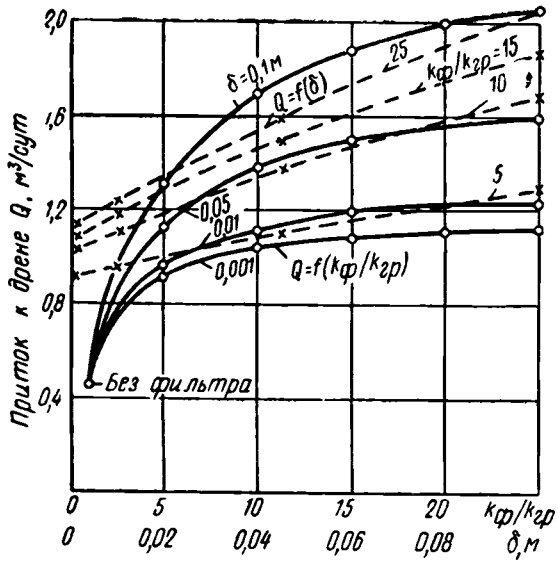


Рис. 50. Зависимости $Q=f(k_ф/k_{гр}, \delta=\text{const})$ и $Q=f(\delta, k_ф/k_{гр}=\text{const})$ для керамической дрены: $S_1=0{,}33$ м; $\tau_1=0{,}002$ м; $r_0=0{,}036$ м; $k_{гр}=1$ м/сут; $H=0{,}5$ м; $R=0{,}5$ м; $L=1$ м.

1. Защитный фильтр способствует увеличению водозахватной способности керамического дренажа в 2,5... 4,7 раза.

2. На увеличение притока воды к дренам наиболее существенно влияет соотношение между водопроницаемостью грунта и фильтра $\lambda=k_ф/k_{гр}$. Необходимо, чтобы $\lambda\geqslant5$ в случае применения тонкослойных и $\lambda\geqslant15$ при мощных объемных фильтрах. Оптимальные значения λ колеблются в пределах 10...20, так как при больших $k_ф/k_{гр}$ относительное увеличение притока к дренам несущественно.

3. При оптимальных λ влияние толщины фильтра на увеличение притока воды к дренам играет второстепенную роль. Так, при $\lambda=15$ прирост притока воды к дрене за счет увеличения толщины фильтра в 10 раз (от 1 до 10 мм) составил 11,5%, а в 50 раз (от 1 до 50 мм) — 38% (рис. 50). Стоимость же фильтра при этом возрастает во много раз.

4. Выбор параметров фильтров (δ, $k_ф$) — оптимизационная технико-экономическая задача, то есть, кроме обеспечения защиты дренажа от заиления и требуемого осушительного эффекта, должен удовлетворяться минимум денежных и материальных затрат.

6. Выбор материалов и расчет параметров защитных фильтров

Горизонтальный трубчатый дренаж не будет заиляться и может длительный период нормально функционировать только в том случае, если материал фильтра долговечен, а его параметры соответствуют механическому составу осушаемого грунта и условиям фильтрации. Исходя из этого, к фильтрам дрен предъявляют вполне определенные требования, а также выполняют соответствующие расчеты и испытания.

На практике в качестве фильтров применяются две группы материалов: сыпучие, к которым относятся пески, песчано-гравийные смеси, щебень, шлак и др., и структурные — солома, стеклохолсты, мох, очес и др. Требования, предъявляемые к сыпучим и структурным фильтрам, различны.

В общем случае фильтр сам не должен проникать через отверстия в трубах, не пропускать частицы скелета осушаемого грунта и не кольматироваться. Основное требование, предъявляемое к фильтрам из сыпучих материалов,— обеспечение условий сводообразования над водоприемными отверстиями в дренажных трубах и на контакте фильтра с осушаемым грунтом, то есть он должен иметь достаточное количество сводообразующих частиц и вполне определенные размеры пор. Фильтры из структурных материалов при укладке в суффозионных грунтах не должны пропускать частицы скелета осушаемого грунта и не кольматироваться. Для этого поры фильтра, с одной стороны, должны свободно пропускать суффозионные частицы, влекомые фильтрационным потоком, с другой — над ними должно обеспечиваться сводообразование из частиц скелета грунта, то есть размеры пор структурного фильтра должны иметь вполне определенные границы, соответствующие заданным грунтовым условиям.

Общее важное требование к фильтрам из сыпучих и структурных материалов — их высокая водопроницаемость. После завершения деформационных процессов в

фильтрах и частичной кольматации их должно обеспечиваться условие

$$k_ф/k_{гр} \geqslant \lambda, \qquad (263)$$

где $\lambda=5$ в случае закладки дренажа в несвязных грунтах, $\lambda=10$ в торфяниках и $\lambda=20$ в глинах и суглинках.

Дренажные фильтры должны обладать достаточной прочностью и долговечностью, высокой химической и биологической стойкостью, быть транспортабельными, технологичными при укладке и экономичными.

В качестве защитных фильтров дренажа применяются самые различные материалы органического и неорганического происхождения. К органическим фильтрам относятся: мох, моховой очес, торфокрошка, солома, вереск и пр.; к неорганическим — естественные (песчано-гравийные смеси, крупнозернистые пески) и искусственные (стеклохолсты, минеральная и стеклянная вата, изделия из базальтового волокна и др.) материалы. Весьма часто (особенно в глинистых грунтах) в качестве присыпки дрен применяют пахотный слой почвы, который относят к естественным сыпучим фильтрам. Однако он не является собственно фильтром, но в сочетании с другими снижает опасность заиления и улучшает осушительное действие дренажа.

В настоящее время в мелиоративном дренажном строительстве в качестве защитных фильтров наиболее распространены стеклохолсты. Эти материалы наиболее полно отвечают требованиям, предъявляемым к дренажным фильтрам, и в большом объеме выпускаются промышленностью (табл. 32).

32. Характеристика стекловолокнистых холстов

Марка стеклохолста, ГОСТ	Размеры			Стоимость м², р
	толщина, мм	длина, м	ширина, м	
ВВ-АМ, ТУ 21-23-131-80	0,7...1,0	150	0,15; 0,25; 0,3; 1,0	0,22
ВВ-Г, СТУ 77-10-218-65	0,5...0,7	100	1,0	0,15...0,21
ВВ-Т, МРТУ-11-13-64	0,5...0,8	100	1,0	0,12

Стеклохолсты (нетканые материалы) представляют собой клееные, реже вязально-прошивные изделия, по-

лученные из элементарных штапельных или непрерывных стеклянных волокон, хаотически расположенных и склеенных между собой связующими. В качестве связующих применяют поливинилацетатную (ПВА) или мочевиноформальдегидную эмульсию, латексы или их композиции. Этот материал обладает большой пористостью (n_1=0,90...0,95) и малой объемной массой — до 130 кг/м^3. Стеклохолсты устойчивы в грунтовых водах с pH от 4 до 9, а по некоторым данным, и при pH=2...16 (Пивовар и др., 1980). Прочность стеклянных волокон на разлом и разрыв достаточна при нагрузках до 0,1 МПа. В условиях многократного замораживания и оттаивания прочность стекловолокнистых материалов не уменьшается. Коэффициент фильтрации стеклохолстов под влиянием неизбежной частичной кольматации уменьшается с 300...400 до 15...60 м/сут, но остается намного выше, чем у осушаемых грунтов, поэтому их применение чаще всего ограничивается не фильтрационной способностью, а опасностью разрывов.

Средний размер отверстий в стеклохолстах колеблется в пределах 0,15...0,2 мм, и, поскольку диаметры суффозионных частиц в осушаемых грунтах очень малы, опасность существенного кольматажа их незначительна. Как показывают расчеты, стеклохолсты можно применять в большинстве несвязных и связных грунтов (за исключением крупнозернистых суффозионных песков, у которых $d_{ci} \geqslant 0{,}05$ мм). Основные недостатки стеклохолстов ВВ-Т и ВВ-Г — малая для механизированной укладки прочность и опасность в обращении. Армированный стеклохолст ВВ-АМ обладает повышенной прочностью.

Полиэтиленхолст — нетканый рулонный фильтрующий материал, изготовленный пневмоэкструзионным способом из полиэтилена низкой плотности. Технология его изготовления разработана Институтом механики металлополимерных систем АН БССР (авт. свид. № 278478 и № 388218). В отличие от стеклохолстов он безопасен в обращении и в 5...7 раз превосходит их по прочности, что позволяет полностью механизировать укладку.

Основные физико-технические характеристики ПЭ-холста: объемная масса — 220...240 кг/м^3, толщина — 1... 1,2 мм, пористость 61...70%, диаметры элементарных волокон — 40...100 мк, диаметры пор — 0,15...0,2 мм, коэффициент фильтрации при давлении 2 кПа — 350 м/сут.

По технологичности применения и эксплуатационным качествам ПЭ-холст наиболее приемлемый материал в качестве фильтров мелиоративного дренажа.

Часто при защите дренажа от заиления используют торфяную крошку — измельченный малоразложившийся сфагновый торф, отделенный от мелких пылеватых частиц. Проницаемость ее довольно высокая, однако трудно гарантировать непросыпаемость скелета мелкозернистых грунтов. Поэтому торфяную крошку, как и фрезерный слаборазложившийся торф, в качестве самостоятельного фильтра обычно не применяют. Эти материалы используют при комбинированных видах защиты дренажа вместе со стеклохолстом, который служит собственно защитным фильтром, а торфокрошка — фильтрующей присыпкой. Мероприятие это полезное, так как существенно улучшает осушительное действие дренажа.

Для проектирования защиты дренажа от заиления с применением структурных фильтров в несвязных грунтах прежде всего необходимо иметь данные о гранулометрическом составе грунтов осушаемого объекта. На практике состав грунтов на одном и том же объекте колеблется в больших пределах, а фильтр желательно подобрать один для всех, поэтому необходимо выбрать из имеющихся наиболее опасные в смысле заиления дренажа. Обычно для расчетов выбирают два грунта: наиболее мелкозернистый и самый крупный. Это обусловлено тем, что мелкозернистые грунты опасны по просыпаемости через фильтр, а крупнозернистые — по кольматируемости фильтра суффозионными частицами. Чем крупнее состав суффозионного грунта, тем больше размеры суффозионных частиц и опасность кольматажа структурного фильтра возрастает.

Кроме механических составов грунтов, необходимо иметь данные об их пористости, объемной массе и коэффициентах фильтрации. Приближенно величины n_1 и $k_{гр}$ можно вычислить по формулам (231) и (235).

Расчеты по подбору структурных фильтров сводятся к установлению границ размеров его пор. Прежде всего определяют суффозионность выбранных расчетных грунтов. Для этого по их гранулометрическому составу, используя формулу (238), вычисляют максимальные диаметры суффозионных частиц d_{ci}^{max}. По данным А. Н. Патрашева, фильтр не кольматируется, если выполняется следующее условие:

$$D_{0,1} \geqslant 1,1 a_* d_{ci}, \qquad (264)$$

где $D_{0,1}$ — максимальный диаметр пор фильтра; a_* — коэффициент, зависящий от свойств кольматирующих частиц и числа Рейнольдса (табл. 33).

33. Коэффициент a_* различных грунтов

Кольматирующие частицы, мм	a_*	Re
Пылеватые, от 0,01 до 0,05	4,0	1,0
Мелкий песок, от 0,05 до 0,25	3,0	0,5
Средний песок, от 0,25 до 0,5	2,5	0,1

С другой стороны, частицы скелета не будут просыпаться, если диаметры пор фильтра удовлетворяют условию

$$D_{0,2} \leqslant 1,8 d_{60}, \qquad (265)$$

где d_{60} — 60%-ный диаметр частиц наиболее мелкого грунта.

Фильтр соответствует заданным грунтовым условиям, если средние диаметры его пор удовлетворяют неравенству

$$D_{0,1} \leqslant D_0 \leqslant D_{0,2}. \qquad (266)$$

По ним и подбирают из структурных фильтров наиболее подходящий. Кроме того, по фильтрационной способности он должен удовлетворить условию (263).

Расчеты по подбору сыпучих фильтров в несвязных грунтах заключаются в назначении гранулометрического их состава, удовлетворяющего следующим условиям: непросыпаемости фильтра через водоприемные отверстия дренажных труб; непросыпаемости защищаемого грунта через сам фильтр (проверочное условие); достаточной водопроницаемости—формула (263).

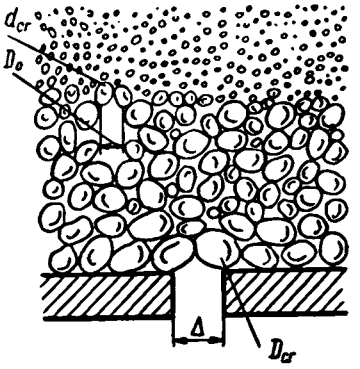


Рис. 51. Расчетная схема грунт — фильтр — дрена.
Условия: 1) $D_{ст} \geqslant 0,60\Delta$; $d_{ст} \geqslant 0,6 D_0$; 2) $D_{ст} \leqslant D_{60}$; $d_{ст} \leqslant d_{60}$.

Расчетная схема представлена на рисунке 51. Исходными данными для расчета являются: грануломет-

рический состав осушаемого грунта, его плотность и объемная масса, водопроницаемость, предполагаемая плотность и объемная масса песчано-гравийной смеси (эти данные можно взять по предполагаемым карьерам), а также размеры водоприемных отверстий в дренажных трубах.

Метод расчета состава сыпучих фильтров для сельскохозяйственного дренажа детально разработан А. Н. Патрашевым, Н. И. Хрисановым и др. и состоит в следующем. По размерам водоприемных отверстий в дренажных трубах (Δ или $D_{о,д}$) вычисляется 60%-ный диаметр частиц защитного материала

$$D_{60}=0{,}6\Delta \text{ или } D_{60}=0{,}36D_{о,д}. \qquad (267)$$

Коэффициент разнозернистости $\eta_ф$ рекомендуется принимать не более 10. Тогда 10%-ный диаметр частиц фильтра определяется по формуле

$$D_{10}=D_{60}/\eta_ф=D_{60}/10. \qquad (268)$$

Диаметры частиц, определяющие размеры фильтрационных ходов, должны быть в 1,5 раза больше D_{10}, то есть

$$D_{17}=1{,}5D_{10}=1{,}5D_{60}/\eta_ф. \qquad (269)$$

Из фильтра не должно выноситься более 5% частиц, поэтому

$$D_5=D_{ct}^{max}=D_0^{max}D_{17}, \qquad (270)$$

где D_0^{max} — диаметр максимального хода в фильтре.

$$D_0^{max}=0{,}455(1+0{,}05\eta_ф)\sqrt[6]{\eta_ф}\,\frac{n_ф}{1-n_ф}D_{17}, \qquad (271)$$

$$n_ф=0{,}4-0{,}1\lg\eta_ф. \qquad (272)$$

Максимальный диаметр частиц фильтра находят по зависимости

$$\left.\begin{aligned} D_{max}&=(3...5)\Delta \text{ или}\\ D_{max}&=(3...5)D_{о,д}. \end{aligned}\right\} \qquad (273)$$

Вычисленные по зависимостям (267)...(273) диаметры фильтра позволяют построить расчетную кривую его гранулометрического состава и по ней подобрать грунт из близко расположенных от осушаемого объекта карьеров. При этом допускаются отклонения от расчетного

диаметра D_{60} (и соответственно всех других диаметров) на $\pm 20\%$.

Если в выбранном карьерном грунте содержится более 7% суффозионных частиц, то есть $D_{ci}^{max} \geqslant D_7$, то мелкие фракции необходимо отсеять.

Подобранный таким способом песчано-гравийный фильтр будет удовлетворять только условиям непросыпаемости его в трубы. Но это в общем случае еще не значит, что он удовлетворяет условию непросыпаемости дренированного грунта. Поэтому подобранный состав необходимо проверить на выполнение условия

$$d_{cr} \geqslant 0{,}6D_0 \text{ или } D_0^{max} \leqslant 1{,}8d_{60}, \qquad (274)$$

где d_{60} — 60%-ный диаметр частиц осушаемого грунта.

Поскольку песчано-гравийные фильтры в принципе назначают только тогда, когда отверстия в трубах не обеспечивают условие непросыпаемости дренируемого грунта, они по составу заведомо крупнее и их водопроницаемость намного выше. Опасности кольматации фильтра суффозионными частицами грунта практически нет. Условия водопроницаемости фильтра почти всегда выполняются. Следует иметь также в виду, что при проектировании фильтров для гончарного дренажа размеры стыковых зазоров должны быть приняты по максимальному фактическому их значению. Во всяком случае нельзя принимать $\Delta < 4...5$ мм.

Подбор и расчет защитных фильтров из сыпучих материалов (песчано-гравийных смесей и др.) при укладке дренажа в торфяниках и связных грунтах заключается в обеспечении следующих условий: непросыпаемости частиц фильтра через водоприемные отверстия в трубах; фильтрационной прочности грунта на контакте с фильтром; достаточной водопроницаемости.

Расчет состава фильтра по первому условию (или проверку пригодности имеющегося материала) выполняют по формулам (267)...(274). Для выполнения второго условия необходимо, чтобы максимальные диаметры пор в сыпучем фильтре D_0^{max} были меньше допустимых по критерию отрыва и отслаивания агрегатов в глинистых грунтах или контактного выпора в торфе, то есть

$$D_0^{max} \leqslant \bar{\delta}. \qquad (275)$$

Значения D_0^{max} находят по формуле (271), а $\bar{\delta}$ — по (245)...(249) в зависимости от категории осушаемого грунта. Если сыпучий фильтр в связных грунтах и плотных торфяниках устраивают только сверху (на $^2/_3$ периметра), что вполне допустимо, то для выполнения второго условия дополнительно необходимо, чтобы

$$\Delta(\text{или } D_{0,д}) \leqslant \bar{\delta}. \qquad (276)$$

Выполнение третьего условия проверяют по соотношению (263), при этом $k_ф$ можно приближенно оценить по формуле (235). Часто используют таблицы и формулы, содержащиеся в различных нормативных документах. Приведенные в них данные соответствуют поперечной фильтрации в чистой воде, определяемые в приборах типа Дарси, Каменского и др. Однако необходимо иметь в виду то обстоятельство, что при гончарном дренаже во всех фильтрах, в особенности в очень тонких, таких как стеклохолст, имеет место не поперечная, а продольная фильтрация. Кроме того, все без исключения фильтры в той или иной степени кольматируются в процессе работы дренажа. Степень кольматации зависит от физико-технических свойств фильтра и гранулометрического состава грунта, в котором он уложен, а также от конструктивных особенностей самих дренажных труб, определяющих направление фильтрационного потока и распределение его градиентов. Сказанное в полной мере относится к пластмассовым дренажным трубам и трубофильтрам. Поэтому для определения коэффициентов фильтрации материалов, предназначенных для защиты дренажа от заиления, проверки соответствия их заданным грунтовым условиям, а также при испытаниях и определении $k_ф$ трубофильтров лучше пользоваться лабораторным методом с проведением экспериментов в грунтовых лотках по схеме подрусловой дрены (рис. 52). Приток воды к подрусловой дрене длиной

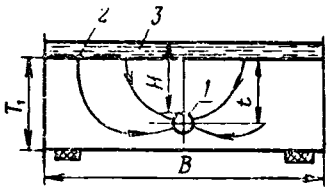


Рис. 52. Схема подрусловой дрены (лоток):
1 — дрена; 2 — поверхность грунта; 3 — поверхность воды.

L, несовершенной по характеру вскрытия пласта и уложенной с фильтром, определяют по зависимости

$$Q=\frac{2\pi k_{гр}HL}{\Phi_0+\Phi_i}, \qquad (277)$$

где Φ_0 — фильтрационные сопротивления идеальной дрены (полости в грунте), обусловленные граничными условиями фильтрации, по В. В. Ведерникову (1939);

$$\Phi_0=\ln\left[\operatorname{tg}\frac{\pi(4t-D)}{8T_1}\operatorname{ctg}\frac{\pi D}{8T_1}\right], \qquad (278)$$

где T_1 — мощность водоносного слоя; t — глубина дрены; D — наружный диаметр трубы; Φ_i — фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством трубы по конструкции и влиянием защитного фильтра;

$$\Phi_i=\left(\frac{k_{гр}}{k_ф}-1\right)\ln\frac{D+2\delta}{D}+\frac{k_{гр}}{k_ф}C_i, \qquad (279)$$

где C_i — фильтрационные сопротивления, обусловленные несовершенством водоприемной поверхности труб, определяемые по формулам схемы 2 приложения.

Подставляя (278) и (279) в уравнение (277) и разрешив его относительно $k_ф$, получим

$$k_ф=\frac{k_{гр}\left(\ln\frac{D+2\delta}{D}+C_i\right)}{\frac{2\pi k_{гр}HL}{Q}-\ln\left[\operatorname{tg}\frac{\pi(4t-D)}{8T_1}\operatorname{ctg}\frac{\pi D}{8T_1}\right]-\ln\frac{D+2\delta}{D}}. \qquad (280)$$

Все входящие в эту формулу параметры известны заранее. Величину дренажного стока Q замеряют во время эксперимента. Для получения достоверных данных грунтовый лоток и схема опыта должны удовлетворить следующим условиям:

$$D/T_1\leqslant 0{,}15;\ D/t\leqslant 0{,}5;\ D/B\leqslant 0{,}03;\ L\geqslant 0{,}66\ м, \qquad (281)$$

где B — поперечный размер лотка; L — продольный (по оси дрены) размер лотка.

Опыты продолжают до стабилизации расходов, но не менее 2 сут. Водопроницаемость грунта определяют известными методами (прибор Дарси, по гидродинамической сетке и др.). При изучении $k_ф$ трубофильтров в зависимостях (278)...(280) D — внутренний диаметр, δ — толщина стенки.

Полученные по данному методу значения $k_ф$ будут соответствовать только данному грунту и данной конст-

рукции трубы. Определив $k_ф$ в чистой воде и сравнив его с полученными в грунтовом лотке, можно оценить продольный коэффициент фильтрации и степень кольматации фильтра. Естественно, что проводить эксперименты по определению $k_ф$ со всеми встречающимися грунтами и конструкциями дренажных труб практически невозможно. Поэтому нужно выбрать крайние по опасности кольматации фильтра разновидности грунта и крайние по вскрытию поверхности трубы (например, керамические и пористые).

Пример. В грунтовом лотке гончарная дрена ($D=0{,}1$ м; $L=1$ м; $S_1=0{,}33$ м; $\tau_1=0{,}003$ м) уложена со сплошным фильтром из стеклохолста ($\delta=0{,}001$ м; $k^0_ф=300$ м/сут). Лоток загружен мелкозернистым песком ($k_{гр}=1{,}2$ м/сут). При условиях опыта ($T_1=1$ м; $t=0{,}7$ и $H=0{,}8$ м) дренажный сток составил 46,3 см³/с ($Q=46{,}3:11{,}57=4$ м³/сут). Определить расчетный коэффициент фильтрации стеклохолста.

По выражению (15)

$$C_i=\frac{1}{3{,}14}\ln\frac{4\cdot 0{,}33}{0{,}1}\ln\frac{1}{\sin\frac{3{,}14}{2}\frac{0{,}003}{0{,}33}}=3{,}75$$

и по зависимости (280) вычисляем

$$k_ф=\frac{1{,}2\left(2{,}3\lg\frac{0{,}1+2\cdot 0{,}001}{0{,}1}+3{,}75\right)}{\frac{2\cdot 3{,}14\cdot 0{,}8\cdot 1}{4}-2{,}3\lg\left[\operatorname{tg}\frac{3{,}14(4\cdot 0{,}7-0{,}1)}{8\cdot 1}\operatorname{ctg}\frac{3{,}14\cdot 0{,}1}{8\cdot 1}\right]-2{,}3\lg\frac{0{,}1-2\cdot 0{,}001}{0{,}1}}=15{,}8 \text{ м/сут.}$$

Сравнивая $k_ф$ с $k^0_ф$, полученным в чистой воде при поперечной фильтрации, видим, что вследствие кольматации и продольной фильтрации, расчетный $k_ф$ в 19 раз меньше.

Если на связных почвах в качестве фильтров применяют структурные материалы (стеклохолст, солома, очес верхового торфа и др.), то единственной опасностью с точки зрения дренажа будет их кольматация. Хотя связные грунты не относятся к суффозионным и кольматажа структурных фильтров не должно быть, на практике, поскольку в начальный период траншейная засыпка довольно рыхлая, наблюдается некоторая закупорка пор.

Методов расчета кольматации структурных фильтров в связных грунтах в настоящее время нет. Единствен-

ную возможность оценки этого явления представляют специальные лабораторные опыты.

Наиболее экономичные структурные материалы в качестве фильтров дрен в связных грунтах — это стеклохолсты. Они надежно предохраняют дренаж от заиления, хотя при этом могут существенно кольматироваться. Однако коэффициенты фильтрации даже сильно закольматированных стеклохолстов составляют не менее 2 м/сут, что во много раз превышает водопроницаемость супесей и суглинков. Для уменьшения степени кольматации стеклохолстов в этих грунтах необходимо присыпать их слоем 15...20 см гумусового грунта. Лучший эффект получается, если сверху стеклохолста предварительно уложить слой 3...4 см слаборазложившегося фрезерного торфа (торфокрошку).

В настоящее время гончарный дренаж укладывают преимущественно с фильтрами из стеклохолста по прерывистой (полоски на стыках), комбинированной и сплошной схемам (рис. 53, *а*, *б*, *в*) с частичным применением ручного труда. Стремление улучшить условия производства работ, повысить производительность труда, обеспечить надежность сочленения трубок при одновременной защите их от заиления привело в последние годы к широкому экспериментированию и частичному внедрению всевозможных соединительных деталей-

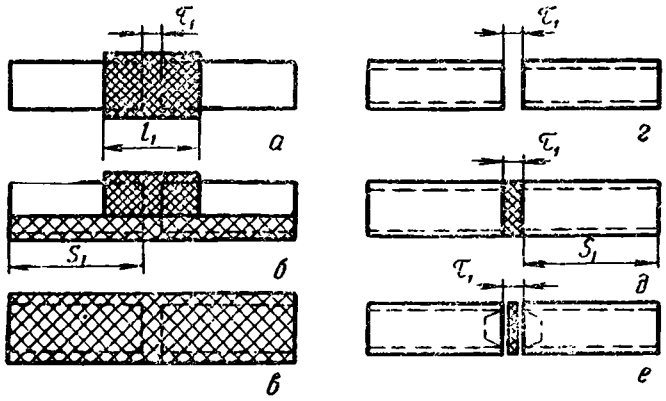


Рис. 53. Схемы укладки керамического дренажа:

а — с прерывистым фильтром или наружными фильтрующими муфтами; *б* — с комбинированным фильтром; *в* — со сплошным фильтром; *г* — без фильтра; *д* — с пористыми шайбами в стыках; *е* — с внутренними втулками.

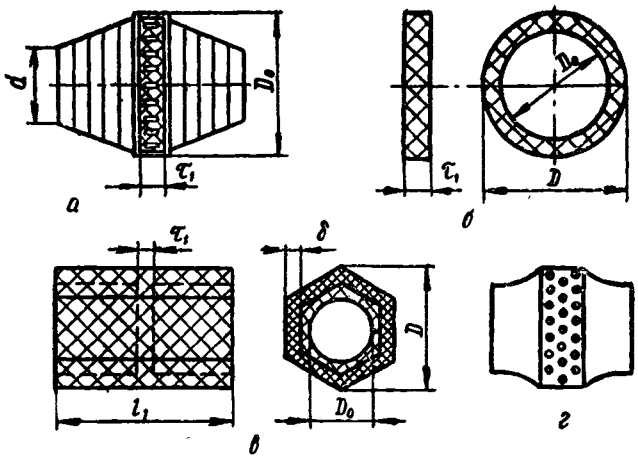


Рис. 54. Схемы соединительных деталей фильтров для керамического дренажа:

а — втулка Львовгипроводхоза; *б* — шайба-фильтр ЦНИИМЭСХ; *в* — муфта из ПЭ-холста БелНИИМиВХ; *г* — втулки СевНИИГиМ.

фильтров (муфт, втулок, шайб и др.) из фильтрующих и водонепроницаемых материалов. Известны разработанные Львовгипроводхозом соединительные втулки из полиэтилена, имеющие продольнощелевую перфорацию в средней части с наклеенной сверху полосой стеклохолста шириной 15...19 мм (рис. 54, *а*). Втулки вставляют внутрь трубок (рис. 53, *е*) одновременно с их укладкой на склиз экскаватора. Несколько отличную конструкцию втулок предложил СевНИИГиМ. Втулки из полиэтилена имеют в средней части мелкие круглые отверстия и фильтром не перекрываются (рис. 54, *г*). Вставляют их также внутрь трубок. По мнению авторов, дренаж заиляться не должен ввиду того, что над мелкими отверстиями всегда будет обеспечиваться устойчивое сводообразование из частиц скелета грунта.

Из других предложений отметим шайбы ЦНИИМЭСХ из стекловаты или стеклохолста (рис. 54, *б*), вставляемые встык между трубками (рис. 53, *д*), и муфты БелНИИМиВХ из ПЭ-холста, надеваемые на трубки снаружи (рис. 54, *в* и 53, *а*).

При создании (применении) приемлемых для практики соединительных деталей следует наряду с обеспечением надежности сочленения трубок, защиты их от

заиления и удобств механизированной укладки не упускать из виду главный вопрос — осушительный эффект дренажа.

Применяя различные муфты, втулки и др., можно осуществить надежное сочленение трубок, убрать рабочего из траншеи, повысить производительность труда, но при этом осушительный эффект дренажа по сравнению с круговым (сплошным) фильтром будет заведомо ниже (табл. 34).

