С. Ф. АВЕРЬЯНОВ

БОРЬБА С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

МОСКВА «КОЛОС» 1978

631.6
А19
УДК 631.619:631.445.52

Редакционная коллегия:

Б. Б. Шумаков, член-корреспондент ВАСХНИЛ; А. И. Голованов, И. П. Айдаров, кандидаты технических наук; инженер И. С. Аверьянова.

Аверьянов С. Ф.

А 19 Борьба с засолением орошаемых земель. М., «Колос», 1978.

288 с. с ил.

В книге изложены теоретические основы управления водным и солевым режимами орошаемых земель. Приведено обоснование принципов и методов борьбы с засолением орошаемых земель как в традиционных, так и в новых районах путем строительства технически совершенных оросительных систем, дренажа и проведения промывок.

Рассчитана на инженеров-гидротехников, гидрогеологов, почвоведов, работающих в научных и проектных институтах.

Таблиц 21. Иллюстраций 57. Библиографий 206.

А $\frac{40305-102}{035(01)-78}$ 54—78 631.6

© Издательство «Колос», 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проблема борьбы с засолением орошаемых земель существует со времени возникновения орошения и, несмотря на многовековой опыт, остается актуальной и в настоящее время.

Небывалые темпы развития орошения в СССР после майского (1966 г.) Пленума ЦК КПСС, создание крупных технически совершенных оросительных систем как в староорошаемых, так и в новых районах требуют глубокого научного обоснования мелиоративных проектов и прогнозов преобразующего влияния мелиораций на окружающую среду.

Разработка этой проблемы — одно из направлений многогранной и плодотворной научной деятельности академика ВАСХНИЛ С. Ф. Аверьянова, крупнейшего специалиста в области осушения и орошения сельскохозяйственных земель, внесшего значительный вклад в теорию расчета осушительного и рассоляющего действия дренажа, мероприятий по ускорению поверхностного стока, по борьбе с фильтрацией из оросительных каналов и с засолением орошаемых земель, а также в разработку методов совместного регулирования водного, воздушного, теплового, питательного и солевого режимов мелиорируемых земель.

Отличительной чертой всей научной деятельности С. Ф. Аверьянова являлась практическая направленность его работ, которые всегда доводились до формы практического руководства и в настоящее время широко используются при проектировании мелиоративных объектов.

Определяющее значение работ С. Ф. Аверьянова в области борьбы с засолением орошаемых земель состоит в том, что им впервые был вскрыт сложный процесс движения в однородных и неоднородных почвогрунтах солевых растворов, формирования водного и солевого

режимов орошаемых земель. Выполненные им теоретические исследования, подтвержденные большим экспериментальным материалом, позволили дать строго научную оценку осушительной и рассоляющей роли как горизонтального, так и вертикального дренажа на орошаемых землях и решить наиболее сложную задачу — разработку методов составления прогнозов изменения мелиоративного состояния не локальных участков, а крупных и чрезвычайно разнообразных в природном отношении регионов.

Работы С. Ф. Аверьянова по вопросам борьбы с засолением орошаемых земель получили высокую оценку в нашей стране и за рубежом. Они были удостоены первой Золотой медали имени академика А. Н. Костякова, а также премий АН СССР.

Характерная особенность данной книги заключается в том, что изложенный в ней материал определяет пути дальнейших исследований в области изучения сложных процессов взаимодействия воды, солей, почвогрунтов, растений и окружающей среды (с учетом изменяющихся природных условий) и обоснования конструкций оросительных систем, обеспечивающих комплексное регулирование внешних условий жизни растений.

Теоретическая и экспериментальная разработка этих вопросов приобретает особую важность в свете постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О плане мелиорации земель на 1976—1980 годы и мерах по улучшению использования мелиорированных земель».

Публикация работ С. Ф. Аверьянова в виде монографии имеет исключительное научное и практическое значение и дает возможность ученым и практикам-мелиораторам увидеть проблему борьбы с засолением орошаемых земель в целом и использовать эти положения для принятия правильных инженерных решений. Она в равной мере может служить настольной книгой для ученых-мелиораторов, практическим руководством для инженеров-проектировщиков и методическим пособием для студентов.

Б. Б. Шумаков,

член-корреспондент ВАСХНИЛ

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время около 30—40% орошаемых и более половины намеченных к освоению в ближайшей перспективе земель в нашей стране склонны к засолению или засолены. Получение высоких урожаев сельскохозяйственных культур на таких землях без проведения специальных мер по борьбе с засолением невозможно. Основное средство борьбы с засолением земель состоит в промывке их на фоне дренажа. Такие работы предстоит провести на площади в несколько миллионов гектаров. Очевидно, что разработка и обоснование надежных методов борьбы с засолением для различных природно-хозяйственных условий представляют значительный научный интерес и имеют большое практическое значение.

Большая заслуга в изучении и анализе причин засоления почв принадлежит советским ученым. Такие исследования начаты несколько десятков лет назад и продолжаются в настоящее время. Развитие гидрогеологической науки, особенно в последнее десятилетие, применительно к мелиоративным задачам позволило обобщить материалы по режиму и химизму подземных вод, в том числе грунтовых, в различных природных условиях, что также имеет важное значение для анализа причин и условий засоления орошаемых земель.

Мелиоративная наука, используя достижения смежных отраслей, разработала методы обоснования оптимальных водного и солевого режимов орошаемых земель не только с качественной, но и с количественной стороны. Привлечение к решению проблемы управления водным и солевым режимами орошаемых земель теории фильтрации, физико-химической гидродинамики, физической и коллоидной химии позволило научно обоснованно подходить к составлению мелиоративных прогнозов.

Значение мелиоративных прогнозов и предъявляемые к ним требования резко возросли в связи с широким развитием орошения не только в традиционных районах Средней Азии и Закавказья, но и в европейской части СССР. Проводимые мелиоративные работы характеризуются: огромными площадями мелиорируемых земель, размещенных в разнообразных природных условиях, в том числе в районах, где не было широкого опыта мелиораций; устройством технически совершенных мелиоративных систем; охватом мелиоративными работами крупных регионов и возникающими в связи с этим вопросами влияния мелиораций на окружающую среду (почвенно-гидрогеологические условия, флора, фауна); стремлением создать экономически наиболее эффективные системы, обеспечивающие выход плановой сельскохозяйственной продукции при минимуме совокупных затрат.

В настоящее время прогнозы составляют в основном для проектируемых мелиоративных систем, а не для мелиорируемых регионов, и сводятся они к расчету времени подъема уровня грунтовых вод до критического значения, вызывающего засоление и заболачивание земель. При современном уровне знаний необходима и возможна разработка мелиоративных прогнозов в виде вариантов с конкретными техническими показателями оросительных систем, обеспечивающая выбор методов наиболее полного регулирования (оптимизации) внешних условий жизни сельскохозяйственных растений (водный, солевой и питательный режимы) для получения высоких и устойчивых урожаев в любой по климатическим условиям год (с учетом экономической эффективности).

Для правильной оценки изменений условий среды обитания растений под действием мелиораций и возможности управления этим процессом необходимо глубокое изучение закономерностей формирования водного и солевого режимов почв (движение влаги, солей и питательных веществ в системе мелиорируемые земли — сельскохозяйственная культура) и темпов развития и стабилизации почвенных процессов. Решение этой проблемы требует количественной характеристики процессов (детерминированных или стохастических), что связано с широким применением математических методов в научных исследованиях и производстве (планирование,

проектирование, управление, изыскания, строительство, эксплуатация).

При проектировании и строительстве оросительных систем на засоленных землях необходимо учитывать тесную связь режима орошения (включая промывки), техники орошения (способы полива, к. п. д. системы) и дренажа. Эти основные показатели и параметры оросительных систем обусловливают (в данных природно-хозяйственных условиях) водный и солевой режимы почв, которые являются главными критериями получения высоких и устойчивых урожаев сельскохозяйственных культур. Разработка прогнозов водного и солевого режимов земель должна быть обязательной в каждом проекте строительства новых и переустройства (или развития) существующих оросительных систем. Кажущееся благополучие мелиоративного состояния земель в существующих условиях не должно служить поводом для отказа от составления прогнозов.

В данной монографии обобщены результаты многолетних исследований автора по теоретическому обоснованию принципов и методов борьбы с засолением орошаемых земель. Теоретические разработки основаны на всестороннем анализе природных условий, процессов соленакопления и основных естественных и искусственных факторов, обусловливающих формирование водного и солевого режимов земель.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ УПРАВЛЕНИЯ ВОДНЫМ И СОЛЕВЫМ РЕЖИМАМИ НА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЛЯХ

Глава I

НЕОБХОДИМОСТЬ БОРЬБЫ С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Некоторые выводы из практики борьбы с засолением орошаемых земель

Проблема борьбы с засолением орошаемых земель в пустынной, полупустынной и степной зонах СССР (Средняя Азия, Южный Казахстан, Закавказье, Поволжье, Украина, Северный Кавказ) при развитии орошения и повышении продуктивности орошаемого земледелия в последние годы приобретает все большее значение. Это относится как к староорошаемым землям, из которых в этих зонах около 50% подвержено в той или иной степени угрозе засоления или его реставрации, так и к вновь осваиваемым. Многие из новых земель содержат большие запасы легкорастворимых солей в грунтах и грунтовых водах, что создает опасность развития процессов соленакопления в почвах после строительства оросительных систем. Такие земли в Средней Азии занимают около 60—70% общей площади, намечающейся к освоению в ближайшей перспективе. Острота, с которой стоит проблема борьбы с засолением орошаемых земель в настоящее время, объясняется не только распространенностью таких земель, но и недооценкой значения этой проблемы в прошлом. Эта недооценка была вызвана общим состоянием сельского хозяйства и отсталостью орошаемого земледелия — слабой энергетической оснащенностью, недостаточной механизацией, химизацией и т. д. (Аверьянов, 1965). Стремление к значительному расширению орошаемых площадей без обеспечения необходимого технического уровня оросительных систем приводило в конечном счете к недостаточно высоким и устойчивым урожаям сельскохозяйственных культур на поливных землях и к выводу из сельскохозяйственного оборота этих земель. При от-

носительно небольших удельных затратах на строительство оросительных систем тех лет (примерно 1000 руб/га) дополнительные затраты на мероприятия по борьбе с засолением (300—500 руб/га) представлялись планирующим органам значительными и не финансировались. В связи с этим у некоторых лиц, работавших в мелиоративной науке, появились «обоснования» бездренажной борьбы с засолением орошаемых земель при помощи травосеяния, использования части земель под орошение при засолении остальной площади и другие заманчивые из-за кажущейся экономии средств предложения. В то же время опыт, накопленный отечественной (Муганская ОМС АзНИИГиМ в Азербайджане, Ок-алтынская ОМС СоюзНИХИ в Узбекистане и др.) и мировой практикой, и теоретическое обоснование мероприятий по борьбе с засолением орошаемых земель с помощью промывок на фоне дренажа отвергались. Это приводило к тому, что проектировали и строили системы, способствующие засолению орошаемых земель. В связи с этим после начала их эксплуатации приходилось затрачивать гораздо больше средств на строительство дренажа, чем это необходимо было при своевременном его устройстве.

Длительное время в научных исследованиях не уделялось должного внимания борьбе с засолением орошаемых земель с помощью промывок и дренажа.

Проблема борьбы с засолением орошаемых земель была всесторонне обсуждена на состоявшейся в январе 1964 г. в г. Ташкенте Всесоюзной научно-технической конференции по вопросам борьбы с засолением и улучшения мелиоративного состояния орошаемых земель Средней Азии, Южного Казахстана и Азербайджана. На ней были рассмотрены практическая и научная стороны этой проблемы и намечены основные задачи в области борьбы с засолением орошаемых земель, главным образом в Средней Азии и Закавказье. Применение различных промывок и промывных режимов с использованием технически совершенных типов дренажа (закрытого горизонтального, вертикального) в сочетании с новейшей техникой орошения признано основным мероприятием при борьбе с засолением орошаемых земель в целях устойчивого, необратимого рассоления верхней толщи почвогрунтов.

В последние годы в стране широко проводятся работы по строительству дренажа на орошаемых землях (в том

числе закрытого горизонтального и вертикального), а также опытно-исследовательские работы в этой области. При этом, как показывает практика, отсутствие достаточного опыта в строительстве дренажа и проведении массовых промывок вызвало ряд трудностей (конструктивных, в организации и производстве работ и др.). Имеются случаи неудовлетворительной работы построенных дрен (в особо тяжелых грунтах), плохого качества работ, ввода земель в эксплуатацию до строительства дренажа, что часто приводило к их засолению, и т. д. Однако в большинстве случаев при правильном учете всех местных условий при проектировании и при хорошем качестве строительства дренажа он нормально выполняет свои функции.

В связи с массовым строительством дренажа организовано заводское изготовление дренажных труб, созданы дренажные комбайны, испытываются в производстве новые дренажные материалы, построены опытно-производственные участки и системы вертикального дренажа (Голодная степь и другие объекты).