34. Сток из дрен, уложенных в грунтовом лотке с различными соединительными деталями-фильтрами

Схема укладки гончарных дрен	Сток Q, см³/с	Q/Q_0
Без фильтра, $\tau_1=2$ мм	0,33	0,38
С шайбами ЦНИИМЭСХ, $\tau_1=10$ мм	0,35	0,40
С втулками Львовгипроводхоза, $\tau_1=15$ мм	0,36	0,42
С муфтами БелНИИМиВХ, $l_1=90$ мм; $\tau_1=2$ мм; $\delta=2$ мм	0,58	0,67
С полосками стеклохолста на стыках, $\delta=1$ мм; $l_1=200$ мм; $\tau_1=2$ мм	0,80	0,92
С круговым фильтром из стеклохолста (Q_0), $\delta=1$ мм; $\tau_1=2$ мм	0,87	1,0

Применение муфт, втулок и шайб взамен сплошного фильтра из стеклохолста намного уменьшает приточность воды к дренам, их осушительный эффект. Отсюда неизбежно возникает необходимость уменьшения междренных расстояний. Кроме того, опыты Н. М. Варнакова показали, что вставка внутрь гончарных трубок соединительных втулок, вследствие уменьшения площади их сечения и создания дополнительной внутренней шероховатости, существенно ухудшает гидравлические характеристики дренажа. Пропускная способность уменьшается в 1,8...2 раза, что влечет за собой необходимость уменьшать предельные длины дренажных линий и переходить на бо́льшие диаметры.

Применение тех или иных соединительных деталей-фильтров должно сопровождаться технико-экономическим анализом с учетом осушительного эффекта, затрат на материалы, рабочую силу и технику. Наиболее приемлемым вариантом следует считать наружные сплош-

ные фильтры из материала, соответствующего заданным грунтовым условиям. Широкие ($l_1 \geqslant 100$ мм) наружные муфты из хорошо фильтрующего материала в некоторых случаях также могут оказаться эффективными.

7. Тенденции и практика защиты дренажа от механического заиления

В решении вопросов защиты дренажа в мелиоративной практике наметилось несколько различных направлений. Длительное время стремятся подобрать (создать) такой материал, который был бы пригоден в качестве фильтров дрен во всех категориях грунта и при этом был технологичным и экономичным. Предпринимаются также многочисленные попытки создать пластмассовые трубы с тонкослойными и объемными фильтрами, устраиваемыми в заводских условиях, которые можно было бы укладывать во всех случаях дренирования. И, наконец, наметилась тенденция изготовления труб с фильтрующими стенками (пористые, трубофильтры), а также устройства перфорации в трубах, которая позволила бы укладывать дренаж в любых грунтах без фильтров.

С производственной и экономической точки зрения предпочтительно последнее направление, так как решаются вопросы технологии и механизации строительства, снабжения материалами и др.

Однако эти задачи в общем случае, учитывая все многообразие грунтовых условий, в указанных постановках полностью решить невозможно. Возьмем материалы для фильтров. Наиболее подходящие — это песчано-гравийные смеси. В принципе во всех без исключения грунтах и практически для любых труб (по конструкции) можно подобрать состав фильтра из песчано-гравийной смеси, пусть даже двух- или трехслойный. Однако в каждом конкретном случае необходимы соответствующие расчеты, подбор карьеров, отсев фракций, далеко не на всех объектах имеются близко расположенные карьеры грунтов подходящего состава, возникают значительные транспортные расходы; не решены вопросы механизации укладки фильтров, велики трудозатраты. Все это приводит к тому, что из применяемых в настоящее время фильтров песчано-гравийные смеси самые дорогие и в

десятки раз могут превышать стоимость самих дренажных труб. В гумидной зоне СССР песчано-гравийные смеси в качестве фильтров мелиоративного дренажа применяют крайне редко. Наибольшее распространение получили структурные фильтры из всевозможных естественных и искусственных материалов.

Рассмотрим, насколько же реально создать (подобрать) структурный фильтр, пригодный во всех без исключения грунтовых условиях. Возьмем связные грунты. Как показывают расчеты по приведенным выше формулам, практически для всех связных грунтов, включая и пылеватые пески с содержанием частиц $d<0{,}05$ мм более 20%, из условия недопущения отрыва и отслаивания агрегатов размер пор в фильтре должен быть не более 0,6 мм. Фильтры с такими размерами пор создать несложно. Теперь рассмотрим несвязные грунты. С одной стороны, мы имеем массу очень мелкозернистых песков, включая и плывуны, с другой, хотя и редко, но на глубине закладки дрен, встречаются средне- и крупнозернистые пески. Для того чтобы фильтр обеспечивал непросыпаемость частиц скелета самого мелкозернистого несвязного грунта, размер его пор, как показывают расчеты и анализы (см. рис. 44), должен быть не более 0,15 мм. В то же время, чтобы фильтр не кольматировался в наиболее крупном песке (см. рис. 45 и табл. 29), минимальный размер его пор должен быть больше 0,3 мм $(1{,}1\cdot 3\cdot 0{,}10=0{,}33)$. Создать фильтр, у которого поры были бы одновременно $<0{,}15$ и $>0{,}3$ мм невозможно. Значит, теоретически можно создать (подобрать) фильтр, удовлетворяющий только какой-то определенной части из всей гаммы встречающихся грунтов. Наиболее приемлемы из существующих и применяемых в мелиоративной практике стекловолокнистые холсты и полиэтиленхолст.

Первые исследования в нашей стране по применению стеклохолстов типа ВВ-Г и ВВ-Т в качестве фильтров мелиоративного дренажа выполнены в 1961 г. Начиная с 1964 г. в БССР стеклохолст является практически единственным материалом, применяемым для защиты дренажа от механического заиления. Позже он стал основным фильтром дрен в Прибалтийских республиках, на Украине, в Нечерноземье и других районах гумидной зоны страны. Лабораторные и полевые эксперименты и практика показывают, что стеклохолсты

в абсолютном большинстве случаев являются вполне надежными и долговечными фильтрами.

Размеры пор в стекловолокнистых холстах колеблются в пределах 0,12...0,2 мм, и по условиям сводообразования их можно применять в грунтах, 60%-ный диаметр частиц которых не менее 0,066 мм, а по условию некольматируемости — в грунтах, максимальный диаметр суффозионных частиц в которых не превышает 0,06 мм. К первым относятся мелкие пылеватые, ко вторым — крупнозернистые пески. Для несвязных грунтов, по механическому составу лежащих в промежутке между указанными пределами, условия сводообразования и некольматируемости выполняются автоматически.

Анализ частоты повторности таких грунтов (см. табл. 28, 29 и рис. 44, 45) свидетельствует о том, что из всей гаммы несвязных грунтов мелкозернистых, имеющих $d_{60}<0{,}066$ мм, менее 6%, а крупнозернистых, у которых $d_{ci}^{max}>0{,}06$ мм,— не более 5,5%. Таким образом, стекловолокнистые холсты с диаметрами пор 0,12...0,2 мм пригодны в качестве фильтров мелиоративного дренажа в 88...89% несвязных грунтов. Указанные типы стеклохолстов пригодны в качестве фильтров также во всех без исключения связных грунтах.

Как быть с защитой в оставшихся случаях? В очень мелкозернистых песках и плывунах допускается укладывать сплошной фильтр из стеклохолста в 2...3 слоя, а сверху, как указывалось выше, присыпать его слоем 4...5 см торфокрошки. Присыпку траншей при этом следует делать грунтом из пахотного слоя (20...25 см). Что касается крупнозернистых песков, встречающихся иногда на глубине закладки дрен, то пластмассовые и гончарные трубы, если размеры перфорации и стыковых зазоров не превышают 1,5...2 м, можно укладывать без фильтров, а присыпку их (20...30 см) осуществлять гумусным грунтом. Лучше в качестве присыпки использовать торфокрошку, а при ее отсутствии — солому, очес верхового торфа и др.

Иногда высказываются сомнения о целесообразности использования стеклохолстов в качестве фильтров мелиоративного дренажа со ссылкой на западноевропейский опыт. Нам неизвестны работы, где приводились бы фактические данные, подтверждающие неприемлемость стеклохолстов в качестве фильтров дрен. Западноевропейский же опыт со стеклохолстами и другими анало-

гичными материалами, по нашему мнению (хотя мы и не знаем научных работ по этому поводу), мог оказаться неудачным по следующим причинам. Название «стеклохолст» говорит только о том, из какого материала сделан фильтр и очень мало о его структуре и физико-технических характеристиках. Из стеклянных элементарных волокон в зависимости от их диаметров, плотности упаковки и применяемого связующего (или без него) можно создать фильтр с большим количеством очень мелких пор. Водопроницаемость его будет высокой, защитные (от просыпаемости грунта) свойства великолепные, но он будет очень быстро кольматироваться в большинстве несвязных грунтов. Возьмем такой пример. Пусть диаметры фильтрационных ходов D_0 в стеклохолсте колеблются в пределах 0,08...0,12 мм. Непросыпаемость частиц скелета грунта через такой стеклохолст обеспечена практически во всех грунтах. Вычислим теперь размеры суффозионных частиц, которые будут свободно проходить через такой фильтр. По формуле (264) и таблице 33 имеем

$$D_{ci,1}=D_0/1{,}1a_*=\frac{0{,}08}{1{,}1\cdot 4}=0{,}0182 \text{ мм},$$

$$D_{ci,2}=\frac{0{,}12}{1{,}1\cdot 4}=0{,}0273 \text{ мм},$$

то есть суффозионные частицы размером $d_{ci}>0{,}03$ мм не будут проходить через фильтр и неизбежно его закольматируют.

Теперь посмотрим: а какой процент вероятности кольматажа? По крайней мере для условий Белоруссии таких несвязных грунтов, как это видно из рисунка 45, имеется почти 40%. Значит, если стеклохолст имеет $0{,}08\leqslant D_0\leqslant 0{,}12$, то он не будет соответствовать более чем $^1/_3$ несвязных грунтов. Известные нам образцы западноевропейских фильтров из стеклохолста намного плотнее (менее проницаемы для суффозионных частиц), чем отечественные. В этом собственно и заключается причина неудачного (если он действительно есть) опыта применения очень плотных фильтров из стекловолокнистых материалов в Западной Европе.

Из выпускаемых в СССР наиболее приемлемым в качестве дренажных фильтров является стеклохолст марки ВВ-АМ. Преимущества его состоят в хороших защитных (от заиления) свойствах, достаточно высокой проч-

35. Оптимальные способы защиты горизонтального трубчатого дренажа от механического заиления

Характеристика грунта	Рекомендуемые материалы и варианты укладки фильтров
Глины, тяжелые суглинки и тяжелые супеси	1. Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем вокруг труб 2. То же, сплошной лентой сверху труб (на $^2/_3$ периметра) при размерах водоприемных отверстий в них не более 3 мм 3. Песчано-гравийная смесь слоем $>$ $>$10 см, подобранная из условия непросыпаемости фильтра через водоприемные отверстия в трубах Во всех вариантах присыпка фильтра грунтом из пахотного слоя на высоту не менее 20...30 см
Супеси и пылеватые суглинки	1. Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем вокруг труб 2. То же, и торфокрошка слоем 4...5 см сверху 3. Песчано-гравийные смеси слоем $>$ $>$10 см, подобранные из условия непросыпаемости фильтра в трубы
Мелкозернистые и пылеватые пески	1. Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем вокруг труб 2. То же, и торфокрошка слоем 4...5 см сверху В обоих случаях присыпка грунтом из пахотного слоя на высоту 15...25 см и немедленная засыпка траншей на всю глубину
Плывуны	Стеклохолст в 2...3 слоя или полиэтиленхолст в один слой вокруг труб, присыпка слоем 4...5 см торфокрошки и гумусным грунтом из пахотного слоя на высоту 20...30 см и немедленная засыпка траншей на всю глубину
Средне- и крупнозернистые пески	1. Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем (с проверкой условий некольматируемости суффозионными частицами) 2. Без фильтров при размерах водоприемных отверстий $<$1,5 мм и наличии в грунте частиц $>$1 мм не менее 40%. Присыпка грунтом из пахотного слоя

Продолжение

Характеристика грунта	Рекомендуемые материалы и варианты укладки фильтров
Торф низинный плотный ($\gamma_{ск} > 90$ кг/м^3, $R \geqslant 35\%$)	1. Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем или только сверху (на $^2/_3$ периметра) труб, присыпка сухим торфом из верхнего слоя почвы, немедленная засыпка траншей на всю глубину 2. Солома сверху сплошным слоем толщиной более 5 см в уплотненном состоянии, присыпка сухим торфом из верхнего слоя почвы, немедленная засыпка траншей
Торф низинный малой плотности ($\gamma_{ск} < 80$ кг/м^3, $R \leqslant 35\%$)	Стекло- или полиэтиленхолст сплошным слоем, присыпка слаборазложившимся сухим торфом ($R \leqslant 15\%$) слоем 10...15 см, немедленная засыпка траншей на всю глубину

ности, транспортабельности и дешевизне. Но обращение со стеклохолстом требует определенных мер предосторожности. Необходимо рабочих обеспечить очками, перчатками, марлевыми повязками. При хранении холсты следует защищать от намокания, так как они теряют при этом прочность.

Разработанные недавно полиэтиленхолсты имеют практически одинаковую со стеклохолстами фильтрационную способность, размеры пор колеблются в таких же пределах. Опытами В. А. Воронцова установлена их высокая защитная способность. Наряду с этим полиэтиленхолсты практически лишены всех перечисленных выше недостатков стеклохолстов. Прочность полиэтиленхолстов на разрыв в 5...7 раз выше, чем стеклохолстов, они абсолютно безопасны в обращении, не размокают, морозостойки, эластичны, однородны по составу. Со временем они должны стать основным материалом для фильтров мелиоративного дренажа, тем более для пластмассовых труб. Уже разработана технология нанесения ПЭ-холстов на трубы в заводских условиях одновременно с их экструзией. Применение труб с фильтро-оболочкой из полиэтиленхолста позволит полностью механизировать процессы строительства дренажа, применить наиболее прогрессивные бестраншейный и узкотраншейный способы.

36. Способы защиты трубчатого дренажа от заиления железистыми соединениями

Максимальное (расчетное) содержание Fe^{2+} в грунтовых водах, мг/л	pH	Характер и степень заиления дренажа	Комплекс защитных мероприятий
<3	3,5...6,5	Тонкая пленка охры на стенках труб	Специальной защиты не требуется
3...6	4,7...7,4	Небольшой слой охристого осадка в устьях, на стенках труб, в понижениях дренажных линий, пятнообразный налет на фильтрах	Повышенные уклоны дрен ($i \geqslant 0{,}004$; $v \geqslant 0{,}35$ м/с); фильтры из стеклохолста и других инертных материалов; известкование кислых почв
6...10	4,3...7,2	Заметный слой осадка охры в устьях дрен и коллекторов, на стенках труб в понижениях, частичная кольматация водоприемных отверстий и фильтров	Повышенные уклоны дрен ($i \geqslant 0{,}004...0{,}005$; $v \geqslant 0{,}35...0{,}4$ м/с); увеличение размеров водоприемных отверстий; фильтры из инертных материалов, внесение ингибиторов в засыпку (1 кг/м); известкование и глубокое рыхление почвы
>10	4,3...7,7	Частичная и полная закупорка труб охрой в понижениях и местах подсоединения дрен к коллекторам, существенный кольматаж водоприемных отверстий в трубах и фильтрах	Предварительное осушение каналами; повышенные уклоны дрен ($i \geqslant 0{,}005$; $v \geqslant 0{,}4$ м/с); фильтры из песчано-гравийной смеси, стеклохолста, льняной костры, соломы, торфокрошки, внесение ингибиторов в засыпку (1...2 кг/м); известкование почв (0,3...0,5 т/га) с запашкой на глубину 0,3...0,4 м; глубокое рыхление или кротование

В таблице 35 приведены рекомендуемые материалы в качестве фильтров дрен и наиболее приемлемые способы их укладки.

На практике защиту горизонтального трубчатого дренажа от механического заиления осуществляют по-разному в зависимости от имеющихся материалов и их дефицитности, применяемых конструкций труб, типа дреноукладочных машин, грунтовых и гидрогеологических условий. Часто защиту керамического дренажа из-за недостатка материалов выполняют по следующей схеме: на дне траншеи расстилают сплошную полосу стеклохолста шириной не менее 15 см, на нее укладывают трубы и затем каждый стык перекрывают полосой стеклохолста шириной 10...15 см и длиной, равной $3D$. Сплошная полоса укладывается автоматически, для чего над склизом желоба трубоукладчика устанавливают бобину материала, а узкие полосы на стыках — вручную.

Наиболее приемлемы с точки зрения технологии, трудозатрат, экономичности пластмассовые дренажные трубы с объемными или тонкослойными фильтрами-оболочками заводского изготовления. В перспективе они должны получить максимальное распространение в гумидной зоне. Необходимо, однако, отметить, что в решении вопросов защиты дренажа от заиления и обеспечения требуемого осушительного эффекта весьма важную роль играет технология проведения работ. Часто случается, что правильно запроектированный и качественно построенный дренаж не оказывает достаточного осушительного действия и в то же время трубы не заилены внутри; причиной может быть неправильная технология укладки дренажа, о чем указывалось в главе II.

Полный или частичный выход из строя горизонтального трубчатого дренажа нередко происходит вследствие заиления его отложениями железистых соединений, часто называемого заохриванием, под которым, как и при механическом заилении, понимается закупорка полостей труб, водоприемных отверстий и кольматаж фильтров продуктами жизнедеятельности железобактерий и окислительных реакций. Рекомендуемые способы защиты приведены в таблице 36.

ГЛАВА VII

УПЛОТНЕНИЕ И МИНЕРАЛИЗАЦИЯ ОСУШАЕМЫХ ТОРФЯНИКОВ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ИХ ПРИ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОМ ИСПОЛЬЗОВАНИИ

1. Факторы, определяющие интенсивность уплотнения и разложения торфа

На неосушенном болоте уровень грунтовых вод бо́льшую часть года расположен у поверхности, твердые частицы находятся во взвешенном состоянии, давление между ними небольшое и на глубине l от поверхности выражается зависимостью

$$P_в = (\Delta - \Delta_0)\, l / (1 - \varepsilon_0), \qquad (282)$$

где Δ — плотность торфа; Δ_0 — плотность воды; ε_0 — коэффициент пористости грунта. Для неосушенных низинных торфяников $\Delta = 1500...1650$ кг/м^3, $\varepsilon_0 = 10...15$.

Давление между частицами на глубине $l = 1$ м составляет в среднем 400...600 Па.

В естественном (до осушения) состоянии в торфянике преобладают анаэробные микробиологические процессы, разложение остатков растительности (минерализация) идет крайне медленно, превалируют процессы накопления и консервации органогенной породы.

Осушение и сельскохозяйственное освоение болот приводят к значительному относительно стабильному понижению УГВ и резкому изменению статического состояния и направленности почвенных процессов в торфянике. Твердые частицы верхнего, осушенного слоя вследствие устранения взвешивающего усилия воды всей своей массой и массой удерживаемой ими воды давят на нижние. Теперь давление между твердыми частицами, расположенными ниже УГВ, $P = \gamma h$, где γ — объемная масса грунта, h — глубина УГВ. При понижении уровня воды на 1 м давление между твердыми частицами на этой глубине при средней объемной массе торфа

800...900 кг/м^3 составляет 8...9 кПа. Это же давление передается на всю нижележащую толщу торфа. Следовательно, давление увеличивается в 15...20 раз и обусловливает уплотнение (осадку) всей толщи торфяной залежи.

Верхние, осушенные слои торфа представляют собой трехфазную дисперсную систему, состоящую из твердых частиц различной формы и размеров, пространство между которыми заполнено водой и воздухом, что обусловливает возникновение капиллярных сил. Капиллярное давление тем больше, чем больше удаляется воды и меньше размеры пор. В осушенном торфе оно достигает значительных величин и способствует сближению частиц, уплотнению залежи. С другой стороны, аэрация верхних, осушенных слоев залежи приводит к резкой интенсификации микробиологической деятельности, замене анаэробных процессов аэробными, что влечет за собой усиленное разложение органического вещества, его минерализацию. Вместо процесса консервации остатков растений начинается интенсивное разрушение органического вещества. Существенное влияние на общие потери органики оказывают ветровая и водная эрозия, вынос питательных веществ растениями, разрушение волокон при обработке почвы и др.

Совместное действие указанных процессов приводит к значительному, затухающему во времени уплотнению всей толщи торфяной залежи и большим безвозвратным потерям органического вещества. В конечном итоге торф как вещество исчезает, жизнь торфяной почвы прекращается.

О том, что торфяник вследствие осушения и сельскохозяйственного использования уплотняется, минерализуется и в конечном итоге исчезает как почва, известно было еще в прошлом веке. Однако интенсивность процессов уплотнения и разложения органогенной породы, факторы, определяющие их, пока изучены недостаточно полно, а мнения отдельных авторов весьма разноречивы. С. Г. Скоропанов оценивает долговечность торфяно-болотных почв в 400...450 лет, В. Стефанс, В. Вайр, А. В. Смирнов считают, что разрушение и исчезновение торфа может произойти за 40...50 лет.

В специальной литературе давно утвердился термин «сработка» торфа, подразумевающий среднее ежегодное уменьшение мощности торфяного слоя под влияни-

ем осушения и сельскохозяйственного использования болот. Имея данные о величине сработки, можно приближенно оценить мощность залежи на любой период ее эксплуатации и долговечность торфяно-болотной почвы. Однако и в этом случае имеются существенные расхождения. По данным В. Н. Грамматина, сработка торфа на Новгородском пункте составляла 2...4 см/год, У. Х. Томберг (1958) оценивает ее в 1...2 см/год. По исследованиям С. Г. Скоропанова, сработка торфа на Минской опытной болотной станции в среднем за 46 лет составила 0,5...2,04 см/год. Стефанс связывает сработку с глубиной осушения. При этом УГВ в 0,3; 0,6 и 0,9 м соответствует сработке 1,5; 3,5 и 5,8 см/год. По сообщению Р. В. Эллисона, сработка торфа в штате Флорида достигала 6,3 см/год. При этом величина сработки торфа не связывается с его начальной мощностью и степенью разложения, интенсивностью осушения, характером использования почвы. Поскольку уплотнение и минерализация торфа — процесс, затухающий во времени (рис. 55, 56) и никак не равномерный, оценка степени уплотнения торфа (осадки) и долговечности его по величине сработки весьма некорректна. В этой связи можно сослаться также на данные М. Н. Окуневой, которая установила, что сработка в первые годы осушения составляет 2...4 см/год, через 10 лет — 1,5...2 и спустя 50... 60 лет — 1...1,5 см/год.

Рассмотрим основные факторы, определяющие величину и интенсивность уплотнения и минерализации тор-

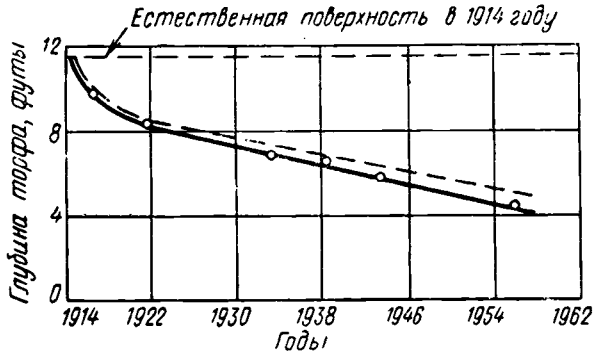


Рис. 55. Зависимость осадки торфа от времени (по Р. Эллисону).

фа в процессе его осушения. Первопричиной будет стабильное понижение УГВ после проведения осушительных мелиораций. Многочисленными исследованиями установлено, что интенсивность уплотнения и разложения торфа пропорциональна величине понижений УГВ. Чем глубже он опускается, тем больше давление между частицами и бóльшая толща органики подвергается интенсивному микробиологическому разложению и окислению. Величина понижения УГВ в известной степени определяется нормой осушения, которая, в свою очередь, зависит от направления сельскохозяйственного использования болот. Для трав, например, нужна меньшая норма осушения, чем для зерновых и пропашных.

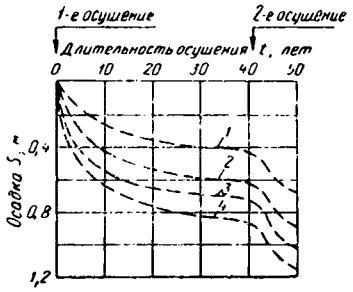


Рис. 56. Зависимость осадки торфа от длительности осушения (по Р. Эггельсманну). H — глубина торфа:

1 — $H=1{,}7\pm0{,}07$ м; 2 — $H=2{,}24\pm\pm0{,}08$ м; 3 — $H=3{,}07\pm0{,}01$ м; 4 — $H=3{,}62\pm0{,}15$ м.

Под сельскохозяйственные угодья осушают торфяники различной начальной плотности и степени разложения органического вещества. Объемная масса твердого вещества δ колеблется в пределах 70...140 кг/м^3, степень разложения R —15...40%. Интенсивность разложения и уплотнения торфа при прочих равных условиях в основном зависит от исходной (до осушения) степени его гумификации. Условия болотообразования и водного режима определяют не только степень разложения торфа, но и степень его консервации. Если болото было постоянно переувлажнено и относительно молодое, то степень разложения органического вещества малая (10—15%), невелика и степень его консервации. Если в процессе длительного развития болота происходила периодическая продолжительная его осушка (глубокое опускание УГВ вследствие изменения климатических условий), то степень разложения торфа высокая (R —35...45%) и велика степень его консервации. В первом случае освоение болота влечет за собой быструю гумификацию и большое уплотнение торфа, во втором — замедленную.

В этом аспекте значительный интерес представляют исследования М. Н. Никонова и В. И. Минкиной (1961) (табл. 37).

37. Степень разложения различных видов торфа

Тип и вид торфа	Степень разложения R, %		Зольность z, %		Потеря органического вещества в % от первоначального содержания
	исходная	через 13...15 лет	исходная	через 13...15 лет	
Верховой, сфагновый	3	21	3,17	6,56	50
» медиум	15	27	2,60	3,13	40
» пушицевый	45	55	2,10	2,38	20
Низинный, осоковый	15	28	6,01	8,83	30

Процесс минерализации интенсивнее идет в торфе с низкой степенью разложения и замедлен в хорошо разложившемся. Потери органического вещества за 13... 15 лет достигли 50% при начальной малой степени разложения остатков растений и намного меньше при высокой.

Интенсивность минерализации органического вещества торфа зависит также от природно-климатических условий местности. Жаркий и влажный климат способствует более быстрому разложению торфа, чем холодный и сухой.

2. Расчеты осадки торфа при проектировании дренажа

Проектирование горизонтального трубчатого дренажа на осушаемых болотах связано с расчетами осадки торфа. Уплотнение и минерализация торфа в процессе осушения уменьшает глубины каналов и дрен, изменяет уклоны дренажных линий. Расчеты осадки торфа необходимы для установления проектных глубин заложения дрен и каналов, назначения их продольных профилей, определения будущего рельефа поверхности торфяника. От правильности расчетов во многом зависит нормальное функционирование систем.

Уплотнение (осадка) торфа под влиянием осушения распространяется на всю его глубину — от поверхности до минерального дна. Происходит как понижение по-

верхности, так и осадка дна дрен. По глубине осадка распространяется неравномерно. Слои торфа, расположенные выше бытового УГВ, уплотняются значительно больше нижних, относительное уплотнение их в 2...4 раза выше (рис. 57).

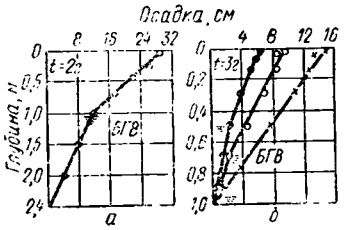


Рис. 57. Зависимость осадки торфа от его глубины и бытовых УГВ (эпюры осадки):

а — объект «Поня»; *б* — монолиты №№ 2...4; (t — длительность осушения; БГВ — бытовой горизонт воды в торфе).

Вследствие создаваемой осушителями депрессии УГВ максимально понижается вблизи дрен, каналов, поэтому осадка по створу, перпендикулярному к осушителям, распространяется неравномерно. Максимальных величин она достигает в приканальной зоне шириной 10...15 м, минимальных — посредине между осушителями. При этом осадка нарастает неравномерно во времени. Больше всего торф уплотняется в период производства строительных работ и в первый год после осушения (табл. 38).

38. Осадка торфа по годам

Опыты	Глубина торфа, высота монолита, м	УГВ, м	Суммарная осадка в см за				
			1-й месяц	1 год	2 года	3 года	4 года
Полевые («Поня»)	1,85	0,9...1,3	13,4	24,8	27,0	27,8	29,1
Лабораторные	1,00	0,98	10,1	13,8	14,9	15,7	16,2

В это время происходит почти исключительно механическое уплотнение (деформации скелета торфа) под действием гравитационных сил. Спустя 1...2 года нарастание осадки идет относительно равномерно с медленным затуханием и очень длительный период. Здесь уже превалируют процессы минерализации органического вещества. Уменьшение глубины осушительной сети идет непрерывно.

Основные факторы осадки — мощность торфяного слоя и плотность, глубина осушительной сети, длительность осушения. Для расчетов осадки торфа в разное время был предложен ряд преимущественно эмпирических формул, основанных на фактических данных. Основной недостаток их — игнорирование фактора длительности осушения и пространственной изменчивости величин осадки.

Осадка поверхности болот. Вследствие того что наряду с уплотнением происходит и минерализация органического вещества, расчет осадки торфяной залежи на длительный период осушения нельзя рассматривать как чистую задачу механики грунтов. Полевые и лабораторные исследования (Мурашко, 1960) показали, что процесс осадки поверхности торфяника при его осушении может быть описан дифференциальным уравнением

$$-\frac{dH}{dt}=\lambda hH, \qquad (283)$$

где $-\frac{dH}{dt}$ — скорость осадки; H — глубина торфа; h — глубина осушителей; t — время; λ — «постоянная осадки» — коэффициент, зависящий от физических свойств торфа.

Г. Вертц (1959) опубликовал аналогичное уравнение, но без учета h.

В результате интегрирования уравнения (283) и использования фактических данных по осадке на болотных массивах Белоруссии и Эстонии получено

$$S_п=AH_0\{1-\exp[-h(a+bt)]\}, \qquad (284)$$

где $S_п$ — осадка поверхности болота у бровок каналов и вблизи дрен, м; h — глубина канала, дрены, м; t — длительность осушения, лет; H_0 — начальная глубина торфа, м; A — коэффициент плотности торфа, зависящий от объемной массы твердого вещества; a — коэффициент скорости осадки в первом году осушения, 1/м; b — то же, в последующие годы, 1/м·год.

Коэффициенты a и b представляют собой зональные природно-климатические характеристики. Для условий Белоруссии, Прибалтики и Нечерноземной зоны РСФСР $a=0{,}07$ 1/м; $b=0{,}006$ 1/м·год.