Научные исследования в этой области мелиорации за последние годы сосредоточены главным образом на обосновании рассоляющего действия разных типов дренажа в сочетании с различными промывками и промывными режимами, что тесно связано с техникой орошения. Получены интересные результаты по так называемым форсированным промывкам на фоне глубокого временного открытого дренажа (АзНИИГиМ), горизонтальным промывкам (Узбекский научно-исследовательский институт почвоведения и агрохимии), промывкам под рисом на фоне закрытого дренажа (ВНИИГиМ), рассоляющему действию горизонтального (МГМИ, Таджикский научно-исследовательский институт почвоведения) и вертикального (САНИИРИ) дренажа, промывному режиму (СоюзНИХИ). Тем не менее эти работы нельзя считать завершенными, и, прежде чем рекомендовать их для внедрения в производство, необходим тщательный анализ и учет условий, в которых получены положительные результаты. Имеющийся производственный и научный опыт борьбы с засолением орошаемых земель в Средней Азии и Закавказье должен быть учтен при освоении новых районов орошения как с негативной стороны (серьезный ущерб, нанесенный народному хозяйству и науке в результате имевшей длительное время недооценки этой

проблемы), так и с позитивной (организация и производство дренажных работ и применяющиеся машины и конструкции, обоснование типов и параметров дренажа и промывок засоленных земель). Следует, однако, отметить, что в силу природных и исторически сложившихся условий, а также недооценки в прошлом борьбы с засолением орошаемых земель опыт Средней Азии и Закавказья относится главным образом к борьбе с уже имеющимся засолением почв или реставрацией засоления на временно опресненных почвах и в значительно меньшей степени к предупреждению засоления. Последнее же, с нашей точки зрения, является главным для новых районов орошения.

Необходимость составления прогнозов водного и солевого режимов для каждого объекта орошения

Природные и хозяйственные условия районов, где уже проводится орошение, ведется или намечается строительство оросительных систем (или водохранилищ), весьма разнообразны. Различны и применяющиеся или проектируемые приемы и техника орошения. Поэтому заранее определить земли или объекты, опасные с точки зрения возможного засоления и подтопления, нельзя без тщательного анализа существующих водного и солевого режимов земель и, что самое главное, без составления прогнозов этих режимов. В некоторых районах (Прикаспийская низменность, украинское побережье Черного моря, Северный Крым и др.) запасы солей в грунтах, грунтовых водах или почвах настолько велики, что на таких землях без предварительного их рассоления применять орошение нельзя. Далее по степени опасности засоления идут долины и поймы южных рек (особенно обвалованные поймы рек Днестра, Дуная, Волги и др.). Земли, прилегающие к крупным водохранилищам на южных равнинных реках (Днепр, Волга, Дон), обычно подвержены подтоплению, но иногда и на этих землях могут проявляться процессы засоления. Водораздельные и степные пространства при неумеренном орошении могут быть избыточно увлажнены, а в некоторых случаях засолены или осолонцованы. Наконец, имеются земли с таким естественным подземным оттоком, что их орошение не создает угрозы засоления или подтопления.

Во всех случаях (в разных природных условиях) интенсивность питания грунтовых вод при орошении в значительной степени зависит от технического уровня оросительной системы, то есть засоление и подтопление земель существенно зависят от техники орошения. Причем всегда, чем совершеннее техника орошения, тем бóльшая доля воды, забираемая из источников орошения, полезно используется на полях, а меньшая ее часть идет на питание подземных вод. Угроза засоления и подтопления земель при этом снижается.

Таким образом, характеристика существующего водного и солевого режимов земель (до осуществления нового орошения или строительства водохранилищ, а также на оросительных системах в первые годы их эксплуатации и даже через десятки лет) совершенно недостаточна для определения угрозы засоления и подтопления земель в ближайшем будущем. Определение необходимости проведения дренажных мероприятий, установление их типов и параметров должно основываться на прогнозе водного и солевого режимов орошаемых и прилегающих к орошаемым массивам и водохранилищам земель.

С нашей точки зрения составление таких прогнозов является обязательным для каждого проекта орошения. На основании расчетов в прогнозах должны быть доказаны отсутствие угрозы засоления и подтопления земель и ненужность (в том числе в перспективе) строительства дренажа или его необходимость и основные параметры.

У многих почвоведов и гидрогеологов, которые дают заключение о пригодности земель для орошения и составляют их характеристики, прочно укоренилось ошибочное мнение, что описание существующих до орошения условий является вполне достаточным для обоснования проекта. По этим материалам проводят районирование земель и по ним качественно оценивают мелиоративное состояние их (хорошее, удовлетворительное и т. д.), то есть характеризуется то, что есть, причем обычно только качественно, а не то, что будет. Поэтому часто создается впечатление о мнимом благополучии мелиоративного состояния земель, что приводит к серьезным ошибкам и необходимости в дальнейшем их исправления.

Наиболее распространенным заблуждением является мелиоративная оценка земель по существующей до орошения глубине залегания уровня грунтовых вод без ко-

личественного учета подземного оттока. Ведь если условий для оттока нет, то при к. п. д. оросительных систем (в земляных руслах и самотечном поливе) около 0,5 в грунтовые воды в год поступает (при водозаборе брутто 8—12 тыс. м³/га) слой воды 0,4—0,6 м. При свободной порозности около 0,4 это неизбежно ведет к подъему уровня грунтовых вод на 1—1,5 м в год, что повсеместно и наблюдается при вводе в эксплуатацию новых систем орошения. Так как в первые годы эксплуатации оросительных систем по организационным и другим причинам водозабор бывает больше расчетного, а использование воды недостаточно эффективное, то грунтовые воды поднимаются еще выше, особенно вблизи крупных каналов в земляных руслах.

Таким образом, например, исходный уровень грунтовых вод до орошения в 15 м при отсутствии условий для естественного подземного оттока не всегда позволяет делать выводы о ненужности дренажа, так как в ближайшие 8—10 лет (или быстрее) грунтовые воды могут подняться до такого уровня, при котором они начнут принимать непосредственное участие в почвообразовательном процессе. Самые неблагоприятные условия складываются при наличии солей в почвах, грунтах и грунтовых водах.

Если грунты и грунтовые воды засолены, но почвы опреснены осадками (так называемые глубокосолончаковатые почвы), то поднимающиеся грунтовые воды, растворяя соли, содержащиеся в грунтах, транспортируют их к почвенному слою, что также ведет к его засолению. Такая картина наблюдается на осваиваемых землях в аридной и степной зонах.

Таким образом, никакие отдельно взятые характеристики водного и солевого режимов земель, существующие до орошения (или после первых лет эксплуатации оросительных систем), не могут служить основанием для утверждения отсутствия угрозы подтопления и засоления земель и в связи с этим являться мотивировкой для отказа от проведения дренажных мероприятий.

Разнообразие природных и хозяйственных условий и технических приемов орошения в степной зоне, а также малый практический опыт освоения орошаемых земель на значительных площадях не позволяют распространять результаты отдельных, обычно кратковременных наблюдений за мелиоративным состоянием земель и ра-

ботой дренажных систем на другие объекты или значительные площади без специального обоснования допустимости такого приема. По-видимому, со временем, после накопления практического опыта и исследовательских материалов, возможность использования метода аналогий увеличится. Итак, необходимость или ненужность дренажа, выбор его типа и параметров обосновываются расчетами — составлением прогнозов водного и солевого режимов земель. Основой их составления должны быть надежные данные, характеризующие существующие водный и солевой режимы.

Надежность и точность данных почвенных и гидрогеологических исследований

В вопросах выбора характеристик водного и солевого режимов земель и особенно оценки надежности исходных данных для обоснования проектов еще нет единого мнения. Действующие нормативы, определяющие состав, объем и детальность почвенных и гидрогеологических изысканий и исследований, практически без особых изменений повторяются в нормах в течение нескольких десятков лет, несмотря на изменившиеся (повышенные) требования к ним в связи с интенсификацией сельскохозяйственного производства. Этот вопрос заслуживает внимательного изучения для обоснования состава и объема изыскательских и исследовательских материалов. Практика показывает, что недостаточное изучение исходных почвенно-гидрогеологических условий при проектировании оросительных систем иногда приводит к совершенно неожиданным результатам: построенные системы работают неудовлетворительно и производимые в дальнейшем крупные затраты на их переделку во много раз превышают те средства, которые надо было бы своевременно израсходовать на изыскания и исследования. В качестве примера можно привести некоторые орошаемые массивы в Голодной степи. Так, в совхозе № 5 средний коэффициент фильтрации почвогрунтов, определенный после строительства дренажа, оказался значительно меньшим, чем это принято в проекте, а в совхозе № 4, наоборот, в несколько раз больше проектного. Так как в основе проектирования дренажа лежит характеристика водопроницаемости почвогрунтов, то, очевидно, что при проектировании дренажных систем в этих совхозах бы-

ли допущены ошибки. Это и выяснилось после окончания строительства дренажа.

Мнимая экономия средств при изысканиях приводила к гораздо большим расходам при строительстве. По нашему мнению, точность исходных почвенно-гидрогеологических данных должна быть не ниже вероятности (обеспеченности) работы оросительной или осушительной системы, принятой в проекте (эта обеспеченность, как известно, обосновывается технико-экономическими расчетами). В связи с интенсивным использованием орошаемых и осушаемых земель наиболее типичной в настоящее время считается обеспеченность в 90%. Следовательно, приблизительно можно принять, что вероятная ошибка средних исходных параметров, полученных в результате изысканий и используемых в качестве расчетных в обосновании систем, по крайней мере не должна быть более 10%. Хотя это общее положение требует конкретизации, оно может служить определенной придержкой при установлении объема изыскательских работ.

Как известно, почвенные и гидрогеологические материалы, содержащиеся в проектах, состоят обычно из описания общих условий, почвенных и гидрогеологических карт (с выделением типичных областей, районов, участков) и отдельных показателей. Необходимо составлять также водный и солевой балансы земель, поверхностных вод, почв и грунтов зоны аэрации и грунтовых вод. Эти балансы (особенно солевой), как правило, не составляют или составляют частично.

Районирование обычно основано на качественном анализе почвенных или гидрогеологических условий. При районировании, помимо генетического, качественного подхода, который, конечно, необходим, нужна достаточно обоснованная количественная характеристика тех свойств или показателей, которые кладутся в основу проекта. При этом необходимо использовать известные приемы статистической оценки и теории вероятностей, чем и определится (при заданной точности) объем наблюдений (Роде, 1965, и др.).

Основные показатели водного и солевого режимов (например, поливные и промывные нормы, критическая глубина грунтовых вод и др.) зависят не от одной какой-либо почвенной или гидрогеологической характеристики, а от нескольких. В таких случаях, как известно, от-

носительная ошибка расчетного параметра (y) будет равна:

$$\frac{\varepsilon_y}{y}=\sqrt{\left(\frac{\partial y}{\partial x_1}\cdot\frac{\varepsilon_1}{y}\right)^2+\left(\frac{\partial y}{\partial x_2}\cdot\frac{\varepsilon_2}{y}\right)^2+\dots}\,, \qquad (1)$$

где $y=f(x_1, x_2, \dots)$; ε_1, ε_2 — ошибки в определении x_1, x_2, ...

Предположим, что промывную норму определяют по формуле В. Р. Волобуева (1959):

$$N=\beta \ln\frac{S_1}{S_0}\,, \qquad (2)$$

где N — промывная норма для 1 м почвенного слоя, м слоя воды; S_1, S_0 — исходное и допустимое содержание солей; $\beta=a/2{,}3$ — коэффициент, зависящий от типа засоления.

Считая допустимой вероятную относительную ошибку в определении нормы N, равную 10%, и принимая точной расчетную величину опреснения S_0, получим:

$$\bar{\varepsilon}_N=\sqrt{\left(\ln\frac{S_1}{S_0}\cdot\frac{\varepsilon_\beta}{N}\right)^2+\left(\frac{\beta}{S_1}\cdot\frac{\varepsilon_s}{N}\right)^2}=$$

$$=\sqrt{\left(\bar{\varepsilon}_\beta\right)^2+\left(\frac{\bar{\varepsilon}_s}{\ln\frac{S_1}{S_0}}\right)^2\cdot\ln\frac{S_1}{S_0}\cdot\frac{\beta}{N}}\qquad (3)$$

Здесь

$$\frac{\partial N}{\partial\beta}=\ln\frac{S_1}{S_0};\quad \frac{\partial N}{\partial S_1}=\frac{\beta}{S_1};\quad \bar{\varepsilon}_N=\frac{\varepsilon_N}{N};$$

$$\bar{\varepsilon}_\beta=\frac{\varepsilon_\beta}{\beta};\quad \bar{\varepsilon}_s=\frac{\varepsilon_s}{S_1}.$$

Отсюда получим:

$$\bar{\varepsilon}_s=\ln\frac{S_1}{S_0}\sqrt{\bar{\varepsilon}_N^2-\bar{\varepsilon}_\beta^2}=\ln\frac{S_1}{S_0}\sqrt{0{,}01-\bar{\varepsilon}_\beta^2}.$$

В частности, если считать, что сама формула (1) точная $\left(\bar{\varepsilon}_\beta=0\right)$, то $\bar{\varepsilon}_s=0{,}1\ln S_1/S_0=0{,}23\lg S_1/S_0$.

Так, при $\frac{S_1}{S_0}=20$ необходимая относительная ошибка в определении суммарного количества солей в слое 1 м (при почвенных исследованиях) должна быть $\bar{\varepsilon}_s\leqslant 0{,}3$, а при слабой засоленности $\left(\frac{S_1}{S_0}=5\right)$ $\bar{\varepsilon}_s\leqslant 0{,}16$.

Если например, для района или участка измеренные в двух точках значения S_1 оказались равными 2 и 4% массы сухой почвы, то вероятная ошибка среднего значения (3%) будет:

$$\varepsilon_s = 0{,}674 \sqrt{\frac{\Sigma\Delta^2}{n(n-1)}} = 0{,}674 \sqrt{\frac{2}{2 \cdot 1}} = 0{,}674,$$

а относительная вероятная ошибка среднего значения $\bar{\varepsilon}_s = \frac{0{,}674}{3} = 0{,}22$, что в случае $\frac{S_1}{S_0} = 20$ дает достаточную точность ($S_1 = 3 \pm 0{,}67$), а в случае $\frac{S_1}{S_0} = 5$ — недостаточную, и число наблюдений надо увеличить до

$$n_1 = n\left(\frac{\bar{\varepsilon}_s}{\bar{\varepsilon}_{s_1}}\right)^2 = 2\left(\frac{0{,}22}{0{,}16}\right)^2 = 3{,}8 \approx 4.$$

Аналогично можно вычислить необходимую точность полевого определения коэффициента фильтрации и число его измерений при обосновании проекта дренажа. В этом случае, как показывают вычисления, ввиду зависимости расстояния между дренами не от одного, а от ряда показателей допустимая вероятная ошибка в определении коэффициента фильтрации снижается до 5—7%.