Коэффициент плотности торфа A определяют по средневзвешенной величине объемной массы твердого вещества торфа или его естественной влажности W и степени разложения R (рис. 58).

Для практических расчетов по уравнению (284) необходимо иметь данные по глубине торфа, объемной массе твердого вещества и задаться глубиной дрен, каналов, обеспечивающей требуемую норму осушения. Параметр t выбирают, исходя из условий осушения, сроков ремонта или переустройства сети. Для закрытого дренажа рекомендуется t принимать равным половине срока по капитальности (20...25 лет), для каналов $t=5...10$ лет (до капитального ремонта или переустройства на дренаж).

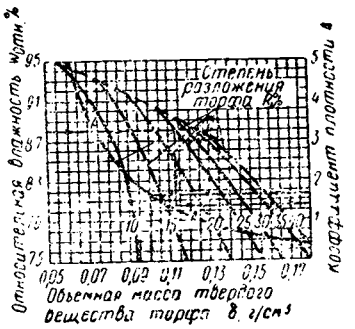


Рис. 58. Номограмма коэффициента плотности низинного торфа $A=f(\delta, W, R)$.

Уравнение (284) справедливо для низинных болот при $t \geqslant 1$ при осушении их горизонтальным трубчатым дренажем или каналами с бытовым горизонтом воды в них $h_0 \leqslant 40$ см. Если $h_0 > 40$ см, то в нем следует уменьшить глубину канала h на величину этого превышения. Например, при $h_1=2{,}5$ м и $h_0=1$ м в уравнение (284) следует подставить $h=2{,}5-(1-0{,}4)=1{,}9$ м.

Это уравнение можно использовать и для расчетов осадки поверхности переходных болот, приняв $a=0{,}065$ и $b=0{,}009$. Однако результаты следует считать приближенными ввиду того, что эти коэффициенты получены на основе небольшого экспериментального материала.

Для расчетов осадки поверхности верховых болот вблизи каналов и дрен применима формула Г. Вертца (1959)

$$S_в=H_0[1-\exp(-a_1t+b_1t^2)], \qquad (285)$$

где a_1 и b_1 — коэффициенты, определяемые по эмпирическим зависимостям

$$a_1=0{,}1486/\delta^{0{,}926}; \quad b_1=0{,}00492/\delta^{0{,}00926}.$$

Уравнение (285) справедливо при $t \leqslant 15$ лет и глубине осушения 1,1 м, что примерно соответствует глубине каналов 1,4...1,7 м и закрытых дрен — 1,2...1,4 м.

Осадка дна дрен и каналов, проектная глубина их. В процессе осушения болот уплотняется вся толща торфяного массива. Вместе с тем верхние, осушенные слои

уплотняются гораздо больше нижних. Поэтому постепенно уменьшается глубина заложения дрен (каналов), горизонт воды приближается к поверхности болота и может наступить момент, когда не будет обеспечиваться требуемая норма осушения. При резком изменении глубины и плотности торфа по трассам дрен и каналов вследствие неравномерности осадки торфа значительно искажаются их продольные профили. Дно дрен становится волнистым с обратными уклонами; образуются застои воды, способствующие заилению дрен и зарастанию каналов. Для предотвращения указанных последствий необходимо выбор трасс осушительных дрен и каналов и назначение их продольных профилей производить с учетом будущей осадки торфа ниже их дна.

Величина осадки дна дрен и каналов зависит от мощности нижележащего слоя торфа, глубины заложения осушителей, плотности торфа и времени. Взаимосвязь между скоростью осадки и указанными параметрами выражается уравнением (Мурашко, 1961).

$$-dH_д/dt=\lambda h H_д, \qquad (286)$$

где $H_д=H_0-h$ — глубина торфа ниже дна дрен.

В результате интегрирования этого уравнения и использования фактических данных по осадке дрен на низинных болотах Белоруссии и Эстонии получена следующая зависимость:

$$S_д=A(H_0-h)\{1-\exp[-h(c+dt)]\}, \qquad (287)$$

где $S_д$ — осадка дна дрен (каналов), м; c и d — коэффициенты скорости осадки ($c=0{,}021$ м$^{-1}$; $d=0{,}005$ м$^{-1}\cdot$год$^{-1}$).

Расчетные значения параметров A и t выбирают таким же образом, как и при вычислении осадки поверхности болот. Уравнение (287) справедливо при $(H_0-h)>0$ и $t\geqslant 1$.

Осадка дна дрен возрастает с увеличением их глубины и мощности нижележащего слоя торфа. Если уклон дрен назначить обратным уклону минерального дна болота, то глубина торфа в устье будет меньше, чем в истоке, и вследствие разной осадки уклон дрены может стать отрицательным на всем протяжении. Ввиду этого следует проектировать уклон дрен по уклону минерального дна болота. Если же укладка дренажа с уклоном, обратным уклону минерального дна болота, неизбежна,

то следует увеличить его на ожидаемую разность осадки истока и устья дрены. Для расчетов используют уравнение (287).

Целесообразно дренажные линии в плане располагать под острым углом к изолиниям минерального дна болота. В этом случае глубина торфа в устье дрены окажется больше, чем остальной части, и осадка будет способствовать увеличению уклона.

Проектная глубина дрен и каналов должна быть такой, чтобы после осадки торфа обеспечивалась требуемая норма осушения. Поскольку в процессе осушения происходит осадка как поверхности болота, так и дна дрен, эти величины следует учитывать отдельно. Осадка поверхности болота уменьшает глубину осушительной сети, осадка их дна — увеличивает. Поэтому проектную глубину осушителей определяют по зависимости

$$h_{пр}=h_{тр}+S_{п}-S_{д}, \qquad (288)$$

где $h_{тр}$ — требуемая техническими условиями глубина осушителей после осадки торфа.

Расчеты выполняют методом последовательных приближений. Проектную глубину дрен и каналов выбирают в соответствии со сроками капитальности сооружений. К расчетному периоду глубина осушительной сети должна обеспечивать необходимое понижение грунтовой воды. Горизонтальный трубчатый дренаж следует закладывать с таким расчетом, чтобы к концу срока капитальности глубина его от поверхности была не менее 0,5...0,7 м, что обусловлено, с одной стороны, требованиями механизированной обработки почвы, а с другой — глубиной промерзания торфа.

Расчеты осадки при реконструкции открытой сети на закрытый горизонтальный дренаж. На переувлажненных, имеющих малую плотность торфа и ранее не осушавшихся болотах строительство горизонтального трубчатого дренажа без предварительного осушения во многих случаях практически невозможно. Глубокие (более 2 м) залежи, дающие после осушения большую осадку, необходимо предварительно осушить открытой сетью, а спустя некоторое время реконструировать ее на дренаж.

Приведенные методы расчета осадки справедливы для впервые осушаемых болот, и прямой перенос их на реконструируемые объекты может привести к завышению расчетных глубин мелиоративной сети.

Рис. 59. Расчетная схема $S=f(t)$.

Максимальная интенсивность осадки торфа наблюдается в первый год после проведения осушительных работ. Длительность предварительного осушения торфяников для последующей закладки дренажа обычно принимают не менее 3 лет. Дренаж, проложенный на предварительно осушенном открытой сетью торфянике, менее подвержен деформациям, медленнее уменьшается его глубина в последующем. Кроме того, улучшаются условия строительства, что способствует более высокому качеству работ.

На рисунке 59 схематически представлен ход осадки поверхности болота и дна дрен во времени. Предположим, что дренаж глубиной $h_{пр}$ закладывают спустя $t_{пр}$ после осушения каналами. За период его работы, например $t_{кап}$, он будет иметь глубину $h_{тр}$. Но, очевидно, эту же глубину будет иметь и дренаж с начальным заглублением h, заложенный на неосушенном болоте, но за период $t_{пр}+t_{кап}$. Следовательно, закладка дренажа глубиной $h_{пр}$ спустя $t_{пр}$ лет после первичного осушения равносильна закладке дренажа глубиной h на участке без предварительного осушения или осушенном открытой сетью глубиной $h_к=h+h_0+0{,}3$ (0,3 м — превышение устья дрены или коллектора над бытовым горизонтом воды в канале h_0). Из рисунка 59 можно записать $h_{пр}=h_{тр}+S_{п,кап}-S_{д,кап}$ или

$$h_{пр}=h_{тр}+(S_{п,сум}-S_{п,пр})-(S_{д,сум}-S_{д,пр}), \qquad (289)$$

где $h_{пр}$ — проектная глубина дрен, закладываемых после предварительного осушения торфяника открытой сетью; $h_{тр}$ — требуемая по условиям сельскохозяйственного использования территории глубина дрен к концу срока их капитальности $t_{кап}$; $S_{п,пр}$ — осадка поверхности болота за период предварительного осушения $t_{пр}$ при глубине канала $h_к=h+h_0+0{,}3$; $S_{д.пр}$ — то же, для дна дрены; $S_{п,сум}$ — суммарная осадка поверхности болота за период $t_{сум}=t_{пр}+t_{кап}$; $S_{д,сум}$ — то же, для дна дрены.

Расчет выполняют в такой последовательности. Сначала по формулам (284) и (287) находят осадку поверхности торфа и дна канала за период предварительного

осушения, принимая за исходные параметры: A, H_0; $h = h_к - h_0 - 0{,}3$; $t_{пр}$. Затем по тем же формулам находят осадку поверхности торфа и дна дрены за период $t_{кап}$ и $t_{пр}$, считая, что дренаж устраивается на неосушенном болоте (A, H_0, $t_{сум}$, $h_{пр}$). Расчетная осадка получается как разность этих величин.

Изложенный метод расчета позволяет на 10...15% сократить объемы земляных работ по закладке дренажа по сравнению с расчетами без учета действия предварительного осушения.

3. Долговечность торфяно-болотных почв

Как указывалось выше, вследствие уплотнения и минерализации торфа при осушении и длительном сельскохозяйственном использовании мощность залежи постоянно с замедлением уменьшается, поверхность почвы приближается к минеральному дну болота и наступает момент, когда жизнь торфяно-болотной почвы, как специфического типа прекращается. Считается, что при мощности торфа в осушенном состоянии менее 0,2 м почва может быть отнесена к категории минеральных. Вебер писал, что болото — это местность, на которой залегают поверхностно на значительном протяжении гумусовые породы, бедные минеральными веществами, имеющие в осушенном состоянии мощность не менее 20 см. Эту величину ($H_{min} = 0{,}2$ м) можно принять за предел, ниже которого торфяно-болотная почва вследствие уплотнения и разложения органического вещества в процессе осушения и сельскохозяйственного использования прекращает свое существование. Правда, почва, как объект сельскохозяйственного использования не исчезает, но она будет уже качественно другой (часто менее плодородной), требующей иных приемов земледелия.

Для определения (прогнозирования) долговечности торфяно-болотных почв использованы (Мурашко, Бут-Гусаим, 1976) приведенные выше закономерности осадки торфа. Осадку поверхности болота можно представить как разность начальной и текущей глубины торфа $S_п = H_0 - H_t$. Тогда для расчета долговечности

$$H_t = H_{min} \text{ и } S_п = H_0 - H_{min}, \qquad (290)$$

где H_{min} — минимальная мощность торфа, ниже которой торфяно-болотная почва прекращает существовать как разновидность почвы.

С другой стороны, связь между глубиной дрен (каналов) и средней за вегетационный период нормой осушения болота можно выразить зависимостью

$$z = h - \bar{c}, \tag{291}$$

где z — норма осушения (при использовании торфяника под луговые культуры $z=0{,}7...0{,}8$ м, под зерно-пропашные — $z=0{,}9...1{,}1$ м); c — среднее превышение кривой депрессии над дном канала (дрены), равное 0,2...0,4 м.

Подставив значения (290) и (291) в формулу (284) и разрешив ее относительно t, получим зависимость, определяющую долговечность торфяно-болотной почвы

$$t = -\frac{\ln\left(1 - \frac{H_0 - H_{\min}}{AH_0}\right) + a(z+\bar{c})}{b(z+\bar{c})}. \tag{292}$$

В таблице 39 приведены вычисленные по формуле (292) значения долговечности торфяно-болотной почвы при различных исходной мощности, плотности торфа и направлении сельскохозяйственного использования. В расчетах принято: $z=0{,}75$ м при использовании осушенного торфяника под луговые культуры и $z=1$ м — под зерновые и пропашные; $H_{\min}=0{,}2$, $\bar{c}=0{,}3$ м; коэффициент плотности A определен по рисунку 58 как функция объемной массы твердого вещества δ.

39. Долговечность торфяно-болотной почвы

Глубина торфа, до осушения H_0, м	Объемная масса твердого вещества δ, кг/м³	Коэффициент плотности торфа A	Долговечность торфяно-болотной почвы (t, лет) при использовании под		Среднее ежегодное уменьшение слоя торфа (сработка), см/год, при использовании под	
			травы (z=0,75 м)	зерновые и пропашные (z=1 м)	травы	зерновые и пропашные
0,5	80	2,6	30	22	1,7	2,3
0,5	100	1,6	63	48	0,8	1,0
0,5	120	1,1	112	88	0,4	0,6
1,0	80	2,6	45	36	2,2	2,8
1,0	100	1,6	98	77	1,0	1,3
1,0	120	1,1	206	155	0,5	0,6
2,0	100	1,6	120	95	1,7	2,1
2,0	120	1,1	258	207	0,8	1,0
3,0	120	1,1	288	231	1,0	1,3

Расчеты показывают, что долговечность торфяно-болотных почв может колебаться в очень широких пределах (от 20 до 300 лет и более). Использование торфяников под луговые культуры по сравнению с пропашными способствует увеличению их долговечности в среднем на 30%. Долговечность мелкозалежных малоплотных торфяников при выращивании зерновых и пропашных культур не превышает 25...40 лет, поэтому предпочтительно использовать их под травы. Однако первоначальное плодородие таких торфяников довольно низкое. Для повышения его следует в первые 2...3 года создать условия для ускоренной гумификации и уплотнения торфа, а затем как можно больше замедлить эти процессы, то есть регулировать скорость разложений органического вещества. Это можно сделать частой и глубокой вспашкой в первые 2...3 года, посевом овса и вико-овсяной смеси, внесением больших доз минеральных удобрений и извести.

По истечении указанного срока торфяник следует использовать под луговые культуры.

Выбор направления сельскохозяйственного использования осушенного торфяника только по одной исходной его мощности (при $H_0 \leqslant 1$ м — под сенокосы и пастбища, при $H_0 > 1$ м — под зерновые и пропашные) нельзя считать достаточно обоснованным. Торф малой мощности, но плотный может оказаться более долговечным при использовании под зерновые и пропашные, чем глубокий, но малоплотный при использовании под травы. Например, при $H_0 = 0{,}5$ м и $\delta = 120$ кг/м^3 при выращивании пропашных $t = 88$ лет, а при $H_0 = 1$ м и $\delta = 80$ кг/м^3 при выращивании трав $t = 45$ лет.

Поскольку при любом направлении сельскохозяйственного использования торфяник раньше или позже исчезнет, естественно поставить цель — за период его долговечности получить максимальный экономический эффект. Исходя из этого условия А. С. Бут-Гусаимом разработана методика выбора направления использования торфяников на основе сравнения трех севооборотов: x — под полевым m-польным с наличием пропашных культур, y — под полевым n-польным с преобладанием зерновых без пропашных; z — под зерно-травяным p-польным с преобладанием трав.

Цель задачи — получить максимальную прибыль за срок долговечности, то есть

$$L=\sum_{j=1}^{l} C_{jx} m_{jx} x \frac{t_1}{m} + \sum_{j=l+1}^{q} C_{jy} m_{jy} y \frac{t_1}{n} +$$

$$+ \sum_{j=q+1}^{s} C_{jz} m_{jz} z \frac{t_2}{p} \longrightarrow \max, \qquad (293)$$

где L — максимальная прибыль с 1 га, р.; j — индекс видов продукции в севооборотах; l — количество видов продукции в севообороте x; q — то же, в $(x+y)$-севооборотах; s — то же, в $(x+y+z)$-севооборотах;

$$\sum_{j=h}^{l} C_{jx} m_{jx} x \frac{t_1}{m}; \quad \sum_{j=l+1}^{q} C_{jy} m_{jy} y \frac{t_1}{n}; \quad \sum_{j=q+1}^{s} C_{jz} m_{jz} z \frac{t_2}{p} -$$

прибыли от сельскохозяйственного использования удельных площадей x, y, z под полевыми и зерно-травяными севооборотами за срок долговечности t_1+t_2 при соответствующих чистых доходах C_{jx}, C_{jy}, C_{jz} от реализации единицы веса продукции при урожаях m_{jx}, m_{jy}, m_{jz} соответственно.

Задача оптимизации [уравнение (293)] в общем случае относится к классу задач нелинейного выпуклого программирования и должна решаться при следующих условиях:

1) $x+y+z \leqslant 1$ — ограничение на использование площади;

2) $x \geqslant 0$; $y \geqslant 0$; $z \geqslant 0$ — доля каждого севооборота не должна быть величиной отрицательной;

3) $a_{jx\,\min} \leqslant \eta_{jx} \leqslant a_{jx\,\max}$; $a_{jy\,\min} \leqslant \eta_{jy} \leqslant a_{jy\,\max}$; $a_{jz\,\min} \leqslant h_{jz} \leqslant a_{jz\,\max}$ — ограничение на верхний и нижний предел объема производства продукции;

4) $a_{ijx} m_{jx} + a_{ijy} m_{jy} + a_{ijz} m_{jz} \leqslant A_i$ — ограничения по затратам труда, расходу удобрений, денежных средств и др.

Ввиду того что прогнозировать перечисленные величины на срок долговечности торфяника невозможно, естественно сделать такие допущения: урожайность, нормы затрат труда, цены реализации не меняются, трудовые, денежные ресурсы и удобрения имеются в достатке. Тогда уравнение (203) сводится к задаче линейного программирования и может быть решено с помощью симплекс-метода.

Выполненные А. С. Бут-Гусаимом расчеты с использованием имеющихся данных по структуре севооборотов, урожайности, нормам затрат труда и ценам реализации продукции показали, что при низком уровне агротехники (урожайность зерновых до 2,9 т/га, трав на сенаж до 8,5 т/га и картофеля до 20 т/га) необходимо торфяники использовать в полевом севообороте с включением пропашных культур или в зерно-травяном с преобладанием трав, а при высоком уровне агротехники — в зерно-травяном севообороте с преобладанием трав.

ГЛАВА VIII

ВЕРТИКАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ

1. Структура и назначение систем вертикального дренажа

Климатические и почвенные условия большинства обширных регионов гумидной зоны страны требуют применения мелиоративных систем двустороннего действия, то есть осушительно-увлажнительных. Такие системы создают на базе горизонтального (закрытого, открытого) дренажа, который, несмотря на более чем 150-летнюю историю, имеет ряд существенных недостатков. К ним относятся большая трудоемкость при строительстве, относительная инерционность регулирования УГВ, существенное нарушение почвенного покрова и др. При горизонтальном дренаже на осушительно-увлажнительной системе с использованием дождевания требуется создавать практически две самостоятельные системы: осушительную (собственно горизонтальный дренаж) и увлажнительную с дождевальными агрегатами, водоподающими трактами, водохранилищами, сооружениями и др. Подпочвенное увлажнение требует гарантированных источников воды и трактов водоподачи с соответствующими сооружениями. Оно применимо на хорошо фильтрующих грунтах, инерционно, сопряжено с большими непроизводительными потерями воды на фильтрацию и испарение из питающих трактов и водохранилищ. Для дождевания и подпочвенного увлажнения используют преимущественно воды поверхностного стока. Во многих зонах эксплуатационные запасы поверхностных вод ограниченны и далеко не полностью покрывают потребности увлажнения. Вместе с тем имеющиеся в отдельных зонах огромные запасы пресных и слабоминерализованных подземных вод мало используются для увлажнения сельскохозяйственных угодий. Вертикальный дренаж — один из новых способов мелиораций в гумидной зоне, позволяющий оперативно управлять водным режимом почв, экономно расходовать водные

ресурсы, автоматизировать процессы регулирования, намного уменьшить нарушение почвенного покрова.

Первая попытка применения вертикального дренажа с целью осушения небольшого участка под торфоразработку предпринята Л. С. Евстафьевым (1956). Опыты оказались неудачными в основном из-за неприемлемых гидрогеологических условий. Однако идея осушения земель с помощью скважин сохранилась и позже в работах Г. В. Богомолова, М. Ф. Козлова, В. С. Усенко и др. были обсуждены в основном гидрогеологические возможности создания осушительных систем с вертикальным дренажем преимущественно в Припятском Полесье. Вместе с тем до 1970 г. практические работы не проводились. Следует отметить, что до 1972 г. вопросы возможного регулирования водного режима мелиорированных сельскохозяйственных угодий путем создания осушительно-увлажнительных систем вертикального дренажа с использованием подземных вод на орошение не обсуждались. В 1971...1973 гг. на землях Полесской опытно-мелиоративной станции под руководством автора построена первая такая система.

Назначение мелиоративных систем с вертикальным дренажем — регулирование водного режима корнеобитаемого слоя почвы в оптимальных для развития растений пределах. В благоприятных гидрогеологических условиях наиболее целесообразно сочетание осушения скважинами с орошением подземными водами, каптируемыми теми же скважинами в засушливый период из нижележащих водоносных горизонтов.

В зависимости от конкретных гидрогеологических условий и характера использования земель системы вертикального дренажа устраивают осушительными или осушительно-увлажнительными. Первые создают преимущественно при достаточном притоке вод с прилегающих территорий или перетоке с нижних напорных горизонтов, то есть на землях обильного грунтового или грунтово-напорного питания. Осушительно-увлажнительные системы создают на мелиорируемых землях атмосферного питания, используемых под культурные сенокосы, пастбища или овощные культуры, при существенном дефиците влаги в вегетационный период и невозможности быстрого подъема грунтовых вод до уровня, обеспечивающего необходимое подпитывание корнеобитаемого слоя.

Осушительно-увлажнительные системы вертикального дренажа представляют собой совокупность гидротехнических сооружений (скважины, каналы, шлюзы, трубы-переезды, бассейны-накопители и др.), дождевальных агрегатов, подземных трубопроводов, насосных станций, ЛЭП, пунктов управления и средств автоматики. В осушительных системах отсутствуют элементы, обеспечивающие орошение земель. Скважины с насосными установками, ограждающие и водоотводящие каналы — это первичные звенья дренажной системы, непосредственно регулирующие режим УГВ. Дождевальные агрегаты, трубопроводы, насосные станции обеспечивают орошение полей при дефиците влаги в корнеобитаемом слое.

В зависимости от конкретных хозяйственных, гидрогеологических и почвенно-климатических условий вертикальный дренаж устраивают для следующих целей:

1) регулирования водного режима корнеобитаемого слоя почвы путем устройства осушительных или осушительно-увлажнительных систем с каптажем подземных вод на дождевание;

2) снижения напорности подземных вод или регулирования притока их в осушаемый пласт из глубинных напорных горизонтов;

3) ограждения мелиорируемых площадей от притока грунтовых вод с прилегающих территорий, а также от подтопления из рек, озер, водохранилищ;

4) использования подземных вод, удаляемых с осушаемого массива, для орошения прилегающих земель, водоснабжения ферм и др.

По расположению скважин по отношению к дренируемой территории и источникам водного питания вертикальный дренаж подразделяется на систематический (равномерное расположение скважин на площади), выборочный (скважины расположены на отдельных избыточно увлажняемых участках), головной или ловчий (1...2 ряда скважин, ограждающих территорию от внешнего притока грунтовых вод), береговой (линейная система скважин для ограждения от подтопления земель со стороны рек, водохранилищ) и комбинированный (сочетание скважин с горизонтальным дренажем).

На осушаемых землях УГВ расположены близко к поверхности, поэтому вертикальный дренаж целесообразно сочетать с вакуумными системами, наиболее приемлемы из которых сифонные водосборы — самотечные

подземные трубопроводы, расположенные выше динамического уровня воды в скважинах и соединяющие дренажные (приемные) скважины с сифонными (без насосов).

Вертикальный дренаж в сочетании с использованием подземных вод на дождевание лишен недостатков традиционного горизонтального дренажа. Он обеспечивает оптимальную для выращивания культур влажность почвы в корнеобитаемом слое практически в любых погодных условиях, так как интенсивность отвода или подачи воды можно легко изменять в широком диапазоне. Применение этого способа позволяет экономно расходовать водные ресурсы, так как исключаются непроизводительные сбросы, а на орошение используются имеющиеся на данной же площади восполняемые запасы подземных вод. Не требуется накапливать воду в открытых водоемах и транспортировать ее часто на большие расстояния с неизбежными потерями на фильтрацию и испарение. Отпадает необходимость в создании самих источников водоснабжения (водохранилищ, прудов, каналов с сооружениями, трубопроводов, насосных станций и др.). Строительство систем вертикального дренажа почти полностью механизировано и может осуществляться круглогодично. Требуется меньше, чем при создании горизонтального дренажа, капиталовложений и трудовых затрат.

Однако устраивать мелиоративные системы вертикального дренажа с использованием подземных вод на орошение можно далеко не на всех осушаемых землях. Для применения этого способа требуются вполне определенные гидрогеологические и почвенно-морфологические условия. Прежде всего необходимо, чтобы покровные отложения были представлены достаточно водопроницаемыми грунтами, а ниже залегали мощные слои водонасыщенных песчаных отложений.

2. Классификация условий применения вертикального дренажа

Натурные исследования и теоретические расчеты (Мурашко и др., 1980) показывают, что вертикальный дренаж как осушительно-увлажнительная система технически и экономически эффективен только в том случае, если одна скважина может обеспечить требуемое пони-

жение УГВ на площади более 20 га за относительно короткий период откачки (10...15 сут). В то же время при понижениях уровня в скважине менее половины мощности водоносного пласта дебита ее должно быть достаточно для орошения такой же площади. Это обстоятельство накладывает довольно существенные ограничения на область (условия) применения вертикального дренажа в качестве способа двустороннего регулирования водного режима почв.

При обосновании вертикального дренажа на том или ином объекте необходимо учитывать следующие основные факторы:

геоморфологическое положение и рельеф поверхности;

геологический разрез и однородность его строения (литологический состав);

фильтрационные свойства водовмещающих отложений до регионального водоупора;

гидравлическую связь грунтовых вод с нижележащими водоносными горизонтами антропогеновых и доантропогеновых отложений;

тип водного питания объекта;

химический состав и общую минерализацию подземных вод.

По условиям геоморфологического положения и рельефа крупные системы вертикального дренажа предпочтительно проектировать в широких поймах рек, на плоских низменностях надпойменных террас, на моренно-зандровых и зандровых равнинах с микропонижениями менее 2 м. По литологическому составу под вертикальный дренаж подходят объекты, на которых торфяники, заторфованные пески и легкие минеральные почвы подстилаются мощной толщей песчаных отложений (не менее 15 м), а в геологическом разрезе отсутствуют глинистые прослои (линзы) или мощность их занимает не более 10% площади разреза. Фильтрационные свойства песчаной толщи должны быть высокими, а водопроводимость водоносного горизонта составлять не менее 100 м^2/сут. На объектах вертикального дренажа с использованием подземных вод на дождевание необходима гидравлическая связь грунтовых и напорных вод, а источниками питания должны быть осадки и подземные (грунтовые и напорные) воды, доля участия которых составляет не менее 10% приходной части вод-

ного баланса. По химическому составу допустимы воды гидрокарбонатные и кальцевые с минерализацией до 1 г/л и хлоридные натриевые с минерализацией до 3...5 г/л.

Классификация условий применимости осушительно-увлажнительных систем вертикального дренажа в европейской части гумидной зоны страны представлена в таблице 40. К наиболее крупным регионам, на которых целесообразно создавать мелиоративные системы двустороннего действия на базе вертикального дренажа, относятся полесья Русской равнины, тянущиеся широкой полосой от западных границ страны до предгорий Урала: Припятское, Деснинское, Окско-Мещерское, Вятско-Камское, Мокшанское, Ветлужское, Верхне-Волжское и др. На территории указанных полесий площади, на которых возможно устраивать системы вертикального дренажа, оцениваются в 6...8 млн. га.

Классическим примером региона, на котором вертикальный дренаж по гидрогеологическим, почвенным и другим условиям может быть применен на площади более 1 млн. га, служит Припятское Полесье.

На основе классификации, приведенной в таблице 40, карты проводимостей первого от поверхности водоносного горизонта, составленной М. Ф. Козловым (1976), и карты мелиоративного фонда белорусской части Припятского Полесья, составленной Белгипроводхозом (1980), нами выполнено районирование этой территории по условиям применения вертикального дренажа (рис. 60).

Земли, пригодные под строительство мелиоративных систем с вертикальным дренажем, разбиты на три категории. К I категории отнесены объекты, проводимость первого водоносного горизонта которых превышает 500 м^2/сут. Одна скважина диаметром 300 мм может обеспечить осушение (и орошение) на площади свыше 80 га. Это объекты с наиболее благоприятными условиями, и на них следует в первую очередь создавать осушительно-оросительные системы под долголетние культурные пастбища.