Все это свидетельствует о необходимости пересмотра действующих нормативов почвенно-гидрогеологических изысканий в сторону их резкого увеличения. Сокращение этих работ под предлогом экономии средств на проектно-изыскательские работы ошибочно и убыточно для государства.

Характеристика существующего водного режима; водный баланс

Метод водного баланса, широко применяемый в гидрологии (главным образом для определения испарения с поверхности бассейнов по разности между осадками и стоком рек), был предложен для использования в сельскохозяйственной мелиорации А. Н. Костяковым (1960, 1961). Однако метод водного баланса в условиях мелиорации существенно отличается от метода водного баланса, применяемого в гидрологии. Составление водного баланса мелиоративной системы осложняется по ряду причин.

БИБЛИОТЕКА

Во-первых, основными составляющими водного баланса мелиоративных систем являются искусственная подача воды (на орошение) и отвод избыточных вод (при осушении или борьбе с засолением).

Во-вторых, мелиоративные системы обычно размещаются не на всем бассейне реки, а занимают определенные геоморфологические элементы (долины и их склоны и т. д.), что обычно не позволяет исключить из баланса, как это делается в гидрологии, поверхностный и подземный приток на массив.

В-третьих, в условиях мелиорации необходимо расчленение поверхностного и подземного оттока (в гидрологии такого расчленения раньше не делали, и этот вопрос недавно начали изучать в связи с определением ресурсов подземных вод), так как мелиоративное воздействие сказывается именно при регулировании этих факторов.

В-четвертых, для целей мелиорации недостаточно составлять общий водный баланс, необходимо составлять балансы поверхностных вод, вод зоны аэрации (почвенных) и подземных (Аверьянов, 1959). Только при составлении частных балансов вскрывается важнейший показатель вертикального водообмена между поверхностными и подземными водами, который непосредственно влияет на почвообразовательный процесс (восходящее или нисходящее движение влаги и солей в почвах). В общем водном балансе земель взаимодействие почвы, зоны аэрации и подземных вод взаимоисключается и не может быть учтено.

Наконец, в условиях мелиорации часто требуется знать не только средний многолетний баланс, но и баланс в годы определенной обеспеченности и, что еще сложнее, в отдельные (критические) периоды (сезоны) года.

Все это сильно затрудняет применение метода водного баланса в мелиорации. Однако, несмотря на трудности, этот метод (при определенных допущениях и упрощениях) совершенно необходим для оценки существующего и перспективного мелиоративного состояния массива.

В данной работе нет возможности подробно останавливаться на методике определения отдельных элементов водного баланса, поэтому ограничимся только некоторыми соображениями по этому вопросу.

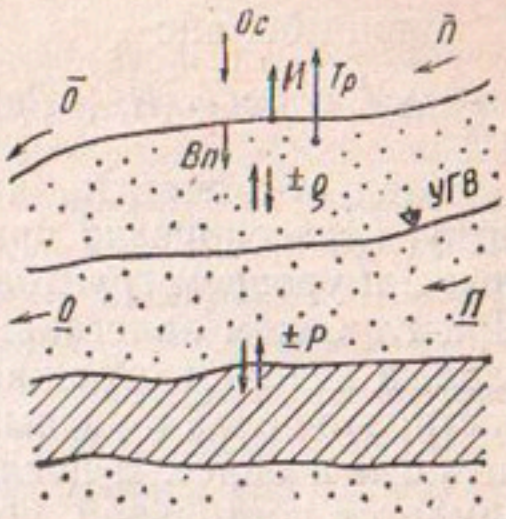


Рис. 1. Схема составляющих водного баланса:

Ос — осадки; *И* — испарение части осадков, не впитывающихся в почву (с поверхности снега, луж); $\bar{П}$ и $\bar{О}$ — поверхностный приток и отток; *Вп* — впитывание в почву; *Тр* — транспирация и испарение из почвы; $\underline{П}$ и $\underline{О}$ — подземный приток и отток; $\pm g$ — вертикальный водообмен между почвой и подземными водами (знак плюс — поступление грунтовых вод в почву); $\pm p$ — вертикальный водообмен грунтовых вод с более глубокозалегающими подземными водами (знак плюс — питание грунтовых вод снизу); УГВ — уровень грунтовых вод.

При определении элементов существующего водного баланса массива, намеченного к орошению, то есть баланса в природных, не измененных орошением условиях, по-видимому, можно ограничиться среднемноголетними данными, так как прогноз водного режима составляют на ряд лет вперед, и, следовательно, отклонения в отдельные годы элементов водного баланса от их средних значений мало отразятся на общем переходном процессе. Исключение составляют случаи, когда переходный процесс непродолжителен (например, при близком залегании грунтовых вод). При этом приходится составлять баланс также и для года расчетной обеспеченности. Конечный водный режим, полученный в результате прогноза, должен быть рассмотрен как для средних условий, так и для расчетной обеспеченности.

Схема составляющих водного баланса показана на рисунке 1.

Если через ΔW_1, ΔW_2, ΔW_3 обозначить изменение запасов соответственно поверхностных, почвенных и грунтовых вод, а через ΔW — общее изменение запасов воды, то уравнения водного баланса будут следующими:

для поверхностных вод

$$\Delta W_1 = Oc - И + \bar{П} - \bar{О} - Вп; \qquad (4)$$

для почвенных вод

$$\Delta W_2 = Вп - Тр \pm g; \qquad (5)$$

для грунтовых вод

$$\Delta W_3 = \pm g + \underline{П} - \underline{О} \pm p; \qquad (6)$$

общий баланс

$$\Delta W = Oc - (И + Тр) + (\overline{П} + \underline{П}) - (\overline{О} + \underline{О}) \pm р. \quad (7)$$

Следует отметить, что за почвенный слой, по-видимому, целесообразно принять зону между поверхностью почвы и уровнем грунтовых вод при их высоком стоянии. При глубоком залегании грунтовых вод можно принять слой, в котором отражаются сезонные изменения влажности; этот слой в разных зонах различен и может достигать 3 м и более. В последнем случае величина $\pm g$ принимается постоянной, проходящей транзитом через зону аэрации от почвы до глубоко расположенных грунтовых вод (или наоборот). Отметим здесь весьма распространенную, к сожалению, ошибку — игнорирование вертикального водообмена между почвой (обычно имеется в виду почвенный слой 0,5—1 м) и нижележащей зоной аэрации и относительно глубоко расположенными грунтовыми водами. Это относится к способу определения суммарного испарения ($И+Тр$) в летние периоды по изменениям влажности в почвенном слое 0,5—1 м. Следует также отметить, что постоянство влажности в каком-либо слое свидетельствует об отсутствии резко выраженного неустановившегося движения, но не об отсутствии движения вообще (например, влажность фитиля горящей керосиновой лампы бывает постоянной, а расход керосина на горение очевиден). Такое движение влаги в зоне аэрации (или его отсутствие) наиболее четко выявляется при введении радиоактивного или иного индикатора в виде водорастворимых солей (мало сорбируемых скелетом грунта) и прослеживании его перемещения.