Ко II категории (хорошие условия для применения вертикального дренажа) отнесены мелиоративные объекты с проводимостью первого от поверхности водоносного горизонта в пределах 250...500 м^2/сут. На таких объектах одна скважина может обслуживать площадь

40. Классификация условий применения вертикального дренажа

Геоморфологическое положение объектов	Геологический разрез	Средний K, м/сут / Проводимость T, м²/сут	Глубина регионального водоупора, м
		Наиболее благоприятные условия.	
Поймы рек, плоские низменности в пределах первой надпойменной террасы, плоские древне-аллювиальные равнины в пределах второй и третьей надпойменных террас с микропонижениями до 1,5 м	1. Торф, заторфованные пески и супеси, легкие минеральные грунты 2. Пески средне- и разнозернистые мощностью >30 м с незначительными прослоями суглинков и глин	>8 / >500	>30
		Хорошие условия. Тип дренажа	
Моренно-зандровые и зандровые равнины с микропонижениями до 2 м	1. Торф и легкие минеральные грунты мощностью до 2 м 2. Пески разнозернистые мощностью >25 м	>8 / >250	>25
		Допустимые условия. Тип дренажа выборочный	
Краевые образования московского, днепровского и валдайского оледенений	1. Пылеватые супеси и легкие суглинки мощностью до 1,5 м 2. Пески разнозернистые мощностью >15 м, чередующиеся с прослоями суглинков и глин	>5 / >100	>15
		Непригодные	
Водоразделы, равнины и долины рек	Торф, пески, суглинки на моренах или мощных песчаных отложениях	<5 / <100	<10

в гумидной зоне

Дебит скважин Q, м³/ч	Площадь осушения одной скважиной, га	Источники питания объектов	Взаимосвязь грунтовых и напорных вод	Химический состав подземных вод и их минерализация
Тип дренажа — площадной				
>150 / >50	1. Атмосферные осадки 2. Подземные воды (более 50% приходной части баланса)		Тесная гидравлическая связь	Гидрокарбонатные, кальциевые с минерализацией до 1 г/л, хлоридные натриевые с минерализацией до 3...5 г/л
площадной; несистематический				
>70 / >30	1. Атмосферные осадки 2. Подземные воды (до 25% приходной части водного баланса)		Гидравлическая связь существует в местах размыва моренных суглинков	Гидрокарбонатные, кальциевые с минерализацией до 1 г/л
вертикальный, комбинированный				
>50 / >20	1. Атмосферные осадки 2. Подземные воды (менее 10% приходной части баланса)		Гидравлическая связь возможна лишь в виде отдельных «окон»	То же
условия				
—	—		—	—

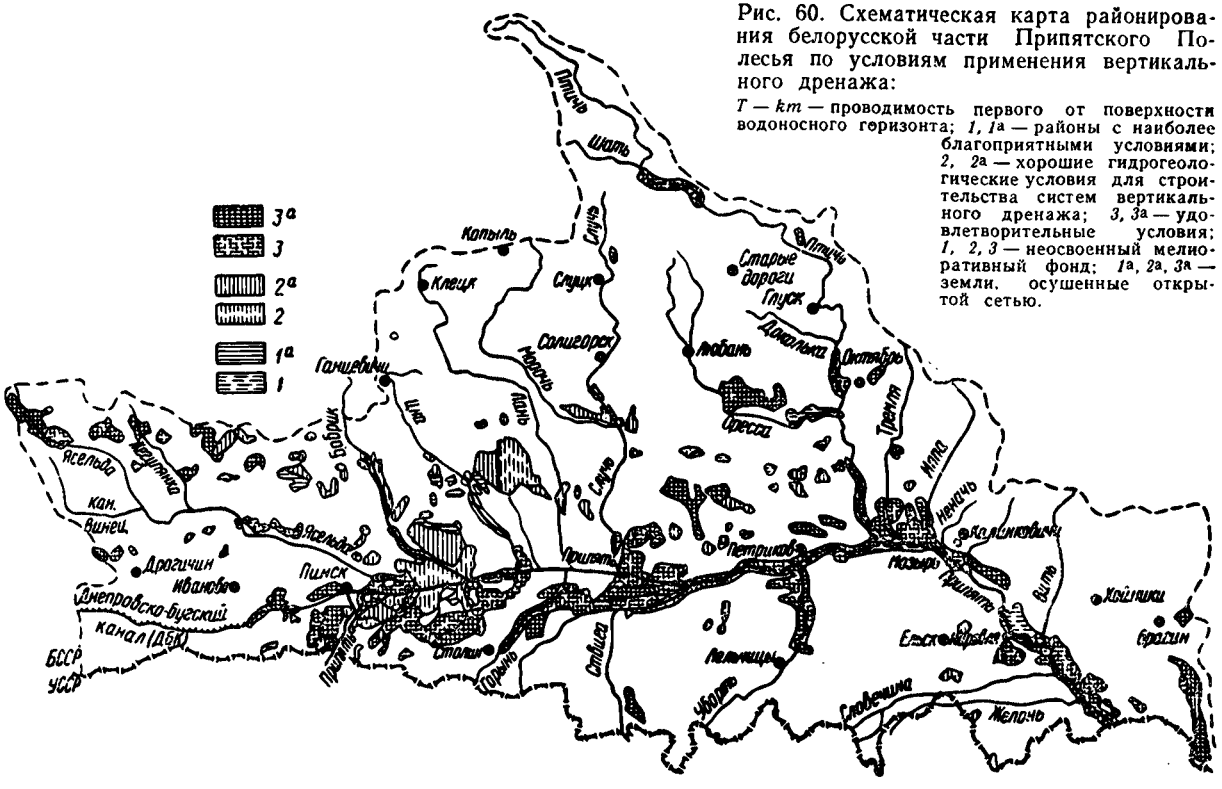


Рис. 60. Схематическая карта районирования белорусской части Припятского Полесья по условиям применения вертикального дренажа:

$T - km$ — проводимость первого от поверхности водоносного горизонта; *1, 1а* — районы с наиболее благоприятными условиями; *2, 2а* — хорошие гидрогеологические условия для строительства систем вертикального дренажа; *3, 3а* — удовлетворительные условия; *1, 2, 3* — неосвоенный мелиоративный фонд; *1а, 2а, 3а* — земли, осушенные открытой сетью.

40...80 га. К III категории отнесены объекты с проводимостью от 100 до 250 м²/сут. Здесь одной скважиной возможно осушить 25...40 га и вертикальный дренаж может по капиталовложениям конкурировать с горизонтальными. Преимущество карты районирования территории белорусской части Припятского Полесья (рис. 60) по сравнению с известными картами М. Ф. Козлова состоит в том, что она привязана к мелиоративным объектам, дана детализация по категориям объектов и, кроме того, появилась возможность оценить примерные объемы работ с учетом современного состояния, мелиораций в этом регионе.

Как видно из схемы (рис. 60), на части земель, пригодных для создания мелиоративных систем с вертикальным дренажем, к настоящему времени уже существует открытая сеть или горизонтальный дренаж. Результаты подсчета объемов мелиоративного фонда показали, что неосушенных сельскохозяйственных угодий, на которых может быть создан вертикальный дренаж, имеется почти 427 тыс. га (табл. 41), из них 121,7 тыс. га имеют наиболее благоприятные и хорошие условия. Это первоочередные объекты под вертикальный дренаж.

41. Площади, пригодные под вертикальный дренаж в Припятском Полесье БССР, тыс. га

Мелиоративный фонд	Категория			Всего
	I $T>500$ м²/сут	II $T=250...500$ м²/сут	III $T=100...250$ м²/сут	
Неосвоенный	20,5	101,2	305,2	426,9
Осушено каналами	9,8	46,8	114,0	170,6
Осушено дренажем	9,5	27,6	37,8	74,8
Всего	39,8	85,5	457,0	672,0

Известно, что площади, осушаемые открытой сетью каналов, постепенно переустраивают на закрытый дренаж. Из таблицы 41 видно, что вертикальный дренаж может быть построен на площади более 170 тыс. га, из них наиболее благоприятные и хорошие условия имеются на площади 56,6 тыс. га. Всего в Белорусском Полесье площади, на которых может быть применен вертикальный дренаж, составляют примерно 600 тыс. га.

3. Конструкции и принципы работы мелиоративных систем вертикального дренажа

Осушительные системы вертикального дренажа применяют в тех случаях, когда имеется возможность путем изменения режимов откачек из скважин управлять влажностью почв в требуемых пределах. Эти системы предпочтительны прежде всего на объектах грунтового и грунтово-напорного водного питания, а также постоянно подтапливаемых со стороны открытых водоемов. По расположению скважин на мелиорируемой территории вертикальный дренаж подразделяется на систематический, или площадной, выборочный и комбинированный и устраивается при самотечном и польдерном способе осушения. Сбросную сеть от скважин устраивают в виде подземных трубопроводов или неглубоких каналов. Подачу электроэнергии осуществляют по подземным кабелям или воздушным линиям электропередач напряжением 0,4 кВ от понижающей подстанции, которую строят на весь массив или на группу скважин. Более экономичны системы с отводом воды по каналам и подачей электроэнергии по открытым ЛЭП.

Если дебиты скважин не превышают 100 м^3/ч, то невыгодно в каждой из них устанавливать насос. Рациональнее устраивать сифонные водосборы, то есть соединить одну-две вакуумные скважины спаренным сифонным трубопроводом с основной (возмущающей), служащей в качестве водоприемника. Применение сифонных водосборов позволяет сократить расход электроэнергии и протяженность ЛЭП, улучшить режим работы скважин и в 2 раза и более уменьшить количество насосов.

Систематический вертикальный дренаж представляет собой сеть примерно равнодебитных скважин, равномерно расположенных на осушаемой территории по углам квадратной или равносторонней треугольной сетки (рис. 61). Каждая из приведенных на рисунке схем имеет свои преимущества и недостатки. Например, при использовании схемы *а* не требуются напорные трубопроводы, но относительно большое количество сбросных каналов может стеснять механизацию полевых работ. Кроме того, на участках каналов, непосредственно примыкающих к скважинам, необходимо устраивать на длине 50...100 м противофильтрационные экраны. На схеме *б*

отсутствуют мелкие сбросные каналы, но много закрытых напорных трубопроводов. Преимущество схемы *в* состоит в большом проценте сифонных водосборов, что сокращает количество насосов, протяженность ЛЭП и напорных трубопроводов. Учитывая трудности снабжения строек напорными трубами большого диаметра и частые случаи выхода их из строя, следует выбирать такие схемы расположения скважин и открытой сети, чтобы этих трубопроводов было по возможности меньше. Предпочтительнее сифонные водосборы, для которых пригодны безнапорные стальные, полиэтиленовые легкой серии и асбестоцементные трубы. Отсутствие напоров в сифонных трубопроводах в известной степени гарантирует безаварийную их работу.

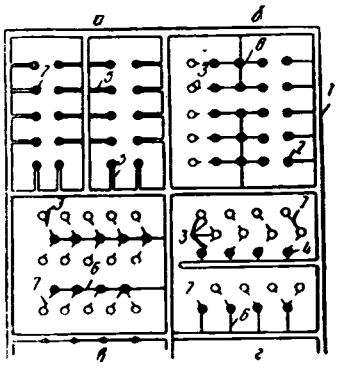


Рис. 61. Схемы систематического вертикального дренажа:

1 — каналы; *2* — дренажные скважины; *3* — сифонные водосборы; *4* — малодебитные скважины или колодцы; *5* — мелкие сбросные каналы с противофильтрационными экранами в оголовках; *6* — напорные закрытые трубопроводы; *7* — сифонные трубопроводы.

Комбинированные системы, в которых сочетается совместная работа горизонтального и вертикального дренажа, устраивают на объектах, имеющих сложные гидрогеологические условия. Вертикальный дренаж здесь выполняет в основном вспомогательную роль. На массивах со слабофильтрующими верхними слоями и на торфяниках, подстилаемых суглинками и сапропелями, устраивают горизонтальный дренаж, а отдельные локальные участки с достаточно проницаемыми грунтами, ниже которых залегает водоносный горизонт большой проводимости, осушают скважинами. Отдельные крупные системы горизонтального дренажа (коллекторы) можно выводить в дренажные скважины через специальные фильтры — отстойники. При комбинированном дренаже скважины располагают в первую очередь в местах разгрузки напорных грунтовых вод и выклинивания обильного бокового притока. Расположение их и количество определяются почвенными, литологическими и гидрогеологическими условиями. В комбинированных системах

скважины можно использовать в качестве источников воды для орошения, а также для защиты от подтопления со стороны открытых водоемов земель, осушенных горизонтальным дренажем.

Выборочный вертикальный дренаж — система неупорядоченных скважин, производительность, количество и расположение которых определяются конфигурацией и степенью обводненности мелиорируемой территории (рис. 62).

Осушительно-увлажнительные системы вертикального дренажа по конструкциям отличаются от осушительных наличием дождевальных агрегатов, напорных трубопроводов для подачи к ним воды, водоподводящих трактов, регулирующих бассейнов и насосных станций. Напорные трубопроводы могут быть подземными или поверхностными сборно-разборными. Насосные станции устраивают при заборе воды на орошение из каналов и водоемов, наполняемых от скважин или из водохранилищ. Для сброса воды от скважин в отводящую сеть, а также подачи ее к дождевальным агрегатам часто используют один и тот же трубопровод. В этом случае лучше применять дождевальные агрегаты фронтального действия типа «Волжанка», «Днепр» и др. Экономичны системы, в которых принята схема скважина — «Фрегат» и отсутствуют отдельные напорные трубопроводы. Если дебита одной скважины недостаточно для обеспечения водой дождевального агрегата, то к ней можно подсоединить сифонный водосбор из 1...2 скважин.

Подвод электроэнергии к скважинам на полях, орошаемых дождевальными машинами «Фрегат», осуществ-

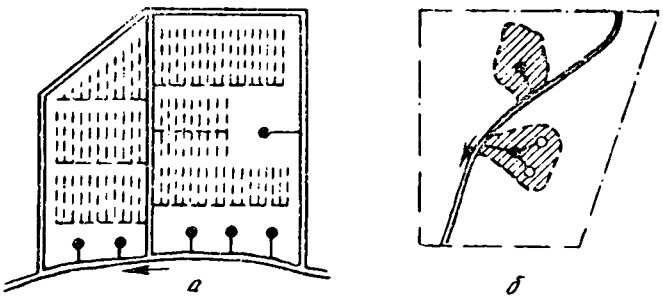


Рис. 62. Схемы комбинированного (*а*) и выборочного (*б*) вертикального дренажа.

ляется подземными кабелями. При использовании дождевальных агрегатов фронтального действия применяют открытые ЛЭП, проходящие по границам орошаемых участков, вдоль дорог и т. п.

Для оросительных мероприятий используют воды естественных и искусственных водоисточников, а также каптируемые скважинами подземные воды. Во втором случае орошение может осуществляться тремя способами:

с забором воды из ограждающих каналов, наполняемых от скважин, и подачей ее к дождевальным агрегатам по подземным или сборно-разборным поверхностным трубопроводам с помощью стационарных или передвижных насосных станций;

с забором воды из бассейнов суточного регулирования и подогрева, наполняемых от скважин, и подачей к дождевальным агрегатам по первому способу;

с подачей воды к дождевальным агрегатам непосредственно из скважин по подземным или поверхностным трубопроводам.

Конструкции систем вертикального дренажа зависят от принятого способа водоподачи и от типа применяемых дождевальных агрегатов. Схема расположения скважин *при первом способе водоподачи* на орошение существенно не отличается от схем вертикального дренажа на осушительных системах (рис. 60). Необходимо только разместить сеть каналов в соответствии с принятым типом дождевальных агрегатов и условиями водозабора, оснастить их нужным количеством подпорных сооружений (рис. 63, *а*). Параметры скважин и их расположение назначают из условия достаточного и равномерного осушения полей, а также получения требуемого количества воды на орошение, для чего дренажные скважины можно дополнять сифонными водосборами.

Расположение открытой сети определяется типовыми схемами использования дождевальных комплектов и установок. Расстояние между каналами должно быть равно или кратно размерам типовых установок орошения с учетом ширины скотопрогонов, дорог, защитных зон и др. Например, при использовании двух агрегатов «Фрегат» размеры типового участка —900×1800 м, а с учетом скотопрогонов —950×1800 м; для «Волжанки»— 800×1088 м и 850×1088 м; для КИ-50 — 584×876 м и 650×876 м.

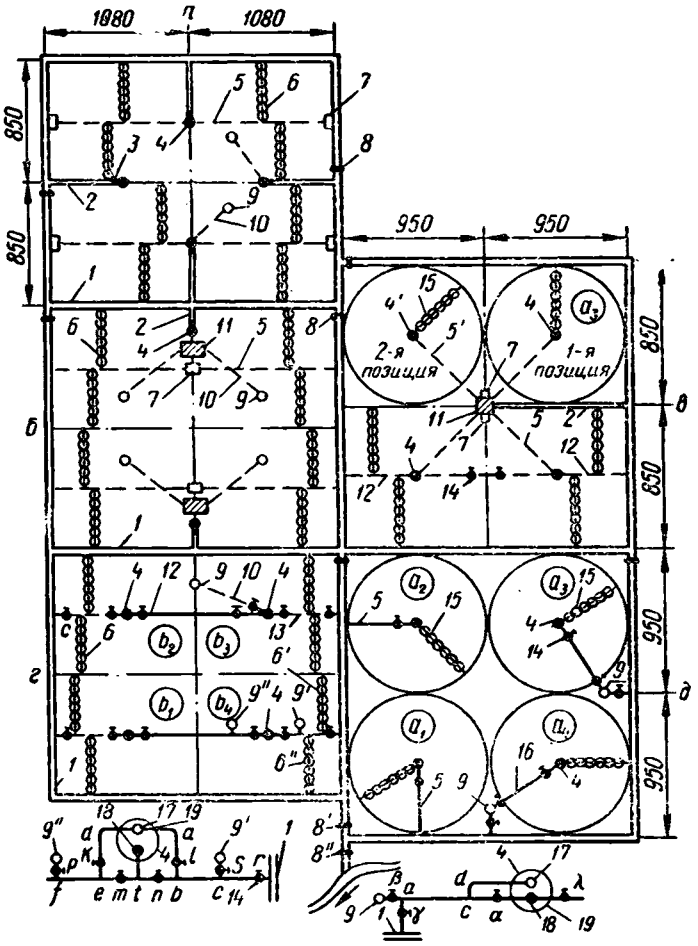


Рис. 63. Схемы осушительно-оросительных систем вертикального дренажа:

а — первый способ водоподачи; *б, в* — второй способ; *г, д* — третий способ; *1* — ограждающие коллекторы; *2* — сбросные каналы; *3* — пленочные экраны; *4* — дренажные скважины; *5* — трубопроводы; *6* — дождевальные агрегаты; *7* — насосные станции; *8* — шлюзы-регуляторы; *9* — вакуумные скважины; *10* — сифонные трубопроводы (*9—10* — сифонные водосборы); *11* — бассейн суточного регулирования и подогрева воды; *12* — оросительный трубопровод с гидрантами; *13* — сбросной и оросительный трубопровод с гидрантами; *14* — задвижки; *15* — дождевальный агрегат «Фрегат»; *16* — сбросной и сифонный трубопровод; *17* — сбросное колено сифона; *18* — водоподъемная колонна; *19* — фильтровая колонна.

При втором способе водоподачи необходимы бассейны суточного регулирования и подогрева воды. Расположение скважин и сифонных водосборов и их параметры должны обеспечивать достаточное и равномерное осушение полей в расчетные сроки, быть увязаны с размещением и типами дождевальных агрегатов, очередностью их работы, обеспечивать получение требуемого для орошения количества воды (рис. 63, *б* и *в*).

Третий способ водоподачи применим только при орошении культурных сенокосов и пастбищ холодной водой (рис. 63, *г* и *д*). Четырехлетними опытами на Полесской опытно-мелиоративной станции (Н. М. Авраменко, А. И. Михальцевич) существенной разницы в урожаях сеяных трав при орошении непосредственно из скважин и через бассейны суточного регулирования и подогрева воды не установлено. Вода к дождевальным агрегатам поступает непосредственно из скважин или по подземным трубопроводам. При этом целесообразно совмещать сбросной и оросительный трубопроводы в один. Требования к размещению скважин и расположению каналов те же, что и в предыдущих способах.

Осушительно-оросительные системы вертикального дренажа наиболее эффективны на землях, используемых как долголетние культурные пастбища и сенокосы. Их можно с успехом применять на мелиорируемых землях, используемых в овощных и зерно-травяных севооборотах.

Технология регулирования водного режима почв на осушительно-увлажнительных системах вертикального дренажа при использовании подземных вод на дождевание состоит в следующем.

Весной после прохождения паводков, перед началом полевых работ (начало вегетации растений), во время обильных летних осадков, а также затяжных осенних дождей в период уборки урожая системы работают в режиме осушения. Для этого в зависимости от водообильности включают в работу все скважины или часть их, что приводит к снижению УГВ или недопущению чрезмерного его подъема. Откачиваемые воды подают в наливные водоемы или сбрасывают в отводящую сеть. Требуемый водный режим почв поддерживается интенсивностью и продолжительностью откачек. После понижения УГВ до нужной в данный период нормы скважины отключают. Последующее включение осуществляют

по мере надобности. В период откачек в радиусе до 50 м вокруг скважин образуются довольно глубокие воронки депрессии, однако через короткий промежуток времени после остановки насосов (менее 12 ч) воронки исчезают (заполняются водой с прилежащих участков) и на полях устанавливается примерно равномерная по площади глубина осушения.

В засушливые периоды, после того как УГВ под влиянием испарения и транспирации (при неработающих скважинах) опустится ниже требуемой в данный период нормы и растения начинают испытывать дефицит влаги в почве, система начинает работать в режиме орошения. Включают насосы скважин (при необходимости подключают и сифонные водосборы), и каптируемые подземные воды через систему трубопроводов, регулирующих бассейнов или напрямую (в зависимости от принятого способа водообеспечения) подаются к дождевальным агрегатам. При этом УГВ на полях дополнительно понизится, но увлажнение верхнего корнеобитаемого слоя почвы путем дождевания обеспечит нормальные условия для развития растений.

Пример 1. *Первый способ водоподачи* (рис. 63, *а*). Режим осушения: включают насосы на скважинах *4*, открывают шлюзы *8*, дренированные воды по каналам *1* и *2* отводятся за пределы осушаемого участка. Режим орошения: закрывают шлюзы *8*, включают насосы на скважинах *4* (при необходимости подключают сифонные водосборы *9—10*), наполняются каналы *1*, из них вода насосными станциями *7* по закрытым или сборно-разборным открытым трубопроводам подается к дождевальным агрегатам *6*.

Пример 2. *Второй способ водоподачи* (рис. 63, *в*). Режим осушения: открывают шлюзы *8*, включают насосы на скважинах *4*, вода по трубопроводам *5* подается в бассейн *11* и из него самотеком по каналам *2* и *1* отводится за пределы участка. Режим орошения (рис. 63, *в*, поле a_3): включают насосы на скважине *4'*, вода по трубопроводу *5'* подается в бассейн *11* и из него насосной станцией *7* по трубопроводу *5* — к дождевальному агрегату.

Пример 3. *Третий способ водоподачи* (рис. 63, *г*, поле $в_4$). Режим осушения: открывают шлюзы *8'* и *8* и задвижки *n* и *r*, все остальные задвижки закрыты, включают насосы на скважине *4'*, и вода по трубопроводу *18 — t — b — c — r* сбрасывается в канал *1* и далее за пределы участка. Режим орошения: шлюз *8* и задвижки *m*, *l*, *s*, *r* закрыты, задвижки *p*, *k* и *n* открыты, включают насос на скважине *4'* и подключают сифонный водосбор *9'' — f — e — d — 17*, вода по ветви *18 — t — b — c — r* подается на орошение к агрегату *6' — 6''*.

Особенность работы систем вертикального дренажа в гумидной зоне состоит в дискратности и кратковременности функционирования в режиме осушения и оро-

шения, при общей продолжительности откачек в году в пределах 15...60 сут. Даже на объектах обильного грунтового и грунтово-напорного водного питания скважины работают в режиме осушения периодически, относительно непродолжительными интервалами времени, поддерживая УГВ в границах, обеспечивающих требуемую влажность корнеобитаемого слоя почвы.

Проектируя мелиоративные системы с вертикальным дренажем, основное внимание следует уделять обеспечению надежности и простоты регулирования водного режима почв, экономному расходованию водных ресурсов, уменьшению первичных капиталовложений и эксплуатационных затрат. Вертикальный дренаж требует применения относительно дорогих и дефицитных материалов: напорных труб больших диаметров, подземных электрических кабелей, насосов, средств автоматики и др. Поэтому при выборе способа осушения и водоподачи, схем расположения скважин, их конструкции и размеров необходимо:

уменьшать протяженность закрытых напорных трубопроводов, подземных кабелей и ЛЭП, что достигается размещением скважин вблизи каналов, широким применением сифонных водосборов, совмещением сбросных и оросительных трубопроводов, выбором приемлемого типа дождевальной техники и способа водоподачи;

уменьшать в допустимых пределах глубину скважин путем увеличения их диаметра и толщины фильтровой обсыпки, что позволяет повысить водозахватную способность дренажа, сократить количество скважин, протяженность трубопроводов и эксплуатационные расходы. В этой связи предпочтительно строительство высокодебитных скважин методом роторного бурения с обратной промывкой чистой водой;

разрабатывать оптимальные схемы площадного и комбинированного дренажа и методы его эксплуатации, обеспечивающие отвод только избыточных вод, по возможности исключая дополнительное увлажнение;

аккумулировать и комплексно использовать дренажный сток путем создания наливных (водооборотных) прудов и водохранилищ, подачи воды на орошение суходолов, шире применять пластмассовые трубы вместо стальных и чугунных.

Особое внимание следует уделять созданию сифонных водосборов, применение которых позволяет на 20...

40% уменьшить количество дренажных скважин, оборудуемых артезианскими насосами; значительно сократить потребность в металлических трубах, заменив их асбестоцементными или пластмассовыми легкой серии; существенно увеличить надежность работы трубопроводов; сократить или даже исключить потребность в подземных кабелях; улучшить гидродинамические условия работы призабойных скважин и увеличить долговечность дренажа; на 15...30% уменьшить стоимость строительства систем и эксплуатационные расходы.

Если каналы проложены в грунтах, водопроницаемость которых меньше 1 м/сут, то дренажные скважины можно располагать на расстоянии 40...60 м от них и сброс осуществлять по коротким трубопроводам. Колодцы, к которым подключаются сифонные трубопроводы, можно располагать в непосредственной близости от каналов.

4. Фильтрационный расчет вертикального дренажа

Фильтрационный расчет скважины (прямая задача) — один из основных разделов гидродинамики, которому с середины прошлого века посвящено большое количество работ, начиная с Дюпюи, Форгеймера, Буссинеска и др.

До недавнего времени практическими областями применения скважин были нефтедобыча, промышленное и коммунальное водоснабжение с использованием ресурсов подземных вод, защита территорий от подтопления, вертикальный дренаж в аридной зоне. Характерная особенность, присущая всем этим областям, состоит в том, что скважины здесь работают практически в установившемся режиме, а продолжительность их непрерывной работы измеряется годами. Эти обстоятельства нашли свое отражение в постановке и методах решения фильтрационных задач скважин. Полученные решения, к сожалению, нельзя применить для расчетов вертикального дренажа на осушенных землях сельскохозяйственного пользования.

Вертикальный дренаж в гумидной зоне имеет следующие особенности.

1. Скважины работают в дискретном режиме при продолжительности одного выпуска — непрерывной ра-

боты — в среднем 3...15 сут. За это время необходимо снизить УГВ до требуемой нормы осушения. На сельскохозяйственных полях гумидной зоны нет постоянного избытка влаги в почве. Например, для Припятского Полесья, по данным М. Ф. Козлова (1977), характерен сбалансированный среднегодовой режим осадков и испарения, с незначительным перевесом в сторону осадков в отдельных районах. Заболоченность почв в первую очередь объясняется орографическими особенностями зоны, геологическим строением и гидрогеологическими условиями и лишь затем климатическими факторами. Диспропорция распределения влажности в почве отмечается во внутригодовом разрезе: избыточное увлажнение весной и осенью при нормальном или недостаточном летом. Задача вертикального дренажа заключается в оперативном, но кратковременном понижении УГВ. Указанный короткий период откачек не всегда укладывается в рамки известных моделей, и их применение может привести к очень большим погрешностям.

2. Высокая динамичность развития фильтрационного процесса при кратковременной откачке с большим дебитом. При больших скоростях снижения уровней грунтовых вод более ярко проявляются такие эффекты, как реакция водоносного пласта на возмущение, влияние литологической микронеоднородности пласта и вертикальных составляющих скоростей фильтрации, что известными решениями часто не учитывается.

3. Требуется обеспечить высокую точность регулирования уровней грунтовых вод. Если при решении задач рассоления почв или защиты их от подтопления расчеты допустимо вести с запасом для гарантии, то при расчете мелиоративной сети скважин переосушение так же недопустимо, как и переувлажнение. Требуемые нормы осушения, которые изменяются в разные фазы вегетации для разных культур в пределах 0,6...1,2 м, допускают отклонения не более ±0,1 м.

Исходя из классификации условий применения вертикального дренажа и специфики его работы как осушительной системы, расчетную гидрогеологическую схему в первом приближении можно представить следующим образом:

1. Объектом возмущения служит безнапорный водоносный горизонт, скважины работают в условиях неустановившегося режима, фильтрационная среда однород-

на или может быть приведена к однородной и изотропной по проницаемости.

2. По характеру питания водоносный горизонт считается бесконечным по протяженности, то есть неограниченным в плане, если выполняется условие

$$L_п > 1{,}5\sqrt{\frac{Tt}{\mu}},$$

где $L_п$ — расстояние от скважины до области постоянного напора; $T=km$ — проводимость пласта; m — его мощность; μ — коэффициент водоотдачи.

3. Способ возмущения пласта — откачка с постоянным дебитом из совершенной скважины при отсутствии инфильтрационного питания.

Ч. Тейсом (1935) решена задача неустановившегося притока воды к совершенной скважине при допущении, что фильтрационная среда однородна, изотропна, с мгновенной постоянной водоотдачей, то есть

$$\left.\begin{aligned} &k_x = k_y = \text{const};\\ &\mu = \text{const}. \end{aligned}\right\} \qquad (294)$$

При этом в результате решения уравнения Буссинеска в цилиндрических координатах

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\mu}{T}\frac{\partial h}{\partial t} \qquad (295)$$

с граничными условиями

$$\left.\begin{aligned} &h(r,\ t) = h_0 \quad (t \leqslant 0);\\ &h(\infty,\ t) = h_0 \quad (t \geqslant 0);\\ &\lim_{r \to 0} 2\pi r T \frac{dh}{dr} = Q \quad (t > 0). \end{aligned}\right\} \qquad (296)$$

получено

$$S = h_0 - h = W(u)\,Q/4\pi T, \qquad (297)$$

где

$T = kh_{ср}$; $\quad u = \mu r^2/4Tt$; $\quad W(u) = \int\limits_0^\infty x^{-1}\exp(-x)\,dx = 0{,}5772 - \ln u +$

$+\sum\limits_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u^n}{nn!}$ — функция скважины, известная как интегральная экспоненциальная функция; Q — расход скважины; T — водопроводимость пласта; S — понижение уровня (напора); $h_{ср}$ — средняя глубина потока; h_0 — начальное значение h; r — радиальное расстояние от скважины; t — время.

При малых значениях аргумента u влияние ряда $\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\times\frac{u^n}{nn!}$ в формуле (297) незначительно, и с достаточной для практики точностью при

$$u\leqslant 0{,}1 \qquad (298)$$

решение (297) может быть аппроксимировано выражением

$$S=\frac{Q}{4\pi T}\ln\frac{2{,}25Tt}{\mu r^2}=\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{2{,}25Tt}{\mu r^2}. \qquad (299)$$

Режим фильтрации, описываемый уравнением (299), называется квазистационарным, а условие (298) определяет время его наступления. Следует, однако, подчеркнуть, что решение Тейса справедливо только при выполнении условия (294). Поведение решения Тейса хорошо прослеживается на графике в координатах $\lg t$, S (рис. 68). На нем квазистационарный режим фильтрации представлен прямой линией, описываемой уравнением (299).

Практика показала, что допущение (294) в основном выполняется для скважин, работающих в условиях продолжительной непрерывной эксплуатации, а решение Тейса весьма удобно для расчетов. Однако в начальный период работы скважин условия (294) не выполняются и применение формул (297) и (299) необоснованно.

Для описания начального периода откачки в безнапорном водоносном горизонте Н. Болтоном (1963) предложена гипотеза переменной во времени водоотдачи. Расчетная водоотдача μ_t представлена им в виде суммы некоторой начальной $\mu_н$ (у Болтона упругой) и гравитационной, изменяющейся во времени по закону

$$\mu_t=\mu_н+\bar{\alpha}_\mu\int_0^\infty \exp\left[-\alpha(t-\tau)\right]dt, \qquad (300)$$

где μ — коэффициент гравитационной водоотдачи; τ — продолжительность начального периода гравитационной водоотдачи; α — индекс запаздывания водоотдачи, постоянная эмпирическая величина для данного объекта, размерность $[T^{-1}]$.

Уравнение Буссинеска при $k_x = k_y = \text{const}$ и $S = h_0 - h$ с учетом уравнения (300) имеет вид

$$T\left(\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial S}{\partial r}\right) = \mu_н \frac{\partial S}{\partial t} +$$

$$+ \bar{\alpha}_\mu \int_0^t \frac{\partial S}{\partial t} \exp\left[-\alpha(t-\tau)\right] d\tau. \qquad (301)$$

Решение уравнения (301) с начальными и граничными условиями (296) в аналитическом виде получено Болтоном для двух частных случаев:

1) когда коэффициент начальной водоотдачи бесконечно мал по сравнению с коэффициентом гравитационной водоотдачи, то есть

$$(\mu_н - \bar{\mu})/\mu_н = \eta \to \infty \qquad (302)$$

Для этого случая решение уравнения (301) имеет вид

$$S = \frac{Q}{4\pi T}\int_0^\infty 2I_0\left(\frac{r}{B}x\right)\left[1 - \frac{1}{x^2+1}\exp\left(-\frac{\alpha t x^2}{x^2+1}\right)\xi\right] - \frac{dx}{x}, \qquad (303)$$

где

$$B = \sqrt{\frac{T}{\alpha\mu}}; \quad \xi = \frac{x^2}{x^2+1}\exp\left[-\alpha\eta t(x^2+1)\right];$$

I_0 — функция Бесселя (цилиндрическая) первого рода, нулевого порядка от аргумента x.

Функция ξ при положительном t становится бесконечно малой, но при $t \to 0$ и условии (302), когда ηt имеет конечный предел,— конечна.

Решение (303) описывает режим фильтрации, переходный к квазистационарному режиму Тейса, и совпадает с решением Тейса при $t \to \infty$ (водоносный горизонт характеризуется постоянной гравитационной водоотдачей $\bar{\mu}$);

2) для начальных, достаточно малых значений времени t решение уравнения (301) имеет вид

$$S = \frac{Q}{4\pi T}\int_0^\infty 2I_0\left(\frac{r}{B}x\right)\frac{x^2}{x^2+1}\left\{1 - \right.$$

$$\left. - \exp\left[-\alpha\eta t(x^2+1)\right]\right\}\frac{dx}{x}. \qquad (304)$$

Уравнение (304) описывает начальный период притока воды к скважине, когда водоносный горизонт характеризуется постоянным коэффициентом начальной водоотдачи $\mu_н$. Продолжительность этого периода изменяется от нескольких минут до 1...5 ч и зависит от величины дебита скважины. Болтон показал, что решение уравнения (304) аналогично и может быть приведено в явном виде к решению Хантуша для напорных пластов с перетеканием.

В работе Н. Болтона (1963) также приводится общее решение уравнения (301) со ссылкой на P. H. Blundell, когда величина η конечна

$$S=\frac{Q}{4\pi T}\int_0^\infty 2I_0\left(\frac{r}{B\nu}x\right)\{1-\exp(-u_1)\times$$

$$\times\left[\operatorname{ch}u_2+\frac{\alpha\eta t(1-x^2)}{2u_2}\operatorname{ch}u_2\right]\}\frac{dx}{x}, \qquad (305)$$

где

$2u_1=\alpha\eta t(1+x^2)$; $2u_2=\alpha t\sqrt{\eta^2(1+x^2)^2-4\eta x^2}$; $\nu^2=(\eta-1)^{1}/\eta=\mu_п/(\mu_н+\bar{\mu})$.

Решение (304) описывает лишь начальный период фильтрации при ничтожно малых значениях времени t, не представляющих интереса с практической точки зрения. Решение (303) описывает период фильтрации, приближающийся к квазистационарному, когда уже применимо решение Тейса, минуя самый сложный — ложностационарный период. Решение (305) формально лишено этих недостатков, однако нет достаточно надежных методов определения входящих в него параметров. Каждое из решений (303)...(305) содержит несобственные интегралы с очень слабой сходимостью к пределам интегрирования.

С. В. Довнаром (1978) доказано, что если существует общее решение дифференциального уравнения Болтона (301) с условиями (296) при любом значении $t=t_i$, то для каждого t_i это решение совпадает с решением уравнения

$$T\left(\frac{\partial^2 S}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial S}{\partial r}\right)=\mu_{ti}\frac{\partial S}{\partial t} \qquad (306)$$

с условиями (306), в котором

$$\mu_{ti}=\mu_н+\bar{\mu}[1-\exp(-\alpha t_i)]=\text{const}$$

для каждого $t=t_i$. Уравнение (306) аналогично дифференциальному уравнению модели Тейса (295) и допускает решение

$$S=\frac{Q}{4\pi T}W(u),\quad u=\frac{r^2\mu_t}{4Tt},\tag{307}$$

в котором коэффициент эффективной водоотдачи вычисляется по закону

$$\mu_t=\mu_н+\bar{\mu}[1-\exp(-\alpha t)].\tag{308}$$

Модель, описываемая уравнениями (307)...(308), совмещает исходные предпосылки Болтона с простотой решения Тейса. В отличие от модели Болтона, в которую входят предельные значения водоотдачи $\mu_н$ и $\bar{\mu}$, она более наглядно отражает динамику развития депрессионной воронки на любой момент времени и весьма удобна для решения обратной задачи.

Формула (307) допускает преобразования, аналогичные (299)

$$S=\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{2{,}25Tt}{\mu_t r^2}=\frac{0{,}183Q}{T}\left\{\lg\frac{2{,}25Tt}{\bar{\mu}_t r^2}-\right.$$
$$\left.-\lg\left[1-\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_t}\exp(-\alpha t)\right]\right\},\tag{309}$$

где $\bar{\mu}_t=\mu_н+\bar{\mu}$ — коэффициент эффективной водоотдачи.

Из выражения (309) видно (рис. 64), что на полулогарифмическом графике $S=f(t)$ для каждого $t=t_i$ соответствующее решение Тейса с постоянной водоотдачей μ_t сдвигается на величину $-\lg\left[1-\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_t}\exp(-\alpha t)\right]$ влево.

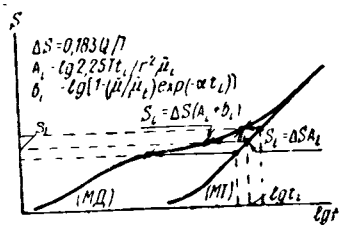


Рис. 64. График связи решения модели Довнара (МД) с решением модели Тейса (МТ).

Фильтрационные расчеты вертикального дренажа сводятся к задачам проектирования и эксплуатационным. При проектировании требуется по известной схеме размещения и дебитам определить расстояния между скважинами, обеспечивающие снижение УГВ

до требуемой нормы осушения за время $t_{сп}$, или найти количество скважин, необходимое для регулирования УГВ в заданных пределах. Эксплуатационные задачи включают определение времени работы имеющейся сети скважин, необходимого для понижения УГВ на требуемую величину при известных максимальных дебитах, или определение дебита, обеспечивающего в течение заданного периода работы поддержание требуемой нормы осушения.

Одиночная скважина. Основной расчетной формулой служит (307) и возможные ее преобразования относительно Q и r. Время t можно получить из следующего итерационного уравнения путем последовательных приближений:

$$t=\bar{t}\left[1-\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_t}\exp(-\alpha t)\right], \qquad (310)$$

где

$$\bar{t}=\frac{r^2\bar{\mu}_t}{2{,}25T}\exp\frac{4\pi TS}{Q}; \qquad (311)$$

$$\bar{\mu}_t=\mu_н+\bar{\mu}. \qquad (312)$$

Пример 4. Дано $T=32{,}5$ м²/сут; $\mu_н=0{,}006$; $\bar{\mu}_t=0{,}07$; $\alpha=0{,}06$; $Q=200$ м³/ч. Определить время работы скважины, необходимое для понижения УГВ на $S=0{,}4$ м на расстоянии $r=150$ м.

Расчет выполняем по формуле (310), определив сначала по выражениям (312) и (311)

$$\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_t}=\frac{\bar{\mu}_t-\mu_н}{\bar{\mu}_н}=\frac{0{,}07-0{,}006}{0{,}07}=0{,}914;$$

$$\bar{t}=\frac{150^2\cdot 0{,}07}{2{,}25\cdot 32{,}5}\exp\frac{4\cdot 3{,}14\cdot 32{,}5\cdot 0{,}4}{200}=48{,}8 \text{ ч}.$$

Вычисляем значения t по формуле (310) для разных $\bar{t}$.

$\bar{t}$, г	$-\alpha\bar{t}$	$\exp(-\alpha\bar{t})$	$\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_t}\times(3)$	$1-(4)$	$t=\bar{t}\times(5)$
1	2	3	4	5	6
30	−1,8	0,165	0,151	0,849	41,4
40	−2,4	0,090	0,083	0,917	44,7
50	−2,7	0,067	0,061	0,939	45,8

На рисунке 65 показана интерационная схема расчета, из которой видно, что искомое значение $t=46$ ч, или примерно 2 сут.

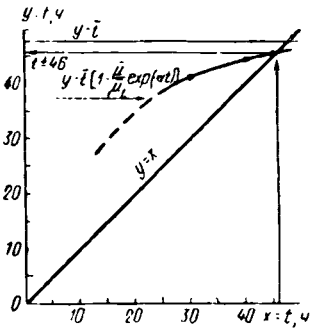


Рис. 65. Геометрическая интерпретация решения итерационного уравнения.

Систематический (площадной) дренаж. Его устраивают по квадратной или правильной треугольной сетке (рис. 66). Областью возмущения является квадрат или шестигранник, которые в расчетах принимают в виде эквивалентной круговой области питания. Для квадратной сетки

$$R=0{,}565l_1, \qquad (313)$$

для треугольной

$$R=0{,}526l_2. \qquad (314)$$

Из соотношений (313) и (314) имеем

$$l_1=0{,}93l_2, \qquad (315)$$

то есть треугольная сеть скважин предпочтительнее квадратной.

Приведенные ниже зависимости для расчетов систематического вертикального дренажа основаны на формуле Маскета (1943), полученной для замкнутой круговой области питания (схема «бочка», рис. 67)

$$S=\frac{Q}{2\pi T}\left[\frac{2Tt}{R^2\mu_t}+\frac{1}{2}\left(\frac{r}{R}\right)^2+\lg\frac{R}{r}-\frac{3}{4}\right]. \qquad (316)$$

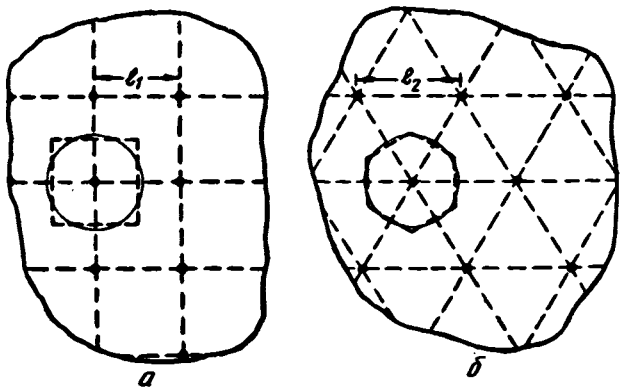


Рис. 66. Схемы расположения скважин при систематическом (площадном) вертикальном дренаже.

На границе области питания $r=R$ и тогда

$$S=\frac{Q}{2\pi T}\left(\frac{2Tt}{\mu_t R^2}-\frac{1}{4}\right). \quad (317)$$

Радиус области питания

$$R=2\sqrt{\frac{2QTt}{\mu_t(Q+8\pi TS)}}=$$

$$=\sqrt{\frac{Tt}{(\pi TS\mu_t/Q)+\mu_t/8}}. \quad (318)$$

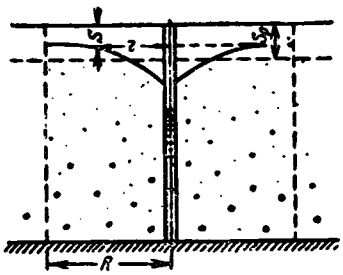


Рис. 67. Схема действия скважины в системе площадного дренажа.

После прекращения откачек вследствие перераспределения напоров депрессионные воронки быстро заполняются, свободная поверхность выполаживается и устанавливается на глубине $S_р$ (рис. 67), которую интегрированием формулы (316) и приравниванием затем площадей получить нельзя. Однако ее можно получить из уравнения (317)

$$S=\frac{2TQt}{2T\pi R^2\mu_t}-\frac{Q}{8\pi T}, \text{ или } S+\frac{Q}{8\pi T}=\frac{Qt}{\pi R^2\mu_t}.$$

В последнем варианте правая часть есть не что иное, как $S_р$. Действительно, объем откачанной воды Qt одной скважиной за время t можно представить как объем цилиндра $\pi R^2 S_р/\mu_t$ с высотой $S_р\mu_t$, то есть

$$S_р=S+\frac{\beta}{\mu_t}\cdot\frac{Q}{8\pi T}\approx S+\frac{Q}{8\pi T}, \quad (319)$$

где S — понижение УГВ за расчетный период t на стенке «бочки» ($r=R$), определяемое формулой (317); β — коэффициент недостатка насыщения, условно равный μ_t. Формальная подстановка β в (319) учитывает процесс перераспределения уровней до установления глубины $S_р$.

Величина $S_р$ позволяет от формул (316)...(318) перейти к воднобалансовому уравнению для каждой отдельной скважины

$$t_{сн}=\mu_t\pi R^2 S_р/Q; \quad (320)$$

$$R=\sqrt{\frac{Qt_{сн}}{\mu_t\pi S_р}}; \quad (321)$$

$$S_р=\frac{Qt_{сн}}{\mu_t\pi R^2}, \quad (322)$$

где $t_{сн}$ — время, необходимое для понижения УГВ до заданной нормы (длительность откачки).

Число скважин, необходимое для осушения площади F

$$n=\left[\mu_t \frac{FS_р}{Qt_{сн}}+1\right]. \qquad (323)$$

Здесь квадратные скобки означают целую функцию.

Последовательность расчета следующая. По известным F, $S_р$, $t_{сн}$, Q и μ_t по формулам (323) и (321) находят необходимое число скважин и радиус их влияния. Приняв квадратную или треугольную сетку размещения скважин, по соотношениям (313) или (314) вычисляют расстояния между ними, а по формуле (317) — требуемое понижение S на контуре питания. Если размещение скважины R известно, то по (323) можно определить величину снижения $S_р$ на осушенном участке за расчетный период $t_{сн}$ и, наоборот, по (320) — время работы скважин для понижения УГВ на величину $S_р$.

Пример 5. Площадь осушения $F=700$ га$=7\,000\,000$ м^2. Расчетный дебит скважин $Q=3000$ м^3/сут. За период откачки $t_{сн}=10$ сут требуется понизить УГВ на $S_р=0{,}6$ м. Проводимость водоносного пласта $T=800$ м^2/сут, расчетная водоотдача $\mu_t=0{,}08$.

Найти требуемое число скважин, расстояния между ними и контрольную величину снижения S к концу расчетного периода на контуре питания скважин при треугольной сетке их размещения.

По уравнению (323) находим число скважин:

$$n=\left[0{,}08\,\frac{7\,000\,000\cdot 0{,}8}{3000\cdot 10}+1\right]=12.$$

Радиус области питания вычисляем по формуле (321)

$$R=\sqrt{\frac{3000\cdot 10}{0{,}08\cdot 3{,}14\cdot 0{,}6}}=455 \text{ м}.$$

Расстояние между скважинами по соотношению (314)

$$l_2=\frac{455}{0{,}526}=865 \text{ м}.$$

По формуле (317) вычисляем контрольное понижение к концу десятых суток

$$S=\frac{3000}{2\cdot 3{,}14\cdot 800}\left[\frac{2\cdot 10\,000\cdot 10}{455^2}-\frac{1}{4}\right]=0{,}43 \text{ м}.$$

Пример 6. По данным примера 2 найти среднюю величину снижения $S_р$ за 10 сут откачки при расположении скважин по квадратной сетке 900×900 м.

По соотношению (313) $R=0{,}565\cdot 900=506$ м, а по формуле (322) $S_p=\frac{3000\cdot 10}{0{,}06\cdot 3{,}14\cdot 506^2}=0{,}47$ м. Для достижения этого снижения достаточно на контуре питания, согласно уравнению (319), получить понижение

$$S=0{,}47-\frac{3000}{8\cdot 3{,}14\cdot 800}=0{,}35 \text{ м}.$$

Пример 7. При тех же условиях определить время $t_{сн}$, необходимое для снижения УГВ на $S_p=0{,}6$ м.

По формуле (320) находим

$$t_{сн}=\frac{0{,}08\cdot 3{,}14\cdot 506^2\cdot 0{,}6}{3000}=12{,}9\approx 13 \text{ сут}.$$

Понижение S на контуре $R=506$ м равно 0,48 м.

Систематический площадной дренаж применяют при осушении достаточно больших участков. Небольшие (<300 га) участки, как правило, характеризуются сложным контуром и рельефом и осушаются выборочным дренажем.

5. Методы определения гидрогеологических параметров водоносной толщи

Фильтрационным расчетам скважин предшествует оценка гидрогеологических параметров водоносных горизонтов. В мелиоративной практике гидрогеологическими параметрами безнапорных водоносных горизонтов служат коэффициент фильтрации k, коэффициент водоотдачи μ, водопроводимость $T=kh_{ср}$, определяющая водообильность и коэффициент уровнепроводности $a=T/\mu$, характеризующий реактивные свойства пласта.

Коэффициент фильтрации определяет гидравлическую проницаемость фильтрационной среды и является ее модельной характеристикой. Водопроводимость характеризует свойства разреза в целом. Коэффициент водоотдачи равен количеству стекшей воды из единицы объема грунта в его долях. Процесс водоотдачи очень сложен, зависит от проницаемости грунта, глубины начального уровня воды, скорости его снижения, температуры и барометрического давления. Существующие зависимости учитывают влияние лишь отдельных факторов, в основном предельные емкостные свойства грунтов. Между тем в начале процесса фильтрации водоотдача выступает носителем реактивных свойств грунтов, характеризует реакцию пласта на возмущение.

Расчетными гидрогеологическими параметрами считаются такие модельные характеристики фильтрационной среды, которые описывают ее как единый однородный водоносный горизонт. Они должны обладать устойчивостью по отношению к характеру и степени возмущения пласта, не противоречить законам фильтрации и лежать в допустимых пределах изменения своих действительных аналогов. Невыполнение хотя бы одного из этих требований свидетельствует о том, что неверно выбрана исходная модель или расчетная фильтрационная схема.

В дальнейшем будем различать следующие характеристики водоотдачи.

Начальный коэффициент водоотдачи $\mu_н$, который характеризует реакцию водоносного горизонта на мгновенный сброс (понижение) уровня. Время проявления эффекта начальной водоотдачи τ зависит от скорости снижения уровня (и соответственно от степени возмущения пласта) и лежит в пределах от нескольких секунд до одного часа; при медленном снижении уровней $\mu_н$ часто не обнаруживается. Обычно $10^{-4} \leqslant \mu_н \leqslant 10^{-2}$.

Расчетный коэффициент водоотдачи μ_t — это коэффициент водоотдачи фильтрационной среды на момент времени t от начала фильтрационного процесса $(\tau+t)$. Для μ_t характерна ярко выраженная зависимость $\mu_t = \mu(t)$ с возрастанием значений во времени от $\mu_н$ до своего предельного значения.

Эффективный коэффициент водоотдачи μ_t — предельное значение расчетного коэффициента. По своему смыслу он определяет емкостные свойства фильтрационной среды и может быть найден по известным формулам. Можно принять, что $\mu_t \leqslant n - c_0$, где n — пористость грунта, c_0 — полная влагоемкость.

Расчетные параметры водоносных горизонтов получают путем непосредственного воздействия на пласт методом опытных откачек. Результаты опытных откачек анализируют обычно при помощи билогарифмических или полулогарифмических графиков прослеживания.

Неустановившийся фильтрационный процесс снижения уровней под влиянием откачки в безнапорных пластах делится на три периода (Шестаков, 1965).

Первый период характеризуется очень быстрым понижением уровня в скважине при ее включении. Образовавшаяся разность напоров вызывает возникновение

больших вертикальных составляющих скоростей фильтрации в зоне возмущения пласта. В этот период в верхнем, осушаемом слое происходит разрыв сплошности, в результате которого большое количество воды зависает в скелете породы, не успевая дотечь до опускающейся свободной поверхности. Продолжительность τ этого периода определяется скоростью снижения уровня, которая, в свою очередь, зависит от величины дебита. Эффект зависания наиболее ярко проявляется вблизи возмущающей скважины и по мере удаления от нее может исчезнуть совсем. При редкой сети наблюдательных скважин и нечастых замерах он может быть просто не обнаружен. На полулогарифмическом графике прослеживания соответствующий участок может быть представлен прямой, причем углы наклона для различных наблюдательных скважин различны. Данный период фильтрации характеризуется постоянной водоотдачей, выраженной коэффициентом начальной водоотдачи. Н. Болтон (1963) отмечает формальную аналогию начального участка графиков прослеживания понижения уровней в безнапорном водоносном горизонте с начальным участком соответствующих графиков для напорных пластов с перетеканием (схема Хантуша). Определение коэффициента начальной водоотдачи позволяет проследить данную аналогию и в динамике обоих процессов.

Второй, ложностационарный период (период запаздывания) характеризуется резким уменьшением скорости снижения уровня. Обусловлено это тем, что с уменьшением гидравлического градиента dh/dr и увеличением с течением времени величины dr скорость фильтрации стабилизируется и одновременно в результате нарастания массы «зависшей» гравитационной воды возрастает скорость ее дотекания. При определенном соотношении этих скоростей на некоторое время может сложиться такая ситуация, когда изменение уровня в наблюдательной скважине станет близким к нулю, что на графиках прослеживания вызывает иллюзию стабилизации режима. Дальнейшее возрастание роли гравитационной водоотдачи приводит к формированию ложностационарного режима. Влияние гравитационной водоотдачи учитывается коэффициентом расчетной водоотдачи. Продолжительность ложностационарного периода зависит от проводимости пласта, а также от степени его возмущения и составляет 5...15 сут. Опасность интерпретации

графиков прослеживания ложностационарного участка заключается в том, что при обработке кратковременных откачек по известным методикам можно получить искаженное представление о параметрах пласта: коэффициент водоотдачи измеряется величинами порядка 10^{-4} — -10^{-8}, а водопроводимости, наоборот, завышается во много раз, и оба зависят от расстояния до возмущающей скважины. На опасность такого рода указывали Т. Д. Стрельцова и В. М. Шестаков (1967). Примером такого рода ошибок является работа П. Н. Костюковича (1980).

При достаточной продолжительности откачек проявляется *третий, квазистационарный период,* когда процесс понижения уровней принимает классические черты модели Тейса с постоянными коэффициентами водоотдачи и водопроводимости (рис. 68).

Для расчета гидрогеологических параметров водоносных горизонтов предложен ряд методов, основанных на обратном решении моделей Тейса, Болтона, Неймана и др.

Наибольшее распространение из-за своей простоты и наглядности на практике получил метод Джейкоба, основанный на идее квазилинеаризации формулы (297). Джейкоб показал, что для значений $u<0{,}1$ допустима замена уравнения (297) уравнением (299), которое линейно относительно $\lg t/r^2$ и может быть сведено к известной формуле Дюпюи. Условие $u<0{,}1$, по Джейкобу, будет условием квазилинейности (в рамках модели Тей-

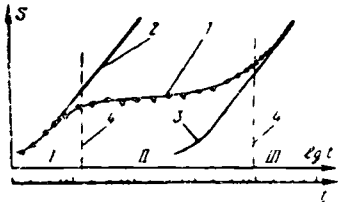


Рис. 68. Полулогарифмический график прослеживания уровней при откачках с безнапорных горизонтов:

1 — опытная кривая; *2* и *3* — кривая Тейса при начальной и эффективной водоотдаче; *4* — границы начального, ложностационарного и квазистационарного участков.

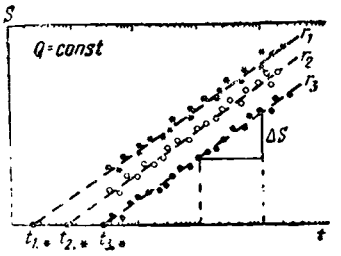


Рис. 69. График временного прослеживания понижения уровня $S=f(t)$.

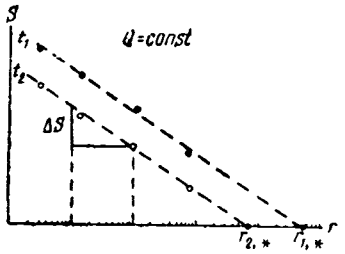


Рис. 70. График площадью прослеживания понижения уровня $S=f(r)$.

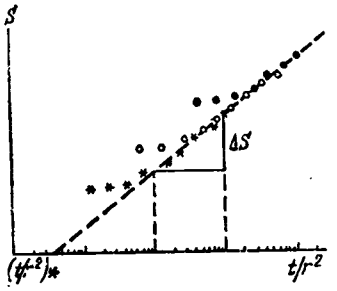


Рис. 71. График комбинированного прослеживания понижения уровня $S=f(t/r^2)$.

са), или, как принято называть, условием наступления квазистационарного режима фильтрации.

По способам графической интерпретации уравнения (299) выделяются следующие модификации.

Способ временного прослеживания. Рассматривая уравнение (299) относительно координат $\lg t$, S, получаем график прямолинейной зависимости, называемый графиком временного прослеживания (рис. 69)

$$S=\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{2{,}25T}{\mu r^2}+\frac{0{,}183Q}{T}\lg t. \qquad (324)$$

Из графика следует

$$T=0{,}183Q/\Delta S, \qquad (325)$$

$$\mu=2{,}25t_*T/r^2, \qquad (326)$$

где ΔS — изменение понижения уровня за логарифмическую единицу времени; t_* — величина t, получаемая по точке пересечения прямой графика с осью $\lg t$ или при полулогарифмической сетке — значение t при $S=0$.

Способ площадного прослеживания. Рассматривая уравнение (299) относительно координат $\lg r$, S, получаем прямолинейный график площадного прослеживания (рис. 70)

$$S=\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{2{,}25Tt}{\mu}+\frac{0{,}366Q}{T}\lg r. \qquad (327)$$

Из него следует

$$T=0{,}366Q/\Delta S; \qquad (328)$$

$$\mu=2{,}25tT/r_*^2, \qquad (329)$$

где ΔS и r_* определяются аналогично способу временного прослеживания на площадном графике.

Способ комбинированного прослеживания. Уравнение (299) рассматривается относительно координат $\lg t/r^2$, S, что позволяет объединить достоинства двух предыдущих способов. Здесь имеем

$$S=\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{2{,}25T}{\mu}+\frac{0{,}183Q}{T}\lg\frac{t}{r^2}; \qquad (330)$$

$$T=0{,}183Q/\Delta S; \qquad (331)$$

$$\mu=2{,}25T\,(t/r^2)_*, \qquad (332)$$

где ΔS и $(t/r^2)_*$ определяются на графиках комбинированного прослеживания (рис. 71).

Применяя метод Джейкоба на практике, следует иметь в виду, что он при кратковременных откачках не всегда позволяет получить надежные результаты. Кроме того, прямолинейность графиков прослеживания является необходимым, но недостаточным условием применения метода Джейкоба. Комплекс необходимых и достаточных условий применения этого метода может быть сформулирован (Довнар, 1978) следующим образом.

А. Способ временного прослеживания. Необходимое условие — прямолинейный вид графиков; достаточное — параллельность графиков прослеживания для различных наблюдательных скважин, отражающая условие $T=$ $=\text{const}$, то есть

$$t_{1,*}/t_{2,*}=(r_1/r_2)^2,\ \mu=\text{const}. \qquad (333)$$

Б. Способ площадного прослеживания. Необходимое условие — прямолинейный вид графиков прослеживания; достаточное — параллельность графиков на разные моменты времени и выполнение равенства

$$t_1/t_2=(r_{1,*}/r_{2,*})^2. \qquad (334)$$

В. Способ комбинированного прослеживания. Необходимое и достаточное условие — выход всех кривых графика прослеживания на общую прямую.