При отсутствии на массиве озер и водоемов для среднемноголетних данных можно принимать $\Delta W_1 = \Delta W_2 = 0$. Объединив формулы (4) и (5), получим:

$$\pm g = Oc - (И + Тр) + \overline{П} - \overline{О}. \quad (8)$$

Формула (6) остается без изменения.

Далее возникает вопрос об устойчивости (в многолетнем разрезе) величин, входящих в уравнения (8) и (6) (до мелиорации). Вопрос этот весьма сложен, и дискуссия по нему, главным образом по поводу речного стока, то есть в отношении суммы ($\overline{О}+\underline{О}$) для бассейнов рек, в гидрологической литературе ведется в течение многих лет. При этом указывается на колебания (в мно-

голетнем разрезе) значений Oc и $(И+Тр)$, связанные с периодичностью солнечной деятельности, и на изменения в стоке вследствие хозяйственной деятельности человека (расширение площади пахотных земель, интенсификация сельского хозяйства, снегозадержание, закладка лесных полос в степных районах и др.). Действительно, увеличение глубины вспашки, снегозадержание и другие мероприятия должны уменьшать поверхностный отток ($\overline{O}$) и увеличивать $(И+Тр)$ и питание грунтовых вод (g). Это дополнительное питание может расходоваться на увеличение запасов грунтовых вод (ΔW_3) и подземного оттока в реки ($\underline{O}$). Такова общая схема изменения элементов водного баланса территорий (и в том числе речного стока) под влиянием развития сельского хозяйства. Это изменение особенно должно сказаться в степных и лесостепных областях — зоне развития орошения европейской части СССР.

Многочисленные наблюдения, проведенные на небольших стоковых площадях, подтверждают зависимость $\overline{O}$ от характера сельскохозяйственного использования. Однако попытка прямо перенести эти данные на средние и крупные речные бассейны оказалась безуспешной. Непосредственные наблюдения за речным стоком крупных рек, во-первых, не показывают ожидавшихся существенных изменений стока, во-вторых, эти изменения трудно отделимы от многолетних колебаний стока. Во всяком случае в настоящее время пока нет обоснованной методики учета изменений стока под влиянием развития сельскохозяйственного производства в крупных бассейнах. Имеющиеся на этот счет рекомендации (Львович, Грин, Дрейер, 1963) ошибочны по ряду причин: принятие равенства $+g=\underline{O}$ для одного и того же года, учитывая инерционность подземных вод всего речного бассейна, неверно; принятие постоянства (для любых лет) отношения $\frac{\underline{O}}{Oc-\overline{O}}$ и аналогичных ему также ошибочно и т. д.

Возвращаясь к вопросу о возможности применения среднемноголетних характеристик элементов водного баланса в уравнениях (8) и (6) как основы для составления прогноза водного и солевого режимов земель после орошения и учитывая, что воздействие орошения на водный баланс данного массива безусловно значитель-

ней, чем влияние на него других сторон сельскохозяйственной деятельности, а также имея в виду точность балансовых расчетов и то, что исходный водный баланс должен характеризовать существующее положение, то есть изменение следовало бы учесть для прошлых лет, для данного случая можно принимать среднемноголетние значения элементов водного баланса за расчетные характеристики существующего режима. Речь идет о водном балансе для новых, не орошаемых в настоящее время земель, но предназначенных для орошения в будущем. Тогда в уравнении (6) можно принять $\Delta W_3=0$ и записать его в виде

$$\pm g=\underline{П}-\underline{О}\pm p, \qquad (9)$$

что вместе с уравнением (8) дает уравнение (7) при $\Delta W=0$.

Определение входящих в уравнения (7), (8), (9) показателей и их взаимная увязка и являются задачей составления водного баланса. Значения *Ос* обычно хорошо известны, и установление их не вызывает трудностей. При этом, однако, надо знать не только среднемноголетние количества осадков и их коэффициенты вариации, но и месячные, и декадные осадки, которые необходимы для дальнейших расчетов перспективного режима. Поверхностный приток $\overline{П}$ часто отсутствует (равнины, водоразделы), но в некоторых случаях является весьма существенным (затопляемые поймы, сток в низины с окружающих возвышенностей). Значение $\overline{П}$, как и $\overline{О}$, определяют по гидрологическим данным, лучше всего фактическим, а если их нет, то по справочникам или картам. Эти данные корректируют с учетом геоморфологических и других условий стока методом аналогов.

Наиболее сложным является определение величины $(И+Тр)$. В качестве первого приближения она может быть взята с гидрологических карт водного баланса (Троицкий, 1948). При этом следует иметь в виду, что при их составлении в уравнении (7) не учитывали ΔW, $(\overline{П}+\underline{П})$ и $\pm p$, а $(\underline{О}+\overline{О})$ брали для створа реки, где измеряли сток. Далее сравнивают полученные значения $(И+Тр)$ с вычисленными аналитическим путем (Константинов, 1963; Тюрк, 1958; Шаров, 1959, и др.). Наконец, весьма желательно полевое определение $(И+$

$+Tp$) методом теплового баланса (при изысканиях), как это делают в настоящее время на многих метеостанциях. Определение величины $\pm g$ входит в задачу и почвоведов, и гидрогеологов. Почти всегда по типу почв можно определить качественное направление вертикального обмена, то есть преобладание восходящего или нисходящего тока. Далее глубокие почвенные разрезы (до грунтовых вод при их близком залегании и на глубину 5 м и более при глубоком залегании) и наблюдения за влажностью почв, распределением солей и их динамикой в течение года, а также использование индикаторов могут помочь определить $\pm g$. При помощи величины $\pm g$ уравнение (8) замыкается с уравнением (9), где значение $\pm g$ определяют независимыми гидрогеологическими методами. Определение подземного притока $\underline{П}$ и оттока $\underline{О}$, входящих в уравнение (9), достаточно хорошо известно гидрогеологам (Каменский, 1947; Силин-Бекчурин, 1958; Веригин, 1962, и др.).

При определении надежности этих данных следует применять статистическую оценку. Ввиду большой стоимости разведочного бурения, а также способов определения коэффициента фильтрации методом откачек весьма перспективно косвенное определение параметров водоносных пластов при помощи режимных наблюдений за неустановившимся движением. Обработку материалов можно вести различными методами — аналитическим, методом конечных разностей, моделированием (Каменский, Гавич, Мясникова, Семенова, 1960).

Особо следует подчеркнуть необходимость исследования и определения во всех случаях наличия (или отсутствия) водообмена грунтовых вод с нижележащими пластами подземных вод. Для этого необходимо пьезометрирование и определение градиентов восходящих или нисходящих токов и установление коэффициентов фильтрации в вертикальном направлении. Таким образом, раздельное и совместное решение уравнений (8) и (9) позволяет контролировать правильность составленных водных балансов для существующих условий с привлечением данных метеорологии, гидрологии, почвенных и гидрогеологических исследований. Каждый из составляющих элементов водного баланса необходимо определять независимыми методами. Недопустимые невязки в балансовых уравнениях укажут на недостаточную надежность материалов и необходимость их уточ-

нения. Практикующееся определение одного неизвестного элемента водного баланса, по которому не проводили наблюдения, из балансового уравнения ведет к неопределенным ошибкам и не может быть признано обоснованным. Невязка в уравнениях водного баланса, как нам представляется, может быть допущена в 10% по соображениям, указанным выше.

При высоком стоянии грунтовых вод и при наблюдении за их уровнем балансовые расчеты облегчаются тем, что существуют дополнительные зависимости суммарного испарения от глубины грунтовых вод, связи запасов влаги в толще почвогрунта с глубинами грунтовых вод и имеется возможность составления сезонного или месячного баланса грунтовых вод при известных ΔW_3 в уравнении (6). При характеристике нестабилизированного водного режима действующей оросительной системы уравнения (8) и (9) неприменимы и основные выражения должны быть изменены с учетом водоподачи и фильтрационных потерь (Аверьянов, 1959; Шаров, 1959; Лебедев, 1957; Кац, 1963, и др.). При составлении водного баланса действующих систем используют данные эксплуатационной службы и материалы дополнительных почвенных и гидрогеологических исследований, которые обычно проводят ввиду недостаточности или ненадежности эксплуатационных данных. Вопрос этот имеет свои особенности, которые здесь рассматриваться не будут.

Глава II.
СВЯЗЬ ВОДНОГО И СОЛЕВОГО РЕЖИМОВ

Если составление водного баланса и характеристика существующего водного режима для предназначенных к орошению или уже орошаемых земель в определенной степени разработаны, то изучение баланса солей — более сложный вопрос, и исследован он явно недостаточно.

В настоящее время собран и обобщен огромный фактический материал по типам засоления почв, распределению солей в почвах (и иногда в грунтах) для типичных условий, разработана методика полевых и лабораторных исследований, получены некоторые практические рекомендации по так называемым критическим глубинам

залегания грунтовых вод на засоленных землях, промывным нормам, режимам орошения и другим важнейшим вопросам (Ковда, 1947; Розов, 1956; Егоров, 1954; Легостаев, 1953а; Волобуев, 1959; Кац, 1963, и др.).

Не умаляя значения вышеназванных работ, опередивших по своему уровню зарубежные достижения в этой области знаний, отметим, что с количественной стороны процесс движения солей в этих работах почти не затрагивается (Дренаж сельскохозяйственных земель, 1964). Однако без знания закономерностей движения солей трудно объяснить сложившийся солевой режим почв и особенно сложно обосновать целесообразные меры по их удалению (например, с помощью промывок и дренажа). Следует отметить, что по вопросам растворения и перемещения веществ в пористой среде имеются исследования физикохимиков (Левич, 1952; Веригин, 1953, и др.).

Попытаемся хотя бы приближенно установить связь между водным и солевым режимами почв при рассмотрении совместного движения воды и солей при полном насыщении почвогрунтов (с растворимыми солями).

Для простейшего случая основное уравнение движения солей будет следующим (Веригин, 1953; Растворение и выщелачивание горных пород, 1957, и др.):

$$\frac{\partial n}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 n}{\partial x^2} - V \frac{\partial n}{\partial x} + \beta (n_м - n), \qquad (10)$$

где n — концентрация почвенного раствора, г/л; t — время, сут; x — расстояния, м; V — фактическая скорость движения воды в порах грунта, равная $V = V_0/m$; V_0 — скорость фильтрации, м/сут; m — пористость; $n_м$ — предельная концентрация насыщения; β — коэффициент растворения, 1/сут; D^* — коэффициент конвективной (фильтрационной) диффузии, м²/сут.

Это уравнение предполагает линейное (одномерное) движение солей и воды вдоль оси x, постоянную скорость фильтрации $V_0 = \text{const}$ и независимость интенсивности растворения содержащихся в твердой фазе почвы солей от их объема и поверхности. При несоблюдении этих условий уравнение (10) усложняется (Растворение и выщелачивание горных пород, 1957). Из уравнения следует, что изменение во времени концентрации солей в какой-либо точке равно поступлению солей в результате разности концентрации почвенного раствора (диффузионный член), переноса солей движущейся водой (конвективный член) и вследствие растворения твердой

фазы солей и поступления их в раствор. В случае сорбции солей (выпадения их в твердую фазу) последний член уравнения (10) должен быть иным и иметь обратный знак. Ряд теоретических и экспериментальных исследований (Аверьянов, Цзя Да-лин, 1960; Аверьянов, Абдурагимов, Рачинский, 1963; Brenner, 1962, и др.) показал, что при наличии слаборастворимых солей (например, гипса), находящихся в значительных количествах в грунтах и почвах, и значительных скоростях фильтрации, по-видимому, главное внимание следует обращать на последний член уравнения (Растворение и выщелачивание горных пород, 1957). При хорошо растворимых солях и малом их содержании в твердой фазе (например, хлор) уравнение (10) удовлетворительно описывает наблюдающееся в натуре и экспериментах распределение солей без последнего члена, то есть

$$\frac{\partial n}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 n}{\partial x^2} - V \frac{\partial n}{\partial x}. \qquad (11)$$

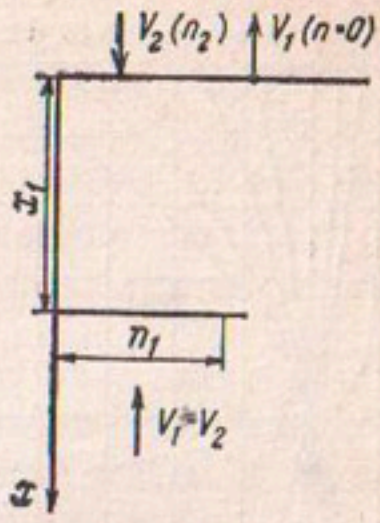
В этом случае особо надо подчеркнуть, что коэффициент конвективной диффузии D^* учитывает особенности движения растворов в пористой среде (так называемые продольные и поперечные эффекты) и не равен обычному коэффициенту диффузии D в покоящемся растворе.

Рассмотрим некоторые простые примеры решения уравнения (11) для иллюстрации связи водного и солевого режимов. В этом отношении интересна работа (Brenner, 1962), где отмечается роль диффузии солей в почвах и важность ее учета.