Метод определения водопроводимости водоносного пласта по данным кратковременных откачек, разработанный С. В. Довнаром, заключается в следующем. По данным понижений начального периода откачки строят график комбинированного прослеживания уровней (рис. 72). На построенных кривых находят точки пере-

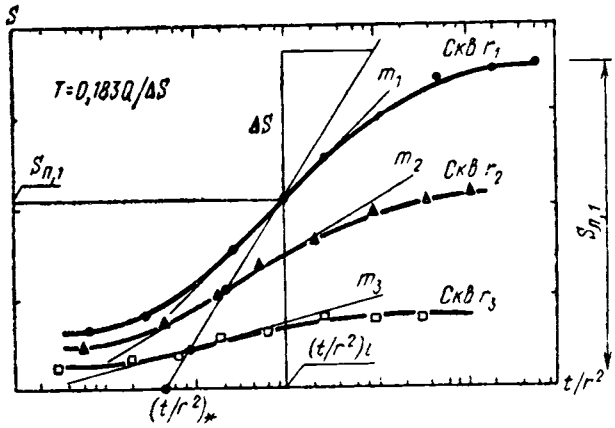


Рис. 72. График построения расчетной прямой для определения T по данным начального периода откачки.

гиба и через них проводят прямую. Водопроводимость определяют по формуле

$$T = 0{,}183Q/\Delta S, \qquad (335)$$

где ΔS — понижение уровня воды в наблюдательных скважинах за логарифмическую единицу оси t/r^2 на графике прослеживания.

Для нахождения точек перегиба можно воспользоваться утверждением Халтуша, что в них понижение $S_{п,i}$ на полулогарифмическом графике прослеживания равно половине понижения на участке ложностационарного режима — кажущейся стабилизации уровня, то есть $S_{п,i} = 0{,}5S_{л,i}$ (рис. 72). Для определения расчетного участка перегиба на графике достаточно двух-трехчасовой кустовой откачки с частотой замеров в наблюдательных скважинах через 1...2 мин в течение первых 15...30 мин. Однако не всегда удается зафиксировать экспоненциальный участок входа прямой на участок перегиба или довести опыт для ложностационарного режима. Поэтому точкой стабилизации ложностационарного участка можно принять ту, в которой угловой коэффициент касательной и кривой прослеживания равен 0,3 углового коэффициента участка перегиба. Тогда $S_{п,i} = 0{,}5S_{л,i}$. По графику (рис. 72) можно найти и величину начального коэффициента водоотдачи. Для этого проводят прямую, проходящую через точки перегиба, до пересечения с

осью абсцисс [точка $(t/r^2)_*$] и вычисляют $\mu_н$ по формуле (332).

Метод определения расчетной водоотдачи заключается в следующем. На любой момент времени $t=t_i$ ложностационарного участка комбинированного прослеживания величина μ_t определяется как точка пересечения прямой, проходящей с угловым коэффициентом $\Delta S = 0{,}183Q/T$ через точку $\lg t_i/r_i^2$, S_i с осью абсцисс (рис. 73). Вычисления выполняют в такой последовательности.

1. По начальному участку графика прослеживания по прямой, проходящей через точки перегиба, определяют значения величин T и $\mu_н$ по формулам (332) и (335).

2. На ложностационарном участке графика выбирают не менее 5...7 расчетных точек, для которых находят время t_i. Точки могут принадлежать осредняющей (обобщенной) кривой.

3. Через выбранные точки проводят прямые t_i, параллельные прямой, проходящей через точки перегиба начального участка. По точкам пересечения прямых с осью $\lg t/r^2$ по формуле (335) находят $\mu_{t,i}$.

4. Если на графике прослеживания имеется квазистационарный участок (то есть спрямленный участок ложностационарного режима, параллельный начальному участку), то коэффициент эффективной водоотдачи $\bar{\mu}_t =$

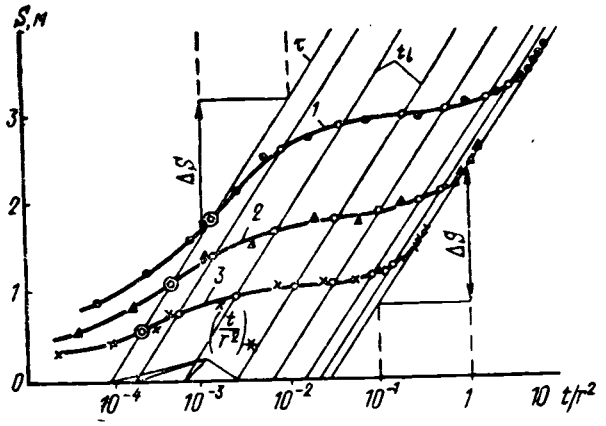


Рис. 73. Способ определения коэффициента расчетной водоотдачи по графику комбинированного прослеживания понижения уровня.

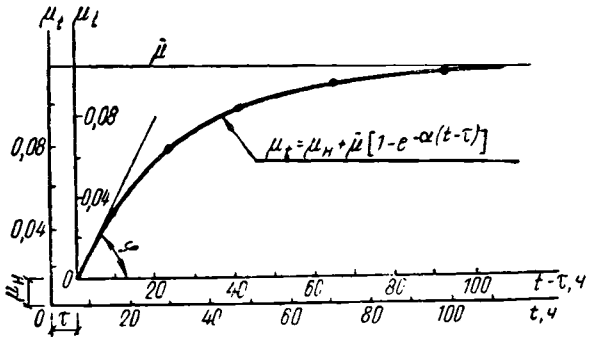


Рис. 74. График расчетной водоотдачи по данным кустовой откачки.

$=\mu_н+\mu_t$ определяют непосредственно, аналогично п. I (рис. 73).

5. По значению μ_i, t_i, τ и $\mu_н$ строят (рис. 74) совмещенный график $\mu=f(t)$ и $\mu=f(t-\tau)$, по которому находят $\alpha\bar{\mu}=\operatorname{tg}\varphi$.

В общем случае коэффициенты μ и α могут быть найдены по значениям μ_i, t_i методом наименьших квадратов. Ориентировочно $0{,}01\leqslant\alpha\leqslant0{,}07$. Пример расчета дан в работе «Осушение земель вертикальным дренажем» (Минск, 1980). Полученная формула расчетной водоотдачи

$$\mu_t=\mu_н+\bar{\mu}[1-e^{-\alpha(t-\tau)}]$$

позволяет распространить формулу (307) для определения понижений УГВ на любой период откачки, что особенно важно при расчетах вертикального дренажа на осушенных землях. Применяя данную методику, можно также сократить время опытных откачек до 3...5 сут вместо рекомендуемых 15...30.

6. Сифонные водосборы в системах вертикального дренажа

Применение сифонных водосборов в системах вертикального дренажа расширяет его технические возможности, уменьшает строительные и эксплуатационные затраты. При этом целесообразно проектировать простейшую конструкцию сифонного водосбора (рис. 75). В состав сифонного водосбора входят: всасывающая труба,

забирающая воду из скважины; сифонный трубопровод, соединяющий две скважины (средняя ветвь); нисходящая ветвь и зарядное устройство (вакуум-насос, эжектор и др.). В приемной скважине устанавливают погружной насос. Работа сифонного водосбора заключается в отборе дополнительного количества воды из грунта путем создания и поддержания определенной разности динамических уровней воды в скважинах. Диаметры приемных скважин должны позволять размещение в них водоподъемной трубы погружного насоса и нисходящей ветви сифона. Для приведения сифона в действие и поддержания устойчивой его работы необходимо зарядить сифон, то есть предварительно удалить из него воздух и создать в нем первоначальное разрежение, создать и поддерживать определенную разницу напоров, периодически удалять из сифона скапливающийся воздух. Заряжают сифон вакуум-насосом, эжектирующим устрой-

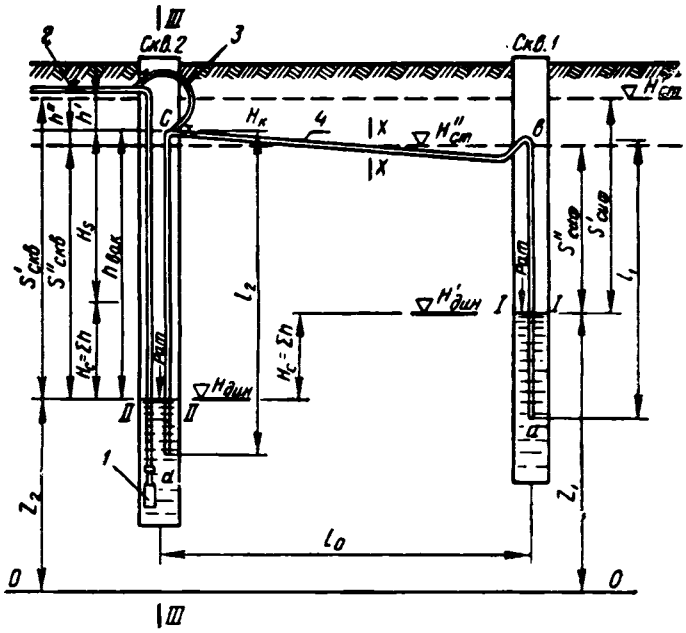


Рис. 75. Схема сифонного устройства:

1 — погружной насос; *2* — задвижка; *3* — зарядное устройство; *4* — сифон.

ством либо заливкой системы водой при наличии обратного клапана на всасывающей трубе. Клапаны, однако, обусловливают значительные (до 0,5...1,5 м) потери напора. Наиболее просто заряжать сифон эжектирующим устройством конструкции БелНИИМиВХ (В. А. Немиро, А. Т. Шпаков, рис. 76). Для этого на водоподъемном трубопроводе погружного насоса перед задвижкой *3* устанавливают патрубок *4* диаметром 1,5... 2″ с вентилем. Второй такой же патрубок располагают в самом колене сифонного трубопровода с наклоном в сторону средней ветви. Патрубки соединяют шлангом или трубкой.

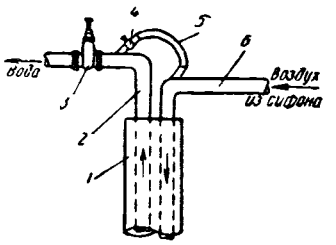


Рис. 76. Схема зарядного устройства сифона конструкции БелНИИМиВХ:

1 — эксплуатационная колонна; *2* — водоподъемный трубопровод; *3* — задвижка; *4* — вентиль; *5* — соединительная труба (шланг); *6* — сифонный трубопровод.

Запуск сифона осуществляют в такой последовательности: на сбросном трубопроводе приоткрывают задвижку *3*, открывают вентиль *4* и запускают погружной насос. Часть воды через патрубок *5* попадает в нисходящую ветвь сифона и, двигаясь с большой скоростью, захватывает воздух, постепенно увеличивая вакуум в сифонном трубопроводе. Благодаря этому вода из скважины поднимается по всасывающей трубе в сифон, смешивается с напорной водой и увлекается ею дальше. При вакууме около 40 кПа сифон включается в работу. На практике время зарядки его составляет 10... 13 мин. После включения сифона, если скорость движения воды в нем превышает 0,5 м/с, вентиль на патрубке закрывают. Когда необходимо постоянно отсасывать воздух, вентиль не закрывают, и зарядное устройство работает параллельно со сбросным трубопроводом. Устойчивость работы сифонного водосбора и его производительность существенно зависят от количества поступающего через неплотности соединения воздуха. Поэтому следует тщательно заделывать стыки и всасывающие узлы и обязательно проверять их на герметичность.

Гидравлические сопротивления в сифонных трубопроводах несколько выше, чем в напорных, при пропуске одинакового расхода, что обусловлено влиянием воз-

духа, выделяющегося из жидкости при вакууме. Однако для низковакуумных сифонов ($H_в<60$ кПа) разница в потерях напора несущественна и расчет их можно проводить по обычным формулам гидравлики.

Для нормальной работы сифонного трубопровода необходимо, чтобы минимум давления в нем $P_к$, соответствующий наибольшему разрежению, не снижался до величины выделения паров жидкости $P_п$. Если $P_к<P_п$, то в трубопроводе возникает кавитация, что влечет за собой разрыв столба жидкости и срыв работы сифона. С некоторым запасом предельную величину допустимого вакуума в сифоне можно принять 90 кПа. Тогда предельное превышение сифонного трубопровода над динамическим уровнем воды в скважинах (высота всасывания) определяется зависимостью

$$H_s=9P_a/\gamma-P_н-\Sigma h_{сист}=8{,}8-\Sigma h_{сист}, \qquad (336)$$

где $\Sigma h_{сист}$ — сумма потерь в сифоне от точки входа до точки выхода; $P_а$ — атмосферное давление; $P_н=0{,}2$ м — парциальное давление водяного пара; γ — плотность воды.

Отметка верха сифона (коллектора)

$$H_к=H_{дин}+(8{,}8-\Sigma h_{сист}),$$

где $H_{дин}$ — отметка динамического уровня воды в дренажной скважине.

Отметка уровня воды в приемной скважине

$$H_р=H_{дин}-\Sigma h_{сист}.$$

При работе сифонных водосборов возможны случаи опускания динамического уровня в приемной скважине ниже 10 м. В связи с этим длина нисходящей ветви сифона может достигать 13...15 м и непременным условием является затопление конца трубы. Срыв вакуума и разрядка сифона происходят в момент выхода нисходящей ветви из-под воды даже при скоростях ее больше 1 м/с.

Одно из основных условий нормальной работы сифонов — создание и поддержание в них минимально допустимых скоростей движения воды. Опыты показывают, что устойчивость работы сифона определяется главным образом скоростью движения в нисходящем колене (ветви) сифона. Для нормальной работы сифонного водосбора при отсутствии отсасывания воздуха эта скорость должна быть выше 0,7 м/с при обязательном наличии

водяного затвора. Для систем вертикального дренажа наиболее приемлема следующая конструкция сифона: всасывающее колено в виде гуськового, нисходящее — обычной прямоугольной формы; средняя ветвь укладывается с обратным уклоном в сторону приемной скважины. Отметки верха нисходящего и всасывающего колен одинаковы.

Гидравлический расчет сифонов сводится к определению диаметров труб, потерь напора в них, расходов, геодезической высоты всасывания и производительности вакуум-насосов. Принципиально он ничем не отличается от расчетов обычных трубопроводов. Рассмотрим расчетную схему сифона, рекомендуемую на системах вертикального дренажа (рис. 75). Составив уравнение Бернулли для сечений *I—I* и *II—II*, совпадающих со свободными поверхностями жидкости, и пренебрегая скоростными напорами, получим $\Delta z = H_c = \Sigma h$, то есть весь напор тратится на преодоление сопротивлений по длине и местных

$$H_c = \xi_{сист} v^2/2g, \qquad (337)$$

где $\xi_{сист} = \lambda l/d + \Sigma\xi_м$ — коэффициент сопротивления системы; $l = l_0 + l_1 + l_2$ — длина сифона; $\Sigma\xi_м = \xi_{вх} + \xi_{вых} + \xi_{кол} + \xi_{задв}$; в расчетах принимается: $\xi_{вх} = \xi_{вых} = 1$; $\xi_{кол} = 0{,}3...1{,}1$; $\xi_{задв} = 0{,}12...0{,}3$.

По найденному H_c вычисляют скорость и расход

$$Q = v\omega; \; v = \frac{1}{\sqrt{\xi_{сист}}}\sqrt{2gH_c}.$$

Допустимую геодезическую высоту всасывания H_s легко определить, составив уравнение Бернулли для сечений *I—I* и *III—III*:

$$H_s = h_{вак} - v_3^2/2g - \Sigma h_{a-c}, \qquad (338)$$

где v_3 — скорость в сифоне в сечении II—III; h_{a-c} — сумма потерь напора на преодоление сопротивлений от точки *a* до точки *c*.

Расчеты сифонных водосборов сводятся к определению гидравлических потерь в трубопроводах, а также определению суммарного дебита водосбора. Исходными данными служат дебиты, динамические уровни и индикаторные кривые скважин, расстояние между ними, схема и профили трубопроводов, нормы осушения территории или оросительные нормы.

Пример 8. Дано: отметка высшей точки сифона $\nabla H_к = 2$ м; отметка статического горизонта воды $H_{ст} = 1$ м; расстояние между

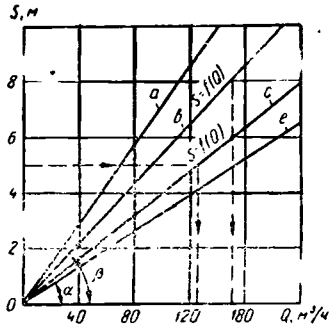


Рис. 77. Индикаторные кривые скважин $S=f(Q)$.

скважинами $l_0=500$ м, длина восходящей ветви $l_1=10$ м, нисходящей $l_2=14$ м, $h_{вак}=70$ кПа. Индикаторные кривые дренажных скважин приведены на рисунке 77 (кривая *b* — для скважины *2*, *c* — для скважины 1). Подобрать диаметр сифонного трубопровода, найти понижения в скважинах 1 и 2 (S_1, S_2), их дебит и расход всей системы. Трубы стальные не новые, коэффициенты местных сопротивлений $\xi_{вх}=\xi_{вых}=1$; $\xi_{кол}=0{,}8$; $\xi_{задв}=0{,}2$; $\Sigma\xi=1+1+2\cdot0{,}8+0{,}2=3{,}8$.

Длина сифона $l=l_0+l_1+l_2=500+10+14=524$ м. Принимаем $v=0{,}8$ м/с, $d=0{,}2$ м.

Вычисляем коэффициент сопротивления трения по длине по формуле Ф. А. Шевелева

$$\lambda=\frac{0{,}0179}{d^{0,3}}\left(1+\frac{0{,}867}{v}\right)^{0,3}=\frac{0{,}0179}{0{,}2^{0,3}}\left(1+\frac{0{,}867}{0{,}8}\right)^{0,3}=0{,}0358.$$

Суммарные потери в сифоне

$$\Sigma h=(\lambda l/d+\Sigma\xi)v^2/2g=\left(0{,}0358\,\frac{524}{0{,}2}+3{,}8\right)\frac{0{,}8^2}{2\cdot9{,}81}=3{,}18\text{ м}.$$

Превышение статического уровня над шелыгой (высшей точкой сифона)

$$\bar{h}=\nabla H_c-\nabla H_{ст}=2-1=1\text{ м}.$$

По рисунку 75 понижения уровня в скважине 1

$$S_{сиф}=h_{вак}-\Sigma h+\bar{h}=7-3{,}18+1=4{,}82\text{ м},$$

в дренажной скважине 2

$$S''_{скв}=h_{вак}+h'=7+1=8\text{ м}.$$

По индикаторным кривым *b* и *c* (рис. 77) находим

$$Q_{скв}=150\text{ м}^3/\text{ч};\ Q_{сиф}=123\text{ м}^3/\text{ч}.$$

Суммарный дебит системы $Q_{сист}=150+123=273$ м³/ч.

Проверяем действительную скорость воды в сифонном трубопроводе

$$v=\frac{4Q}{3600\pi d^2}=\frac{4\cdot123}{3600\cdot3{,}14\cdot0{,}2^2}=1{,}087\text{ м/с}.$$

Поскольку она оказалась больше допустимой, принимаем $d=0{,}25$ м, тогда

$$\lambda=\frac{0{,}0179}{0{,}25^{0{,}3}}\left(1+\frac{0{,}867}{0{,}8}\right)^{0{,}3}=0{,}0335;$$

$$\Sigma h=\left(0{,}0335\,\frac{524}{0{,}25}+3{,}8\right)\frac{0{,}8^2}{2\cdot 9{,}81}=2{,}42\ \text{м};$$

$$S'_{\text{сиф}}=7-2{,}42+1=5{,}58\ \text{м};\quad Q_{\text{сиф}}=139\ \text{м}^3/\text{ч};$$

$$v=\frac{139}{3600\cdot 3{,}14\cdot 0{,}25^2}=0{,}785\ \text{м/с}.$$

Окончательно принимаем: $d=0{,}25$ м; $S_{\text{скв}}=8$ м; $S_{\text{сиф}}=5{,}88$ м; $Q_{\text{скв}}=150$ м³/ч; $Q_{\text{сиф}}=139$ м³/ч; $Q_{\text{сист}}=289$ м³/ч.

При значительной длине сифонного водосбора и большом числе дренажных скважин расчет существенно осложняется тем, что даже в одинаковых гидрогеологических условиях дебиты скважин на протяжении водосбора различные в связи с различными динамическими уровнями в скважинах, и поэтому точное решение задачи представляет большие трудности. Существуют приближенные графические методы расчета (Абрамов, 1973, и др.).

7. Основные результаты практики осушения земель вертикальным дренажем

Первая мелиоративная система на базе вертикального дренажа с использованием подземных вод на дождевание построена в 1972...1973 гг. на землях Полесской опытно-мелиоративной станции БелНИИМиВХ. Площадь опытно-производственного участка 400 га, в том числе с орошением подземными водами—304 га. Позднее были построены две опытно-производственные системы вертикального дренажа на Украине (объекты «Домна» и «Люберецкий»), по одной в Латвии и БССР. Общая площадь опытных систем вертикального дренажа превышает 1,6 тыс. га, срок эксплуатации от 4 до 10 лет.

Наиболее детальные и длительные исследования эффективности вертикального дренажа в натурных условиях выполнены на ПОМС. Участок был запроектирован и построен как технически совершенная осушительно-оросительная система периодического действия, позволяющая управлять УГВ и влажностью почвы независимо от погодных условий. Основной принцип дейст-

вия системы — регулирование УГВ путем изменения режима откачки из дренажных скважин. Второй вариант управления водным режимом почв — орошение территории грунтовыми водами, каптируемыми дренажными скважинами.

Участок расположен на верхней границе первой надпойменной террасы р. Бобрик — левого притока Припяти и представляет собой мелкозалежное низинное болото. Почвенный покров представлен торфяно-болотными низинного типа, дерново-болотными и дерново-глеевыми заболачиваемыми почвами, имеющими кислую реакцию (pH=4,1...5,7). До осушения грунтовые воды на участке стояли большую часть года у поверхности почвы и выше. Питание их происходит за счет атмосферных осадков, талых и паводковых вод. Норма осадков 585 мм, по типу минерализации грунтовые воды относятся к гидрокарбонатнонатриевым с содержанием солей менее 0,5... 1 г/л.

В геологическом строении массива участвуют четвертичные и коренные отложения, представленные разнозернистыми песками с прослойками и линзами глин. Поверхностные отложения представлены болотными и озерно-аллювиальными образованиями в виде торфяника, мелко- и среднезернистых песков. Мощность торфа 0,2...0,8 м, песков 0,5...2 м. Современные озерно-аллювиальные отложения в северной и северно-восточной части участка выходят на поверхность. Подстилаются они древними озерно-ледниковыми разновидностями пылеватых, мелких и среднезернистых песков общей мощностью 15...20 м.

Четвертичные отложения залегают на коренных, третичных меловых и юрских отложениях. Третичные неоген-палеогеновые отложения имеют мощность 25...30 м и представлены среднезернистыми песками с крупнозернистыми и гравелистыми прослоями. На глубине 51... 53 м залегают малопроницаемые мело-мергельные отложения, отделенные от песчаных 1...2-метровым слоем темно-зеленого глинистого алеврита. Меловые отложения с глубины 63...64 м подстилаются слабосцементированными песчаниками, мощность которых вскрыта на глубине 70 м (рис. 78).

Характерная особенность как четвертичных, так и коренных отложений состоит в отсутствии выдержанных по мощности и простиранию водоупоров, что обус-

ловливает тесную гидравлическую связь всех водоносных горизонтов и слияние их в единый водоносный комплекс. Общая толща водонасыщенных песков с прослоями глин составляет в среднем 50 м. В некоторых местах она содержит от 1 до 3 локально распространенных прослоек и линз глин мощностью 2...8 м. Эффективная мощность водоносного слоя колеблется в пределах 40...50 м.

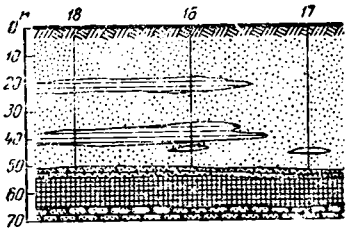


Рис. 78. Геологический разрез по створу *В—В* ПОМС.

Средняя водопроницаемость ее, определенная по данным гранулометрического состава песков, равна 15...17, а по данным опытных откачек —17,5 м/сут. Водопроводимость (*km*) толщи песков составляет 570... 800 м²/сут.

Схема мелиоративной сети на опытно-производственном участке представлена на рисунке 79. Четыре основные скважины (№ 4, 7, 10 и 11) расположены по углам квадрата со стороной 1 км. В центре установлена резервная скважина № 1 (в процессе эксплуатации участка она оказалась основной). В исследовательских це-

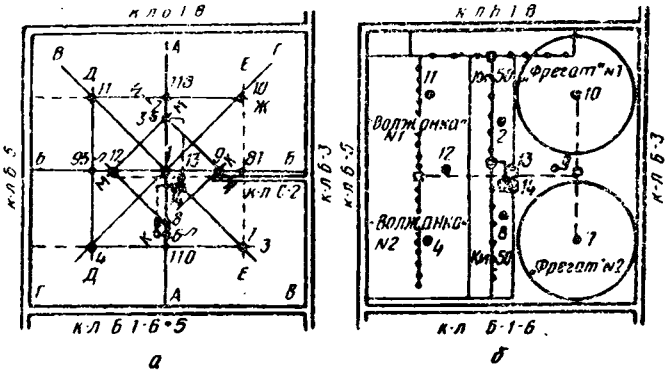


Рис. 79. Схема опытно-производственной осушительно-оросительной системы вертикального дренажа на ПОМС:

а — схема осушительной сети; *б* — схема оросительной сети; *1—12* — дренажные скважины; *13* — насосная станция; *14* — бассейн; *А—А...М—М* — створы наблюдательных скважин; *81, 95...* — номера наблюдательных скважин.

лях заложены 4 скважины по углам малого квадрата со стороной 500 м (№ 2, 8, 9, 12). Скважина № 5, вынесенная за пределы участка, вместе со скважинами № 6, 8, 1, 2 и 3 образует линейный ряд. Кроме того, на участке создано два сифонных водосбора: первый длиной 105 м соединяет скважины № 6 и 8, второй длиной 470 м соединяет скважины № 1, 2 и 3.

Первый сифон выполнен из стальных труб диаметром 146 мм, длина всасывающей трубы (восходящей ветви) равна 8 м, нисходящей —9,5 м. Средняя ветвь трубопровода уложена с уклоном 0,0043 в сторону скважины № 6. Соединение труб выполнено на сварке, нисходящая и восходящая ветви присоединены к средней на фланцах. Работа сифона осуществлялась при прямом и обратном уклонах, в первом случае приемной была скважина № 6 с насосом ЭЦВ 10-120-60, во втором — № 8 с насосом ЭЦВ 12-255-30.

Второй сифонный водосбор соединяет скважину № 1 со скважинами № 2 и 3, расстояние между которыми 10 м. Скважина № 3 (глубина 36 м, $D=300$ мм) дублирует скважину № 2 (глубина 30 м, $D=350$ мм). По конструкции сифон представляет собой трубопровод переменного сечения. Средняя ветвь его длиной 425 м выполнена из чугунных труб $D=300$ мм и уложена с переменным по длине уклоном. Трубы соединены с помощью резиновых самоуплотняющихся сальников. Горизонтальные участки, соединяющие скважины с чугунным трубопроводом, выполнены из стальных труб $D=150$ мм. Скважина № 1 (глубина 47 м, $D=300$ м), оборудованная погружным насосом ЭЦВ 12-255-30, служит приемной. Нисходящая ветвь сифона выполнена из стальных труб $D=250$ мм. Внутри этой трубы проходит водоподъемный трубопровод насоса с наружным диаметром $D=155$ мм. Такая конструкция обусловлена малым диаметром приемной скважины.

Для замеров динамики УГВ на участке заложено 12 створов со 130 наблюдательными скважинами. В каждом створе они привязаны к одной из дренажных скважин и расположены от нее по общему правилу: 2, 8, 20, 40...60, 80...100, 140, 200, 360, 500, 860 и 1000 м. Глубина первой от дренажной наблюдательной скважины — 30, трех следующих —15, остальных —5 м.

Опытно-производственный участок на ПОМС в плане представляет собой квадрат 2×2 км, огражденный

открытыми каналами глубиной 1,8...2,2 м. Канал Б-1-6 имеет глубину 1,2...1,4 м. Открытые каналы являются составной частью мелиоративной системы ПОМС общей площадью 3200 га.

Основные характеристики дренажных скважин приведены в таблице 42. Все они пробурены станками УКС-22М и имеют диаметр 300 и 350 мм и глубину 25...47 м. Фильтры скважин трех типов: щелевые, проволочные и проволочно-щелевые с гравийной обсыпкой толщиной 7,5...12,5 см. В скважинах установлены погружные насосы ЭЦВ 10-120-60, ЭЦВ 12-255-30 и ЭЦВ 12-210-85 (скважина № 7, от которой дождевальный агрегат «Фрегат» работает напрямую). Питание электродвигателей осуществляется по подземным электрическим кабелям 0,4 кВ от центральной трансформаторной подстанции мощностью 400 кВт.

42. Характеристики дренажных скважин на ПОМС

Номер скважины	Глубина скважины, м	Длина фильтра, м	Диаметр фильтра, мм	Удельный дебит скважины, м²/ч
1	47	31,7	300	18,3
2	30	21,2	350	14,3
3	36	27,5	300	9,5
4	32	21,8	350	15,0
5	30	21,8	300	13,8
6	25	15,7	350	24,5
7	30	24,4	350	20,6
8	30	20,8	350	8,0
9	27	15,5	350	5,4
10	44	24,5	300	7,8
11	37	24,8	300	19,1
12	30	18,0	350	11,8

Вода от скважин сбрасывается в каналы Б-3 и Б-5 по подземным чугунным трубопроводам $D=200$ мм. При необходимости вода от любой скважины может быть подана по трубопроводам в бассейн суточного регулирования и подогрева объемом 6 тыс. м³, расположенный в центре участка и состоящий из двух секций по 3 тыс. м³.

В центре участка построена насосная станция с диспетчерским пунктом управления погружных насосов дренажных скважин. В здании установлены два насоса

6НДС с электродвигателем А-2-91-4 по 75 кВт и один насос ЗВ-200×2 с электродвигателем А-101-4 мощностью 125 кВт, которые забирают воду из бассейна и подают ее к дождевальным агрегатам.

Для орошения участка на нем установлены (рис. 79) дождевальные агрегаты «Фрегат» ДМ-424-90 (2 шт.), «Волжанка» ДКШ-64 (2 шт.) и «Радуга» КИ-50. Вода к ним может подаваться насосной станцией из бассейна по подземным трубопроводам, а также непосредственно от скважин.

Конструктивная особенность мелиоративной системы состоит в том, что она может быть в любое время включена в работу как в режиме осушения, так и в режиме орошения и позволяет: за 10...15 сут понизить УГВ в период весенних паводков до нормы, требуемой в предпосевной период, и при необходимости поддерживать путем изменения режима откачек норму осушения в остальной период вегетации; при резком подъеме УГВ вследствие летних и осенних паводков понизить их до требуемой нормы за 8...12 сут, орошать участок подземными водами в любой период образования дефицита влаги в корнеобитаемом слое почвы.

Для изучения эффективности вертикального дренажа по регулированию УГВ и влажности почвы, а также для определения гидрогеологических параметров верхних водоносных горизонтов в 1972...1981 гг. на опытном участке выполнено более 200 кустовых и групповых опытных и эксплуатационных откачек с разными дебитами при различных сочетаниях работы дренажных скважин и сифонных водосборов. На объекте проводились также систематические наблюдения за УГВ, влажностью, осадками, температурой, балансом влаги в почве, изменением химического состава воды, определялась урожайность при разных нормах полива и дозах удобрений. Следует отметить, что за истекшие 9 лет были годы как влажные, так и острозасушливые по осадкам.

Режим осушения, одиночная скважина. При откачках из одиночных скважин вблизи них создаются глубокие воронки депрессии. Перепад уровней между зоной, непосредственно примыкающей к скважине, и остальной площадью достигает 3...5 м. В период откачек создается неравномерность осушения по площади, но зона с глубоким понижением УГВ невелика и составляет 1...2% всей осушаемой скважиной площади. После ос-

тановки насосов вблизи дренажной скважины происходит интенсивное восстановление уровня, и воронки депрессии исчезают за 2...6 ч, затем УГВ выравнивается в пределах всей осушаемой площади. Скорости снижения и восстановления уровней закономерно затухают при удалении от скважин (табл. 43). В зависимости от дебита и длительности откачки влияние одиночной скважины распространялось в радиусе 500...1000 м (табл. 44). Площадь осушения одиночной скважиной с понижениями УГВ более 30 см при откачках в течение 5...10 сут может достигать 40...60 га, что говорит о высоком осушительном эффекте вертикального дренажа.

43. Динамика УГВ при откачках из одиночных скважин

Номер скважины	Дебит, м³/ч	Время, ч	Средние скорости снижения (числитель) и восстановления (знаменатель) УГВ (см/ч), на расстоянии, м				
			20	40	100	180	360
1	102	1	130/108	45/28	9/6	7/5	2/2
		5	28/24	11/7	4/2,4	3/1,2	1,6/0,8
		24	6/6	2/2	1/1	0,8/0,7	0,6/0,3
7	151	1	116/92	75/60	25/5	10/4	4/2
		5	27/21	18/15	8/2	3/2	3/1,5
		24	8,5/6	6/4	2/1	1/0,8	0,6/0,5

44. Влияние работы одиночной скважины на УГВ в зависимости от дебита и длительности откачки

Номер скважины	Дебит, м³/ч	Длительность откачки, ч	Понижение УГВ от статического (см) на расстоянии от скважины, м					
			20	40	180	360	500	1000
1	164	24	142	73	36	15	8	—
4	100	22	114	95	32	14	6	—
7	110	24	126	102	20	13	8	5
7	195	168	241	190	82	39	22	12
10	155	24	156	114	42	26	12	5
11	140	24	180	135	48	12	7	4

Сифонный водосбор. В таблицах 45 и 46 приведены данные по динамике УГВ и дебитам при работе двух сифонных водосборов. При вакууме 60...70 кПа дебиты сифонных скважин составляли 66...97 м³/ч, а системы сифонного водосбора из двух скважин — 180...210, из трех — 270 м³/ч. Обработка наблюдений за снижением

УГВ показала, что площадь осушения сифонного водосбора (линейного ряда скважин) в расчете на одну скважину может в благоприятных гидрогеологических условиях достигать 40...45 га. Количества забираемой сифонным водосбором подземной воды вполне достаточно для обеспечения нормальной работы дождевального агрегата типа «Фрегат» или «Волжанка».

45. Динамика работы сифонного водосбора (скважины № 1, 2, 3, $t=24$ ч)

Время	Вакуум, кПа	Расход сифона $Q_{сиф}$, м³/ч	Понижения уровня в скважинах, м		
			1	2	3
12.00	—	—	—	—	—
12.30	68,6	96,7	8,56	2,58	2,59
13.00	74,0	97,1	8,41	2,88	2,89
15.00	75,4	97,3	8,71	4,06	4,07
18.00	76,4	97,3	8,77	4,08	4,08
20.00	77,0	97,4	8,80	4,19	4,19
6.00	77,5	97,3	8,98	4,28	4,28
12.00	78,6	97,4	9,01	4,46	4,46

46. Динамика снижения УГВ при работе сифонного водосбора (скважины № 2(3)—1—8, $Q_{сист}=270$ м³/ч)

Длительность осушения, сут	Снижение УГВ на расстоянии от центра участка, м		
	140	380	500
1	0,37	0,13	0,07
2	0,47	0,17	0,10
3	0,54	0,20	0,12

Систематический дренаж. Осушительный эффект вертикального дренажа на опытном участке при площадной схеме размещения скважин изучался, начиная с 1972 г. Фактические данные свидетельствуют о высоком осушительном действии систематического дренажа. Например, весной 1973 г. была проведена пятисуточная откачка из четырех скважин большого квадрата (№ 4, 7, 10, 11) с расстоянием между ними 1 км. Перед началом откачки произошел резкий подъем УГВ (до 30 см от поверхности), вызванный интенсивными дождями. При суммарном дебите 560 м³/ч за 5 сут было сброшено около 65 тыс. м³ воды, уровни грунтовых вод понизились на

53 см. Необходимая для начала полевых работ норма осушения в 60 см была достигнута на третьи сутки откачки. Динамика снижения УГВ по площади участка представлена на рисунке 80.

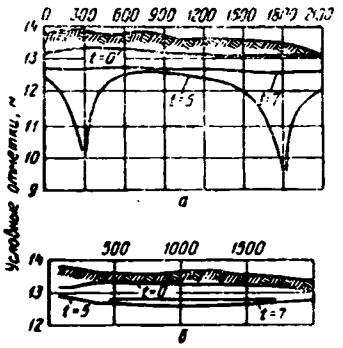


Рис. 80. Положение УГВ по створам *В—В* (*а*) и *А—А* (*б*) до откачки ($t=0$), в конце пятистрочной откачки из четырех скважин ($t=5$) и спустя двое суток после прекращения откачки ($t=7$).

Анализ депрессионных кривых в гидроизогипс, построенных по всем наблюдательным створам, показал, что осушаемая ограждающей сетью каналов площадь не превысила 80 га. Остальные 320 га были осушены вертикальным дренажем. Одна дренажная скважина при дебите 140 м^3/ч в групповом режиме обеспечила осушение на площади 70...90 га. Интенсивность снижения УГВ при групповой откачке составляла 10...15 см в первые сутки и по истечении 3 сут снизилась до 7...10 см/сут, что свидетельствует о высокой эффективности вертикального дренажа в данных гидрогеологических условиях. При этом неравномерности осушения по площади практически нет.

После прекращения откачек в течение 2...6 ч произошло выравнивание УГВ на всем участке, а в последующие 2 сут наблюдался равномерный его подъем (рис. 80) до 10 см. Это было вызвано дотеканием воды с верхнего осушаемого слоя. В дальнейшем под влиянием транспирации и испарения началось медленное опускание УГВ. Наблюдения за уровнями и влажностью почвы показали, что вторично включать систему в режим осушения не было необходимости в течение всего вегетационного периода 1973 г.

За 9 лет эксплуатации опытно-производственного участка вертикального дренажа осушительные откачки производили непродолжительный период весной почти ежегодно (от 3 до 9 сут), длительные весенние откачки (от 12 до 20 сут) были необходимы лишь в 1976 и 1980 гг., осенние кратковременные откачки выполнены в 1977 и 1980 гг. В 1974 г. погодные условия сложились

так, что не было необходимости включать скважины в режиме осушения (достаточное осушение обеспечила ограждающая сеть каналов). Характеристика работы вертикального дренажа в режиме осушения за истекшие годы и снижение уровней грунтовых вод в центре участка (наблюдательная скважина № 72) и посредине между дренажными скважинами (№ 81, 95, 118 и 110, рис. 79) приведены в таблице 47.

47. Характеристика работы вертикального дренажа

Годы	Длительность откачки (весна/осень), сут.	Суммарный дебит, м³/ч	Количество скважин	Глубина статического уровня, см	Понижение уровня по наблюдательным скважинам, см				
					№ 72	№ 81	№ 95	№ 118	№ 110
1973	5/0	560	4	30	53	43	38	50	52
1974	0/0	—	—	—	—	—	—	—	—
1975	9/0	860	4	40	60	53	50	73	69
1976	12/0	1050	5...6	50	90	56	76	112	44
1977	0/3	650	4	40	26	14	12	35	40

Режим орошения. В гумидной зоне европейской части страны создать необходимый водный режим на мелиорированных землях путем проведения только осушительных мероприятий удается далеко не всегда. В засушливые и средние по водности годы суммарное водопотребление культур превышает количество атмосферных осадков и продуктивные запасы в деятельном слое почвы. Для лугопастбищных культур дефициты влаги в почве на мелких торфяниках и несвязных грунтах возникают через 1...2 года, а в южных районах зоны практически ежегодно.

Учитывая эти обстоятельства, на опытно-производственном участке вертикального дренажа, используемом под долголетнее культурное пастбище, предусмотрено орошение подземными водами на площади 304 га. При этом создана возможность орошать поля как подогретой водой из бассейна, так и холодной, непосредственно из скважин. Опыты по орошению проводились в 1976... 1981 гг.

Основные результаты их могут быть сформулированы следующим образом.

1. С помощью скважин вертикального дренажа при установке в них соответствующих насосов можно обеспечить оперативное и надежное орошение полей подземными водами. При недостатке дебита одной скважины для работы дождевального агрегата она дополняется сифонным водосбором.

2. Орошение лугопастбищных культур допустимо водой непосредственно из скважин. Разницы в урожаях трав при поливах холодной водой из скважин и из наливных водоемов подогретой водой практически нет.

3. Осушительно-оросительная система, у которой основным регулирующим комплексом служит скважина — дождевальный агрегат, проста по конструкции, технически совершенна и наиболее экономична как по капиталовложениям, так и по эксплуатационным затратам.

4. При орошении полей подземными водами наиболее экономично и рационально используются водные ресурсы. Если количество забираемых на орошение подземных вод не превышает динамических запасов, то восполнение их всегда гарантировано за осенне-зимний и весенний период. Истощения запасов подземных вод не будет.

В заключение следует отметить, что вертикальный дренаж в сочетании с использованием подземных вод на орошение — новый, наиболее прогрессивный способ мелиораций в гумидной зоне и должен получить широкое распространение в районах, где для этого имеются благоприятные гидрогеологические, почвенные и другие условия. Таких земель только в полесьях Русской равнины имеется более 6 млн. га.

ПРИЛОЖЕНИЕ

СХЕМЫ ДЛЯ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ТРУБЧАТОГО ДРЕНАЖА

В расчетных формулах схем 1...9 приняты следующие обозначения:

B — расстояние между осями дренажных линий, м;
$k_{гр}$ — коэффициент фильтрации грунта, м/сут;
$k_ф$ — то же, защитного фильтра, м/сут;
m — мощность расчетного слоя грунта, м;
$T=k_{гр}m$ — проводимость пласта, м²/сут;
μ — коэффициент водоотдачи (недостатки насыщений);
$H_р$ — расчетный напор (превышение УГВ в междренье над осью дрен), м;
t — длительность расчетного периода, сут;
τ — время стабилизации, сут;
q — интенсивность инфильтрационного питания (средний за расчетный период приток к дренам), м/сут;
q_0 — расчетный модуль дренажного стока, л/с·га=1/116 м/сут;
$L_{нд}$ — общие фильтрационные сопротивления (по степени и характеру вскрытия пласта), м;
C_i — фильтрационные сопротивления дренажных труб при отсутствии защитных от заиления фильтров;
Φ_i — фильтрационные сопротивления по характеру вскрытия пласта;
$\psi_ф$ — приращения (+, −) фильтрационных сопротивлений, обусловленные влиянием фильтра;
D — наружный диаметр дренажной трубы, м;
D_0 — внутренний ее диаметр, м;
δ — толщина фильтра (или стенки трубофильтра), м;
τ_1 — ширина стыкового зазора между дренажными трубами, м;
τ_0 — ширина продольно-щелевой перфорации, м;
S_1 — длина керамических труб, м;
S — шаг перфорации, м;
n — число рядов перфорации;
$N=n/S$ — количество отверстий на 1 м трубы;
d_0 — диаметр перфорационных отверстий, см;
l — длина щелей, м;
l_1 — ширина полоски фильтра, укладываемого вокруг стыкового зазора, или ширина наружной фильтрующей муфты, м;
a — норма осушения к концу расчетного периода, м;
a_1 — глубина залегания УГВ к началу расчетного периода, м;

b — расстояние от поверхности земли до оси дренажной трубы (глубина дрен), м;

$H_{сн}$ — запас воды в снеге 10%-ной обеспеченности к началу таяния, м;

$H_в$ — глубина слоя затопления поверхности почвы, м;

σ — коэффициент стока талых вод;

e — интенсивность испарения, м/сут;

p — интенсивность атмосферных осадков, м/сут;

Σh — сумма осадков за расчетный период, м;

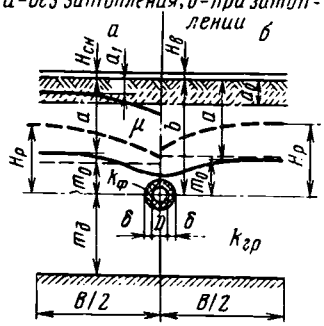
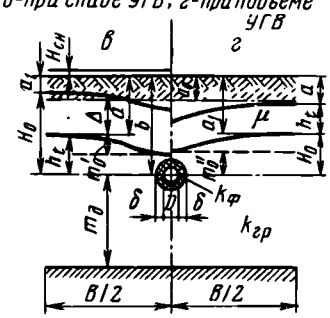
i — уклон поверхности земли;

w — количество воды, подлежащее отведению дренажем, м;

α — коэффициент, учитывающий влияние схемы укладки защитного фильтра.

В схемах формулы имеют самостоятельную нумерацию: первая цифра в скобках означает номер схемы, вторая — номер формулы в схеме.

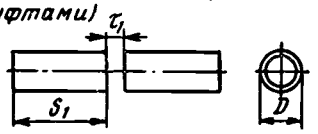
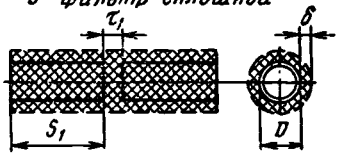
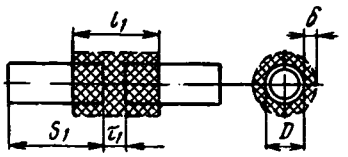
Схема 1. Расчетные периоды

Расчетная схема	Расчетные Весенний без затопления
Установившаяся фильтрация а-без затопления; б-при затоплении  	Схема а $H_р = b - a_1 - 0{,}6(a - a_1)$ (1.1); $m_0 = 0{,}5H_р$ (1.2); $q = \frac{w}{t}$ (1.3); $w = H_{сн}(1-\sigma) + (a - a_1)\mu + (p - e)t$ (1.4); для минерального грунта (по Эркину): $\mu = 0{,}056\sqrt{k_{гр}}\sqrt[3]{b - H_р}$ (1.5); для торфа (по Ивицкому): $\mu = 0{,}116\,k_{гр}^{3/8}(b - H_р)^{3/4}$ (1.6); $\sigma = 0{,}8\ (i < 0{,}01)$; $\sigma = 0{,}8 - 0{,}9\ (0{,}01 < i < 0{,}05)$ (1.7); $\sigma = 0{,}9 - 0{,}95\ (i > 0{,}05)$; $t = 10 - 15$ сут.
Неустановившаяся фильтрация в-при спаде УГВ; г-при подъеме УГВ  	При расчетах по $H_0 = b - a_1$ (1.15); $h_t = b - a$ (1.16); $\Delta = a - a_1$ (1.17); $m_0' = 0{,}5h_t$ (1.18); $\mu = 0{,}056\sqrt{k_{гр}}\sqrt[3]{\Delta} + \frac{H_{сн}(1-\sigma) + (p-e)t}{\Delta}$ (1.19); $\mu = 0{,}116\,k_{гр}^{3/8}\Delta^{3/4} + \frac{H_{сн}(1-\sigma) + (p-e)t}{\Delta}$ (1.20); σ по (1.7); $t = 10 - 15$ сут.
	При расчетах по $H_0 = b - a_1$ (1.31); $h_t = a_1 - a$ (1.32); $m_0'' = 0{,}5H_0$ (1.33); $q = \frac{H_{сн}(1-\sigma) + (p-e)t}{t}$ (1.34); $\mu = 0{,}056\sqrt{k_{гр}}\sqrt[3]{h_t}$ (1.35); $\mu = 0{,}116\,k_{гр}^{3/8}h_t^{3/4}$ (1.36); σ по (1.7)

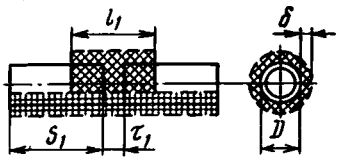
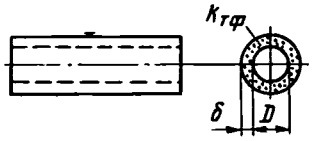
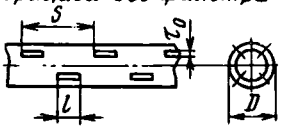
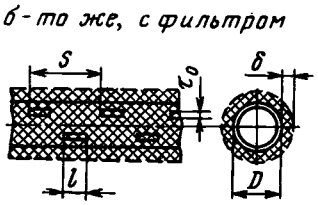
и исходные параметры

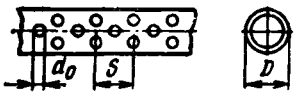
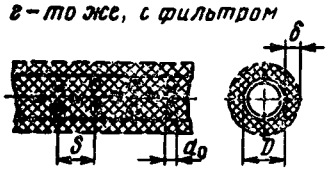
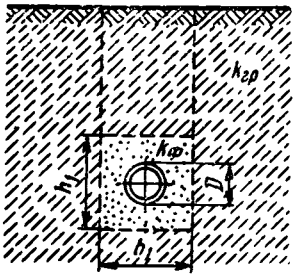
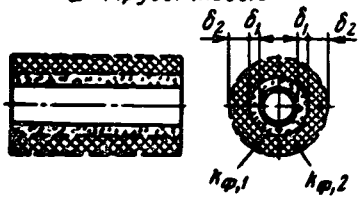
зависимости		
период	Летне-осенний период	
при затоплении	по норме осушения	по скорости освобождения пахотного слоя
Схема б $H_p = b - 0{,}6a$ (1.8); $m_0 = 0{,}5H_p$ (1.9); q по (1.3); $w = H_в + a\mu + (p-e)t$ (1.10); μ по (1.5) или (1.6); $t = 5-10$ сут.	Схема а $H_p = 0{,}6(b-\bar{a})$ (1.11); $w = \Sigma h - (b-\bar{a})\mu - et$ (1.12); q по (1.3); μ по (1.5) или (1.6); $\bar{a}$ - норма осушения в летне-осенний период	Схема б $H_p = b - 0{,}6a_0$ (1.13); $w = H_в + a_0\mu - et$ (1.14); q по (1.3); μ по (1.5) или (1.6); $t = 1-3$ сут.
необходимому понижению УГВ (схема в)		
$H_0 = b$ (1.21); $a_1 = 0$; $\Delta = a$ (1.22); h_t по (1.16); m_0' по (1.18); $\mu = 0{,}056\sqrt{k_{гр}}\sqrt[3]{a} + \frac{H_в + (p-e)t}{a}$ (1.23); $\mu = 0{,}116\,k_{гр}^{3/8}a^{3/4} + \frac{H_в + (p-e)t}{a}$ (1.24); $t = 10-15$ сут.	$H_0 = b - \bar{a}_1$ (1.25); $\Delta = \bar{a} - \bar{a}_1$ (1.26); $h_t = b - \bar{a}$ (1.27); m_0' по (1.18); $\mu = 0{,}056\sqrt{k_{гр}}\sqrt[3]{\Delta} + \frac{\Sigma h - et}{\Delta}$ (1.28); $\mu = 0{,}116\,k_{гр}^{3/8}\Delta^{3/4} + \frac{\Sigma h - et}{\Delta}$ (1.29); $\bar{a}_1$ - глубина УГВ к началу дождей	$a_1 = 0$; H_0 по (1.21); $h_t = b - a_0$ (1.30) $\Delta = a_0$ (1.31) m_0' по (1.18) μ по (1.23) или (1.24) при $a = a_0$; $t = 1-3$ сут.
допустимому подъему УГВ (схема г)		
	$H_0 = b - \bar{a}_1$ (1.37); $h_t = \bar{a}_1 - \bar{a}$ (1.38); $q = \frac{\Sigma h - et}{t}$ (1.39); μ по (1.35), (1.36); m_0'' по (1.33)	

Схема 2. Фильтрационные сопротивления

Варианты схем укладки труб и фильтров	Расчетные зависимости
I. Керамические трубы	$\Phi_i = \alpha \Psi_\Phi + C_\Gamma \left(1 - \alpha + \frac{k_{гр}}{k_\Phi} \alpha\right)$ (2.1)
а - без фильтра и с внутренними соединительными втулками (муфтами) 	$\alpha = 0$ $\Phi_i = \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\tau_1}{S_1}}$ (2.2) При $\tau_1 \leq 0{,}01$; $0{,}3 \leq S_1 \leq 1{,}2$ м $\Phi_i = 1{,}68 \lg \frac{4S_1}{D} \lg \frac{2S_1}{\pi_1}$ (2.3); τ_1 - ширина зазора между трубками или ширина фильтрующей части внутренних втулок (муфт)
б - фильтр сплошной 	$\alpha = 1$ $\Phi_i = \left(\frac{k_{гр}}{k_\Phi} - 1\right) \ln \frac{D + 2\delta}{D} + \frac{k_{гр}}{\pi k_\Phi} \ln \frac{4S}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\tau_1}{S_1}}$ (2.4) При $\tau_1 \leq 0{,}01$; $0{,}3 \leq S_1 \leq 1{,}2$ м $\Phi_i = 2{,}3 \left(\frac{k_{гр}}{k_\Phi} - 1\right) \lg \frac{D + 2\delta}{D} + 1{,}68 \frac{k_{гр}}{k_\Phi} \lg \frac{4S_1}{D} \lg \frac{2S_1}{\pi_1}$ (2.5)
в - фильтр прерывистый или наружные фильтрующие муфты 	$\Phi_i = \alpha \Psi_\Phi + C_\Gamma \left(1 - a + \frac{k_{гр}}{k_\Phi} \alpha\right)$ (2.6); $C_\Gamma = \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\tau_1}{S_1}}$ (2.7) или $C_\Gamma = 1{,}68 \lg \frac{4S_1}{D} \lg \frac{2S_1}{\pi \tau_1}$ (2.8); $\Psi_\Phi = 2{,}3 \left(\frac{k_{гр}}{k_\Phi} - 1\right) \lg \frac{D + 2\delta}{D}$ (2.9); $\alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{S_1 - l_1}{S_1}\right)^3}$ (2.10)

дрен по характеру вскрытия пласта

Варианты схем укладки труб и фильтров	Расчетные зависимости
г - фильтр комбинированный 	Φ_i по (2.6); $C_г$ по (2.7) или (2.8); $\Psi_ф$ по (2.9); $\alpha = 0{,}95 - 0{,}98$ при $l_1 \geqslant 0{,}3S_1$
II. Трубофильтры 	$\Phi_i = 2{,}3\left(\frac{K_{гр}}{K_{тф}} - 1\right) lg \frac{D_0 + 2\delta}{D_0}$ (2.11)
III. Пластмассовые, асбоцементные и другие трубы	$\Phi_i = 2{,}3\left(\frac{K_{гр}}{K_ф} - 1\right) lg \frac{D + 2\delta}{D} + \frac{K_{гр}}{K_ф} C_i$ (2.12)
а - с продольно-щелевой перфорацией без фильтра 	$\Phi_i = \frac{2S}{nl} ln \frac{1}{sin \frac{nl}{2S}\theta}$ (2.13); $\theta = arcsin \frac{\tau_0}{D}$ (2.14) При $\tau_0 \leq 5$; $S \leq 150$; $l \leq 50$; $D \leq 100$ мм $\Phi_i = 4{,}6 \frac{S}{nl} lg \frac{2SD}{nl\tau_0}$ (2.15)
б - то же, с фильтром 	$\Phi_i = 2{,}3\left(\frac{K_{гр}}{K_ф} - 1\right) lg \frac{D + 2\delta}{D} + 2\frac{K_{гр}}{K_ф} \cdot \frac{S}{nl} ln \frac{1}{sin \frac{nl}{2S}\theta}$ (2.16); $\Phi_i = 2{,}3\left(\frac{K_{гр}}{K_ф} - 1\right) lg \frac{D + 2\delta}{D} + 4{,}6 \frac{K_{гр}}{K_ф} \cdot \frac{S}{nl} lg \frac{2SD}{nl\tau_0}$ (2.17) θ по (2.14)

Варианты схем укладки труб и фильтров	Расчетные зависимости
в – с круглой перфорацией без фильтра 	$\Phi_i^0 = \dfrac{49,4(1,012 d_0^{-1,82} + 1)}{\left(\dfrac{n}{S}\right)^{(0,0066 d_0^{4,5} + 1,033)}}$ (2.18); d_0 в см; S в м
г – то же, с фильтром 	$\Phi_i = 2,3\left(\dfrac{k_{гр}}{k_ф} - 1\right) lg \dfrac{D + 2\delta}{D} + \dfrac{k_{гр}}{k_ф}\Phi_i^0$ (2.19); Φ_i^0 по (2.18); d_0 в см, S в м
IV. Все конструкции труб 	Φ_i по (2.4), (2.5), (2.16), (2.17), (2.19) при $\delta = \dfrac{0,53(b_1 + h_1) - D}{2}$ (2.20)
V. Фильтр двухслойный а – трубы любые 	$\Phi_{i,2} = 2,3\left[lg \dfrac{D}{D + 2(\delta_1 + \delta_2)} + \dfrac{k_{гр}}{k_{ф,2}} lg \dfrac{D + 2(\delta_1 + \delta_2)}{D + 2\delta_1} + \dfrac{k_{гр}}{k_{ф,1}} lg \dfrac{D + 2\delta_1}{D}\right] + \dfrac{k_{гр}}{k_{ф,1}} C_i$ (2.21); $C_i = \Phi_i$ по (2.2), (2.3), (2.13), (2.15), (2.18); для трубофильтра: $D = D_0$; $\delta_1 = \delta$ (схема II); $C_i = 0$; $k_{ф,1} = k_{тф}$

Продолжение

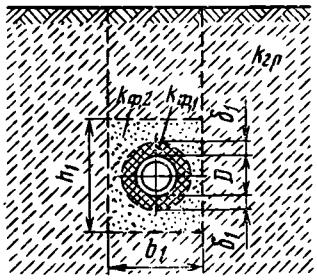
Варианты схем укладки труб и фильтров	Расчетные зависимости
б – трубы с фильтром и песчано-гравийной обсыпкой 	$\Phi_{i,2}$ по (2.21) при $\delta_2 = \frac{0{,}53(b_1+h_1)-(D+2\delta_1)}{2}$ (2.22); $C_i = \Phi_i$ по (2.2), (2.3), (2.13), (2.15), (2.18); для трубофильтра с обсыпкой: $D = D_0$; $\delta_1 = \delta$ (схема II); $C_i = 0$; $k_{ф,1} = k_{тф}$

Схема 3. Расстояния между дренажными линиями в двух слое; для *в* и *г* — преиму

Фильтрационная схема	Расчетные Установившаяся фильтрация По заданному
а-понижение УГВ | б-подъем УГВ	**Схема а** $B=4\left(\sqrt{L_{нд}^2+\frac{H_p T}{2q}}-L_{нд}\right)$ (3.1); $T=K_в(m_в+m_0)+K_н m_н$ (3.2); H_p по схеме 1; $m_0=0{,}5H_p$ (3.3); $L_{нд}=\beta_в\frac{K_н}{K_в}\left[0{,}73m\lg\frac{2m}{\pi D}+1{,}46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0{,}318(m+2m_0)\Phi_i\right]+\frac{K_в-K_н}{K_в}\left[0{,}73m_в\lg\times\frac{2m_в}{\pi D}+1{,}46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0{,}318(m_в+2m_0)\Phi_i\right]$ (3.4); $\beta_в$ по рис. 26; $\bar{r}$, λ, $\bar{m}$ по (159); Φ_i по схеме 2; q по схеме 1
в-понижение УГВ | г-подъем УГВ	**Схема в** B по (3.1); m_0 по (3.3); $T=K_н(m_н+m_0)$ (3.20); $L_{нд}=0{,}73m_н\lg\frac{2m_н}{\pi D}+1{,}46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0{,}318(m_н+2m_0)\Phi_i$ (3.21); Φ_i по схеме 2; q по схеме 1; H_p по схеме 1

слойных грунтах (для схем *а* и *б* колебание УГВ в верхнем щественно в нижнем)

зависимости	
Неустановившаяся фильтрация	
понижению УГВ	по допустимому подъему УГВ
Схема а $B=4\left(\sqrt{L_{нд}^2+\frac{\tau T}{4\mu}}-L_{нд}\right)$ (3.5); $T=k_в(m_в+m_0')+k_н m_н$ (3.6); $h_t=b-a$ (3.7); $H_0=b-a_1$ (3.8); $h_t=H_0-\Delta$ (3.9); $\Delta=a-a_1$ (3.10); $\eta=\frac{h_t}{H_0}$ (3.11); $\tau=\frac{t}{\bar{t}}$ (3.12); $\bar{t}=f(\eta,\eta_m)$, рис.32 $\eta_m=\frac{T}{h_t k_в}$ (3.13); $L_{нд}$ по (3.4) при $m_0=m_0'$; Φ_i по схеме 2, $m_0'=\frac{h_t}{2}$ (3.14); μ по (1,19), (1.20), (1.23), (1.24)	Схема б B по (3.5); $T=k_в(m_в+m_0'')+k_н m_н$ (3.15); $m_0''=0{,}5H_0$ (3.16); $H_0=b-a_1$ (3.17); $h_t=a_1-a$ (3.18); $\gamma=\frac{\mu h_t}{qt}$ (3.19); $\bar{t}=f(\gamma)$, рис.31; τ по (3.12); $L_{нд}$ по (3.4) при $m_0=m_0''$; q по (1.34), (1.39); μ по (1.35), (1.36); Φ по схеме 2
Схема в B по (3.5); $T=k_н(m_н+m_0')$ (3.22); m_0' по (3.14); $L_{нд}$ по (3.21) при $m_0=m_0'$; h_t по (3.7); η по (3.11); H_0 по (3.8); τ по (3.12); $\bar{t}$ по рис.32; η_m по (3.13); Δ по (3.10); Φ_i по схеме 2; μ по (1.19–1.24)	Схема г B по (3.5); $T=k_н(m_н+m_0'')$ (3.23); m_0'' по (3.16); γ по (3.19); $\bar{t}$ по рис.31; τ по (3.12); H_0 по (3.17); h_t по (3.18); $L_{нд}$ по (3.21) при $m_0=m_0''$; Φ_i по схеме 2; q по (1.34); μ по (1.35)

Схема 4. Расстояния между дренажными линиями в однородном грунте (по заданному понижению УГВ)

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Установившееся движение	Неустановившегся движение
а б q $k_{гр}$ b H_p m_0 a μ a_1 h_t H_0 B/2 B/2	Схема а $B=4\left(\sqrt{L_{нд}^2+\frac{H_pT}{2q}}-L_{нд}\right)$ (4.1); $T=k_{гр}m_0$ (4.2); $m_0=0{,}5H_p$ (4.3); $L_{нд}=1{,}46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0{,}636m_0\Phi_i$ (4.4); H_p и q по схеме 1; Φ_i по схеме 2	Схема б $B=4\left(\sqrt{L_{нд}^2+\frac{\tau T}{4\mu}}-L_{нд}\right)$ (4.5); $T=k_{гр}m_0'$ (4.6); $m_0'=0{,}5h_t$ (4.7); $h_t=b-a$ (4.8); $H_0=b-a_1$ (4.9); $\eta=\frac{h_t}{H_0}$ (4.10); $\tau=\frac{t}{\bar{t}}$ (4.11); $\bar{t}=f(\eta,\eta_m)$ по рис. 32; $\eta_m=$ $=\frac{T}{h_t\cdot k_{гр}}$ (4.12); $L_{нд}$ по (4.4) при $m_0=m_0'$; Φ_i по схеме 2; μ по схеме 1

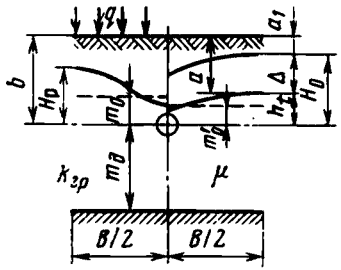
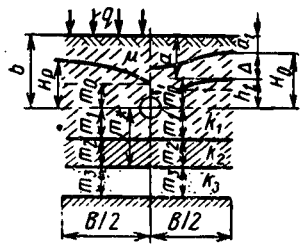
в г  	Схема в B по (4.1); $T = k_{гр}(m_д + m_0)$ (4.13); m_0 по (4.3). При $B \geqslant 2m_д$: $L_{нд} = 0{,}73 m_д \lg \frac{2m_д}{\pi D} + 1{,}46 m_0 \times$ $\times \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0{,}316(m_д + 2m_0)\Phi_i$ (4.14); При $B < 2m_д$; $B = \frac{2\pi k_{гр} H_p}{q\left(\ln \frac{2B}{\pi D} + \Phi_i\right)}$ (4.15); H_p и q по схеме 1; Φ_i по схеме 2	Схема г B по (4.5); $T = k_{гр}(m_д + m_0')$ (4.16); m_0' по (4.7); h_1 по (4.8); H_0 по (4.9); η по (4.10); τ по (4.11); $\bar{t}$ по рис.32; $L_{нд}$ по (4.14) при $m_0 = m_0'$; Φ_i по схеме 2; μ по схеме 1

Схема 5. Расстояния между дренажными линиями в трехслойном грунте (по заданному понижению УГВ)

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Установившееся движение	Неустановившееся движение
а б q, a_1, a, μ, Δ, b, H_p, m_0, m_0, h_t, H_0, m_1, m_*, k_1, m_2, k_2, m_3, m, k_3, $B/2$, $B/2$ $k_1 \geq k_2 \geq k_3$ $k_1 \leq k_2 \leq k_3$ $k_1, k_3 \leq k_2$	Схема а $B = 4\left(\sqrt{L_{нд}^2 + \frac{H_p T}{2q}} - L_{нд}\right)$ (5.1); $T = k_1(m_1 + m_0) + k_2 m_2 + k_3 m_3$ (5.2); $L_{нд} = \beta_1 \beta_2 m \frac{k_3}{k_2}(f + f_0) +$ $+ \beta_* m_* \frac{k_2 - k_3}{k_1}(f_* + f_{*,0}) +$ $+ m_1 \frac{k_1 - k_2}{k_1}(f_1 + f_{1,0})$ (5.3); $m_i = m, m_*, m_1$; $m = m_1 + m_2 + m_3$ (5.4); $m_* = m_1 + m_2$ (5.5); $f_i = 0{,}73 \lg \frac{2m_i}{\pi D}$ (5.6); $f_{i,0} = 1{,}46 \frac{m_0}{m_i} \lg \frac{4m_0}{\pi D} + \frac{2}{\pi}\left(0{,}5 + \frac{m_0}{m_i}\right)\Phi_i$ (5.7); H_p и q по схеме 1; $m_0 = 0{,}5H_0$ (5.8); Φ_i по схеме 2, β_i по рис. 26 и (154)–(156)	Схема б $B = 4\left(\sqrt{L_{нд}^2 + \frac{\tau T}{4\mu}} - L_{нд}\right)$ (5.9); T по (5.2) при $m_0 = m_0'$; $m_0' = \frac{h_t}{2}$ (5.10); $h_t = b - a$ (5.11); $H_0 = b - a_1$ (5.12); $\eta = \frac{h_t}{H_0}$ (5.13); $\tau = \frac{t}{\bar{t}}$ (5.14); $\bar{t}$ по рис. 32; $\bar{t} = f(\eta, \eta_m)$; $\eta_m = \frac{T}{h_t k_1}$ (5.15); $L_{нд}$ по (5.3); m по (5.4); m_* по (5.5); f_i по (5.6); $f_{i,0}$ по (5.7) при $m_0 = m_0'$; Φ_i по схеме 2; μ по схеме 1

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Установившееся движение	Неустановившееся движение
в г  $k_3 \gg k_2 \left(\frac{k_2}{k_3} < 0{,}1\right); \frac{k_2}{k_1} \geq 0{,}01$	Схема в в по (5.1). T по (5.2), $T_3 = k_3 m_3$ (5.16). $L_{нд} = m_1(f_1 + f_{1,0}) + \frac{T_3}{k_1}\left[\alpha_1 \frac{k_1}{k_2}(\bar{f}_* + f_{*,0}) + \frac{k_2 - k_1}{k_2}(\bar{f}_1 + f_{1,0})\right]$ (5.17), $\bar{f}_i = 0{,}73 \lg \frac{8 m_i}{\pi D}$ (5.18), $m_i = m_*, m_1$, f_1 по (5.6); $f_{i,0}$ по (5.7), α_1 по рис. 27 и (157), H_p и q по схеме 1; m_0 по (5.8); Φ_i по схеме 2	Схема г в по (5.9); T по (5.2) при $m_0 = m_0'$ по (5.10); h_t по (5.11); H_0 по (5.12); η по (5.13); τ по (5.14); $\bar{t}$ по рис. 32; η_m по (5.15); $L_{нд}$ по (5.17), m_* по (5.5); $\bar{f}_i$ по (5.18), f_1 по (5.6); $f_{i,0}$ по (5.7); α_1 по рис. 27 и (157); H_p и q по схеме 1, Φ_i по схеме 2

Продолжение

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Установившееся движение	Неустановившееся движение
д е $k_3 \gg k_2$, $\frac{k_2}{k_1} \leq 0{,}01$	Схема д B по (5.1); T_3 по (5.16); $L_{нд} = \xi \left[\frac{T}{k_1}(f_1 + f_{1,0}) + \frac{0{,}5}{C} \cdot \frac{T_3}{T_1} \right]$ (5.19) $T_1 = k_1(m_1 + m_0)$ (5.20); $T = T_1 + T_3$ (5.21); $C = \sqrt{\frac{k_2 T}{m_2 T_1 T_3}}$ (5.22); $\xi = f(\bar{B})$; $\bar{B} = 0{,}5CB$ (5.23) ξ по рис. 28 и (158); f_1 по (5.6); m_0 по (5.8); $f_{1,0}$ по (5.7); H_p и q по схеме 1; Φ_i по схеме 2	Схема е B по (5.9); T по (5.21) при $m_0 = m_0'$ по (5.10); h_t по (5.11); H_0 по (5.12); η по (5.13); τ по (5.14); $\bar{t}$ по рис. 32; η_m по (5.15); $L_{нв}$ по (5.19); T_3 по (5.16); T_1 по (5.20); T по (5.21); C по (5.22); ξ по рис. 28; f_1 по (5.6); $f_{1,0}$ по (5.7); H_p и q по схеме 1; Φ_i по схеме 2

Схема 6. Расстояния между дренами при инфильтрационном и напорном питании

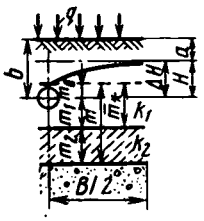
Фильтрационная схема	Расчетные зависимости
а- $\frac{k_2}{k_1} > 0{,}01$; B находится подбором по заданному H 	$H = \frac{q}{k_1} m_0 + \frac{Q}{k_1}(\bar{\Phi}_д - U_д)$ (6.1); $m = m_1 + m_2 + m_0$ (6.2); $Q = \frac{k_1\left[\Delta H + \frac{q}{k_1}(m_1 - 0{,}5D) + \frac{q}{k_2} m_2\right]}{\bar{\Phi}_д}$ (6.3); $\bar{m}_* = m_1 + m_0$ (6.4); $\bar{\Phi}_д = \alpha_1 \frac{k_1}{k_2}\left[0{,}73 \lg \frac{8m}{\pi D} + 1{,}46 \frac{m_0}{m} \times \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0{,}636\left(0{,}5 + \frac{m_0}{m}\right)\Phi_i\right] + \frac{k_2 - k_1}{k_2}\left[0{,}73 \lg \frac{4\bar{m}_*}{\pi D} + 1{,}46 \frac{m_0}{\bar{m}_*} \times \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0{,}636\left(0{,}5 + \frac{m_0}{\bar{m}_*}\right)\Phi_i\right]$ (6.5); $U_д = \eta \frac{k_1}{k_2} u + \frac{k_2 - k_1}{k_2} u_1$ (6.6); $u = 1{,}27 \exp\left(-\frac{\pi B}{4m}\right) \cos \frac{\pi m_0}{2m}$ (6.7); $u_1 = 1{,}27 \exp\left(-\frac{\pi B}{4\bar{m}_*}\right) \cos \frac{\pi m_0}{2\bar{m}_*}$ (6.8); $\alpha_1 = f(\bar{r}, \bar{m}, \lambda)$ по рис. 27; $\eta = f\left(\frac{B}{\bar{m}_*}, \bar{k}, \frac{B}{m}\right)$ по рис. 30; q по схеме 1; Φ_i по схеме 2; $\bar{a} = b - H$ (6.9)
б- то же при $\frac{k_2}{k_1} \leq 0{,}01$	H по (6.1); Q по (6.3); m по (6.2); $\bar{m}_*$ по (6.4); $\bar{\Phi}_д = 0{,}73 \lg \frac{2\bar{m}_*}{\pi D} + 1{,}46 \frac{m_0}{\bar{m}_*} \lg \frac{4m_0}{\pi D} + \frac{2}{\pi}\left(0{,}5 + \frac{m_0}{\bar{m}_*}\right)\Phi_i + 0{,}5 C_0 \operatorname{cth} B_0$ (6.10); $U_д = \frac{0{,}5 C_0}{\operatorname{sh} B_0}$ (6.11); $B_0 = 0{,}58 C_1$ (6.12); $C_1 = \sqrt{\frac{k_2}{k_1 \bar{m}_* m_2}}$ (6.13); $C_0 = \sqrt{\frac{k_1 m_2}{k_2 \bar{m}_*}}$ (6.14) q по схеме 1; Φ_i по схеме 2; $\bar{a}$ по (6.9)

Схема 7. Расстояния между дренами в двухслойных грунтах при подпочвенном увлажнении (установившаяся фильтрация, колебания УГВ в верхнем слое)

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Схема а	Схема б
а – с подъемом УГВ в середине междренья; б – без подъема УГВ в середине междренья	$B=4\left(\sqrt{L_{нэ}^2+\frac{H_pT}{2q}}-L_{нэ}\right)$ (7.1) $H_p=H_0-0,4h_1-0,6h_2$ (7.2) $m_0=H_0-\frac{H_0}{2}$ (7.3) $q=\frac{H_0+5(h_2-h_1)}{6t}\mu+e-p$ (7.4) $\mu_T=0,116k_в^{3/8}\left(\frac{H_0+5h_2-5h_1}{6}\right)^{3/4}$ (7.5) $\mu_{м.г.}=0,056\sqrt{k_в}\sqrt[3]{\frac{H_0+5h_2-5h_1}{6}}$ (7.6) $T=k_в(m_в+m_0)+k_н m_н$ (7.7) $L_{нэ}=\beta_в\frac{k_н}{k_в}\left[0,73m\lg\frac{2m}{\pi D}+1,46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0,318(m_н+2m_0)\Phi_i\right]+\frac{k_в-k_н}{k_в}(0,73m_в\times\lg\frac{2m_в}{\pi D}+1,46m_0\lg\frac{4m_0}{\pi D}+0,318(m_в+2m_0)\Phi_i]$ (7.8) $\beta_в=f(\bar{r},\lambda,\bar{m})$ по рис. 26 $\lambda,\bar{r},\bar{m}$ по (159), Φ_i по схеме 2	B по (7.1) $H_p=H_0-h_1$ (7.9) $m_0'=\frac{H_0+h_1}{2}$ (7.10) $\mu_T=0,116k_в^{3/8}\left(\frac{H_0}{6}\right)^{3/4}$ (7.11) $\mu_{м.г.}=0,056\sqrt{k_в}\sqrt[3]{\frac{H_0}{6}}$ (7.12) $q=\frac{H_0}{6t}\mu+e-p$ (7.13) $T=k_в(m_в+m_0')+k_н m_н$ (7.14) Φ_i по схеме 2 $L_{нэ}$ по (7.8) при замене m_0 на m_0' λ по (159) при замене m_0 на m_0'

Примечание. При однослойном грунте расчеты ведут по формулам (7.1)...(7.14), при этом принимают: $k_н=k_в$; $m_н=0$; $m=m_в$; $\beta_в=1$

Схема 8. Расстояния между дренами в двухслойных грунтах при подпочвенном увлажнении (установившаяся фильтрация, колебания УГВ преимущественно в нижнем слое)

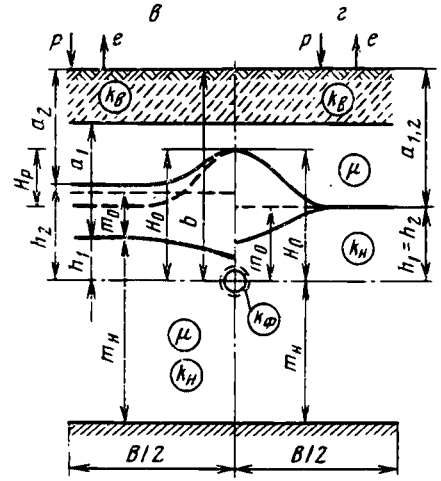
Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
в – с подъемом УГВ в середине междренья; г – без подъема УГВ в середине междренья	Схема в	Схема г
 $t = 3-7$ сут. $t = 3-5$ сут.	В по (7.1) H_p по (7.2) m_0 по (7.3) q по (7.4) μ по (7.5) или (7.6) с заменой $k_в$ на $k_н$ $T = k_н(m_н + m_0)$ (8.1) Φ_i по схеме 2 $L_{нд} = 0{,}73 m_н \lg \frac{2m_н}{\pi D} + 1{,}46 m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0{,}318(m_н + 2m_0)\Phi_i$ (8.2)	В по (7.1) H_p по (7.9) m_0' по (7.10) μ по (7.11) или (7.12) с заменой $k_в$ на $k_н$ q по (7.13) $T = k_н(m_н + m_0')$ (8.3) Φ_i по схеме 2 $L_{нд}$ по (8.2) с заменой m_0 на m_0'

Схема 9. Расстояния между дренами в двухслойных грунтах при подпочвенном увлажнении с подъемом УГВ в середине междренья (неустановившаяся фильтрация)

Фильтрационная схема	Расчетные зависимости	
	Схема д	Схема е
д- колебания УГВ в верхнем слое; е- колебания УГВ преимущественно в нижнем слое д е p e p e $k_в$ $k_ф$ $k_н$ μ μ a_2 h_t a_1 H_0 b h_2 h_1 m_0 m_0'' m $m_н$ $m_в$ B/2 B/2	$B=4\left(\sqrt{L_{нд}^2+\frac{\tau T}{4\mu}}-L_{нд}\right)$ (9.1) $m_0''=\frac{H_0+h_1}{2}$ (9.2) $T=k_в(m_в+m_0'')+k_н m_н$ (9.3) $\Delta=h_2-h_1$ (9.4) $\mu_{м.г}=0{,}056\sqrt{k_в}\sqrt[3]{\Delta}$ (9.5) $\mu_т=0{,}116k_в^{3/8}\Delta^{3/4}$ (9.6) $\tau=\frac{t}{\bar{t}}$ (9.7) $\bar{t}=f(\gamma)$ по рис.31 $\gamma=\frac{\mu\Delta}{qt}$ (9.8) $q=e-p$ (9.9) Φ_i по схеме 2; $L_{нд}$ по (7.8) при $m_0=m_0''$; $\beta_в=f(\lambda,\bar{r},\bar{m})$ по рис. 26; $\lambda,\bar{r},\bar{m}$ по (159)	В по (9.1) m_0'' по (9.2) Т по (8.1) при $m_0=m_0''$ Δ по (9.4) μ по (9.5) или (9.6) с заменой $k_в$ на $k_н$ τ по (9.7) $\bar{t}$ по рис.31 γ по (9.8) q по (9.9) Φ_i по схеме 2 $L_{нд}$ по (8.2) с заменой m_0 на m_0''

Примечание. При однослойном грунте применять формулы (9.1)...(9.9), положив $k_н=k_в$; $m_н=0$; $m=m_в$; $\beta_в=1$

УКАЗАТЕЛЬ ЛИТЕРАТУРЫ

Абрамов С. К. Подземные дренажи в промышленном и гидротехническом строительстве.— М.: Стройиздат, 1973.

Аверьянов С. Ф. О расчете осушительного действия горизонтального дренажа в условиях напорного питания.— Научные записки МИИВХ.— М.: Сельхозиздат, 1966, т. 22.

Аверьянов С. Ф. Борьба с засолением орошаемых земель.— М.: Колос, 1978.

Алекан д К., Каск Х., Юске А., Ури У. Причины отказа действия дренажа в Эстонской ССР.— Гидротехника и мелиорация, № 3, 1981.

Алексеев В. С. Биологический кольматаж скважин.— Гидротехника и мелиорация, 1975, № 4.

Блажис Б. И. Гидравлические сопротивления гончарных и бетонных дренажных труб. Каунас, 1963.

Борисов Ю. П. Определение дебита скважин при совместной работе нескольких рядов скважин.— Труды Московского нефтяного института. М., 1951, вып. 8.

Бочевар Ф. М. и др. Основы гидрогеологических расчетов.— М.: Недра, 1969.

Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа.— М.—Л.: Госстройиздат, 1939.

Довнар С. В. Метод определения коэффициента водопроводимости безнапорных и напорных с перетеканием пластов по данным кратковременных откачек. Доклады Академии наук БССР, 1978, № 11, т. XXII, с. 1023...1025.

Егоров А. И. Вихревые сопротивления, возникающие в трубчатых системах при распределении и сборе воды. М., 1961.

Евстафьев Л. С. Интенсивное осушение торфяных месторождений глубоким водопонижением с помощью вертикального дренажа.— Научные доклады Высшей школы.— Горное дело, 1958, № 3.

Истомина В. С. Фильтрационная устойчивость грунтов.— М.: Изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1957.

Клейн Г. К. Расчет подземных трубопроводов.— М.: Стройиздат, 1969.

Климков В. Т., Мурашко А. И. Водозахватная способность пластмассового дренажа.— В сб.: Материалы для водохозяйственного строительства. Экспресс-информация, ЦБНТИ по мелиорации и водному хозяйству, 1968, № 1, вып. 6.

Козлов М. Ф. Гидрогеология Припятского Полесья.— Минск: Наука и техника, 1976, т. I.

Козлов М. Ф. Гидрогеология Припятского Полесья.— Минск: Наука и техника, 1977, т. II.

Костюкович П. Н. Гидрогеологическое обоснование вертикального дренажа.— Минск: Наука и техника, 1980.

Костяков А. Н. Избранные сочинения.— М.: Сельхозгиз, 1961, т. 2.

Маскет М. Течение однородных жидкостей в пористой среде.— М.— Л.: ГТТИ, 1949.

Маслов Б. С., Станкевич В. С., Черненок В. Я.— Осушительно-увлажнительные системы. М.: Колос, 1981.
Мурашко А. И. Об осадке поверхности болот во времени.— Известия АН БССР, серия физико-техническая, 1960, № 4 (на белорусском языке).
Мурашко А. И. Учет осадки торфа при проектировании закрытого дренажа.— Доклады АН БССР, 1961, № 3, т. V.
Мурашко А. И. Пластмассовый дренаж.— Минск: Урожай, 1969.
Мурашко А. И. Принципы современных мелиораций в гумидной зоне.— Гидротехника и мелиорация, 1975, № 4.
Мурашко А. И., Бут-Гусаим А. С. Долговечность торфяно-болотных почв.— Гидротехника и мелиорация, 1976, № 8.
Мурашко А. И., Сапожников Е. Г. Защита дренажа от заиления.— Минск: Урожай, 1978.
Олейник А. Я., Носиковский В. П. Методы расчета мелиоративного дренажа в неоднородно-слоистых средах (пособие для расчета).— Киев: Урожай, 1970.
Олейник А. Я. Фильтрационные расчеты вертикального дренажа.— Киев, 1978.
Осушение земель вертикальным дренажем. (А. И. Мурашко, А. И. Митрахович, С. В. Довнар и др.).— Минск: Урожай, 1980.
Павчич М. П. Способ определения несуффозионных гранулометрических составов грунтов.— Известия ВНИИГ. М.—Л.: Госэнергоиздат, 1961, т. 68.
Патрашев А. Н. Методика подбора гранулометрического состава грунта обратных фильтров.— Сб. трудов Ленгипроречтранса, Л., 1957.
Пивовар Н. Г., Бугай Н. Г., Рачко В. А. Дренаж с волокнистыми фильтрами.— Киев: Наукова думка, 1980.
Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод.— М.: Наука, 1977.
Сапожников М. М. Гидравлические закономерности турбулентного движения в трубах из различных материалов.— М.— Л.: Стройиздат, 1964.
Стрельцова Т. Д., Шестаков В. М. Определение гидрогеологических параметров безнапорных пластов по данным опытных откачек из совершенных скважин.— В сб.: «Вопросы определения гидрогеологических параметров и расчеты эксплуатационных запасов подземных вод».— М.: ВСЕГИНГЕО, 1967, вып. 1.
Шестаков В. М. Теоретические основы оценки подпора, водопонижения и дренажа.— М.: Изд-во МГУ, 1965.
Шкинкис Ц. Н. Гидрологические действия дренажа.— Л.: Гидрометеоиздат, 1981.
Шуров В. И. Влияние перфорации на приток жидкости из пласта в скважину.— В сб.: «Труды совещания по развитию научно-исследовательских работ в области вторичных методов добычи нефти».— Баку, АН АзССР, 1953.
Эггельсманн Р. Руководство по дренажу.— М.: Колос, 1978.

Muskat M. Trans. AIME, 1943, 151, 175.
Wertz G. Wasserwirtschaft — Wassertechnik, 1959, 2.
Wesseling J., Homma F. Hydraulic resistances of drain pipes.— Netherlands I. Agr. Sc., 1967, 15, 3.
Zeldam O., Rescke K. Wasser und Boden, 1961, 10.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3

Глава I. **Особенности сельскохозяйственных мелиораций в гумидной зоне** 5

1. Структура мелиоративных мероприятий в гумидной зоне 6
2. Способы регулирования водного режима почв и конструкции мелиоративных систем 10

Глава II. **Горизонтальный керамический дренаж** . . . 15

1. Конструктивные особенности керамического дренажа, его преимущества и недостатки 15
2. Водоприемная способность керамического дренажа . . 17
3. Некоторые особенности строительства дренажа 24

Глава III. **Горизонтальный пластмассовый дренаж** . . 28

1. Конструкции дренажных труб, технология их изготовления 29
2. Прочность и долговечность пластмассовых трубопроводов 32
3. Водоприемная способность пластмассовых дренажных труб 52
4. Осушительное действие пластмассового дренажа . . . 58
5. Строительство пластмассового дренажа 66

Глава IV. **Фильтрационные расчеты горизонтального дренажа** 73

1. Общие уравнения фильтрации подземных вод 73
2. Метод фильтрационных сопротивлений 77
3. Методика фильтрационных расчетов дренажа . . . 97

Глава V. **Гидравлика дренажных и напорных трубопроводов** 104

1. Общие положения 104
2. Формулы гидравлики керамических дренажных труб . . 106
3. Гидравлические закономерности турбулентного движения в пластмассовых трубах 108
4. Сравнение пропускной способности пластмассовых и керамических дренажных труб 124
5. Допустимые скорости воды в дренах и уклоны дренажных линий 125

Глава VI. **Защита горизонтального трубчатого дренажа от заиления** 127

1. Характеристики грунтов и условий работы сельскохозяйственного дренажа 130
2. Причины и характер механического заиления дренажа . 137
3. Допустимость укладки дренажа без фильтров . . . 140
4. Возможность самоочистки дренажа от механических наносов 148

5. Влияние свойств защитных фильтров на приточность воды к дренам 152
6. Выбор материалов и расчет параметров защитных фильтров 159
7. Тенденции и практика защиты дренажа от механического заиления 172

Глава VII. **Уплотнение и минерализация осушаемых торфяников, долговечность их при сельскохозяйственном использовании** 180

1. Факторы, определяющие интенсивность уплотнения и разложения торфа 180
2. Расчеты осадки торфа при проектировании дренажа . 184
3. Долговечность торфяно-болотных почв 191

Глава VIII. **Вертикальный дренаж** 196

1. Структура и назначение систем вертикального дренажа . 196
2. Классификация условий применения вертикального дренажа 199
3. Конструкции и принципы работы мелиоративных систем вертикального дренажа 206
4. Фильтрационный расчет вертикального дренажа . . . 214
5. Методы определения гидрогеологических параметров водоносной толщи 225
6. Сифонные водосборы в системах вертикального дренажа 233
7. Основные результаты практики осушения земель вертикальным дренажем 239

Приложение. **Схемы для фильтрационных расчетов горизонтального трубчатого дренажа** 250

Указатель литературы 269

Анатолий Иванович Мурашко

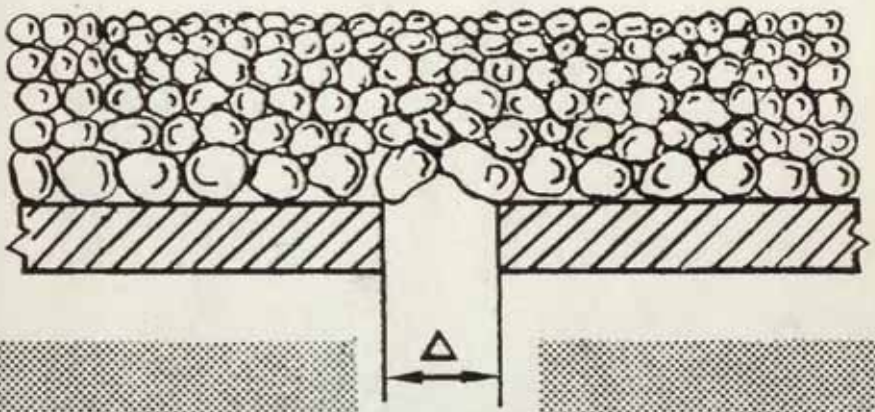
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЙ ДРЕНАЖ В ГУМИДНОЙ ЗОНЕ

Заведующая редакцией В. П. Орлова
Редактор Г. В. Елизаветская
Художник Б. К. Дормидонтов
Художественный редактор С. В. Соколов
Технический редактор Н. В. Суржева
Корректоры: А. И. Болдуева, Н. В. Шимина, Н. Э. Аухатова

ИБ № 2712

Сдано в набор 16.06.82. Подписано к печати 29.10.82. Т-19559. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 14,28. Усл. кр.-отт. 14,49. Уч.-изд. л. 14,57. Изд. № 82. Тираж 740 экз. Заказ № 4187. Цена 1 руб.

Ордена Трудового Красного Знамени издательство «Колос», 107807, ГСП, Москва, Б-53, ул. Садовая-Спасская, 18.

Типография им. Смирнова Смоленского облуправления издательств, полиграфии и книжной торговли, г. Смоленск, пр. им. Ю. Гагарина, 2.

1 руб.