Установившиеся водный и солевой режимы

Предположим, что в течение многих лет (в естественных условиях или условиях длительного орошения) наблюдается устойчивое засоление почв или их устойчивое рассоление (в данном примере мы считаем возможным пренебречь сезонными отклонениями от общего направления процесса). Примем, что на поверхность почвы ежегодно поступает слой воды M_2 (в м) с минерализацией n_2 (она может быть, в частности, равна нулю), а испаряется с нее слой воды M_1 (в м) (естественно, что при испарении всегда $n=0$). Среднегодовые интенсивности (или скорости) поступления и расходования

Рис. 2. Схема к расчету передвижения солей в почвенном слое.



воды будут соответственно V_2 и V_1 (в м/сут). Найдем распределение солей в почвенном слое x_1 (рис. 2), причем известно, что минерализация почвенного раствора на глубине x_1 равна n_1. При этих допущениях в уравнении (11) можно принять $\frac{\partial n}{\partial t} = 0$, $V = \frac{V_1 - V_2}{m}$ (m — скважность почвы, или средняя объемная влажность слоя x_1).

Примем $V_1 > V_2$, то есть имеет место подпитывание грунтовыми водами. Тогда уравнение (11) примет вид:

$$mD^* \frac{d^2n}{dx^2} + (V_1 - V_2) \frac{dn}{dx} = 0,$$

где знак плюс у второго члена взят по условию задачи. После интегрирования получим:

$$D^* \frac{dn}{dx} + (V_1 - V_2) \frac{n}{m} = C. \qquad (12)$$

Выясним условия на поверхности почвы ($x = 0$). Здесь должен сохраняться баланс солей, то есть

$$D^* \frac{dn}{dx} + (V_1 - V_2) \frac{n'}{m} + V_2 \frac{n_2}{m} = 0, \qquad (13)$$

где n' — минерализация по поверхности почвы ($x=0$).

Отсюда находим, что $C = -\frac{n_2 V_2}{m}$. С учетом условия $x = x_1$, $n = n_1$ при интегрировании уравнения (12) получаем:

$$n = -\frac{n_2 V_2}{V_1 - V_2} + \left(n_1 + \frac{n_2 V_2}{V_1 - V_2}\right) \cdot e^{\frac{(x_1 - x)(V_1 - V_2)}{mD^*}}. \qquad (14)$$

Введем обозначения:

$$\bar{V} = \frac{V_1}{V_2}; \quad \bar{n} = \frac{n}{n_1}; \quad \bar{n}_2 = \frac{n_2}{n_1}; \quad \bar{x} = \frac{x}{x_1};$$

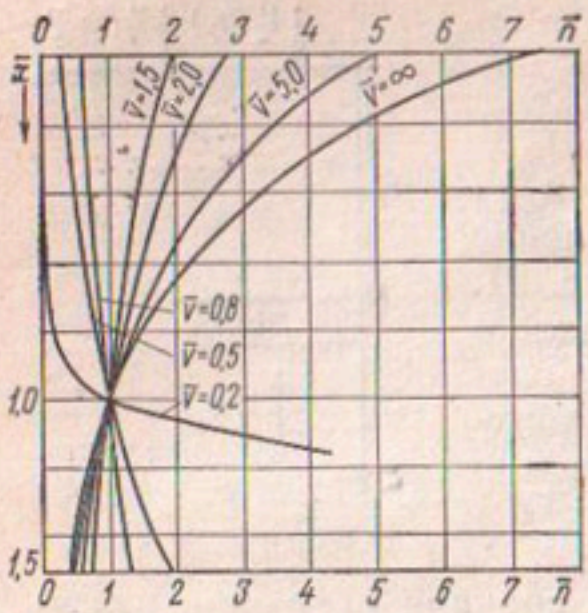


Рис. 3. Схема распределения солей в почвенном слое при различных соотношениях скоростей вертикального водообмена $\bar{V}=V_1/V_2$ при $Pe=1$, $n_2=0$.

параметр Пекле

$$Pe=\frac{x_1V_1}{2mD^*},$$

тогда уравнение (14) имеет вид:

$$\bar{n}=-\frac{\bar{n}_2}{\bar{V}-1}+\left(1+\frac{\bar{n}_2}{\bar{V}-1}\right)e^{2\,Pe\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)(1-\bar{x})}. \quad (15)$$

Анализируя уравнение (15), можно сделать некоторые заключения.

На рисунке 3 представлено распределение солей при $Pe=1$, но при разном соотношении скоростей $\bar{V}=\frac{V_1}{V_2}$. Из рисунка 3 видно, что только для случаев $\bar{V}<1$ или $V_1<V_2$ минерализация почвенного раствора будет меньше минерализации грунтовых вод (n_1).

Иначе говоря, если годовое испарение превышает годовое поступление воды на поверхность почвы (осадки для неорошаемых земель или осадки плюс поливная вода для орошаемых земель), то есть имеется постоянное питание грунтовыми водами, то при любом содержании растворимых солей в грунтовых водах (n_1) минерализация почвенного раствора (особенно ближе к поверхности почвы) всегда будет выше минерализации грунтовых вод. Возможно, конечно, сезонное опреснение, но оно будет временным, так как в общем процесс направлен на засоление. Засоление почвы не является беспредельным, а зависит от соотношения $\frac{V_1}{V_2}$, Pe и n_2, что хорошо видно из рисунка 3, составленного для $n_2=0$ и $Pe=1$. Так, для случая $\bar{V}=1{,}5$, то есть для условий, когда на испарение расходуется $^2/_3$ осадков и поливной воды и $^1/_3$ грунтовых вод, поверхность почвы (при Pe =

$= 1$, $n_2 = 0$) будет содержать примерно в 2 раза больше солей, чем грунтовые воды, несмотря на отсутствие солей в осадках и поливной воде ($n_2 = 0$).

Влияние параметра Пекле (для случая $\overline{V} = 1{,}5$, $\overline{n_2} = 0{,}2$) на распределение солей показано на рисунке 4. Так как $\mathrm{Pe} = \frac{x_1 V_1}{2mD^*}$, то при уменьшении коэффициента конвективной диффузии D^* засоление увеличивается (при прочих равных условиях). На рисунке 5 показано влияние минерализации поливной воды (в приморских районах влияние приноса солей ветром) на усиление процесса засоления (при $\overline{V} = 1{,}5$, $\mathrm{Pe} = 1$).

Кривые распределения солей при $\overline{V} > 1$ характерны для солончаков, образовавшихся при явном расходовании грунтовых вод на испарение. Такое распределение солей наблюдалось в Голодной степи (Легостаев, 1953а, и др.), Крыму (Новикова, 1962) и в других районах.

Приведем еще данные (И. А. Енгулатов, Д. М. Кац и др.) массовых наблюдений за содержанием солей в почвах орошаемых районов Ферганы и Бухары при близком залегании грунтовых вод (Енгулатов, Еремен-

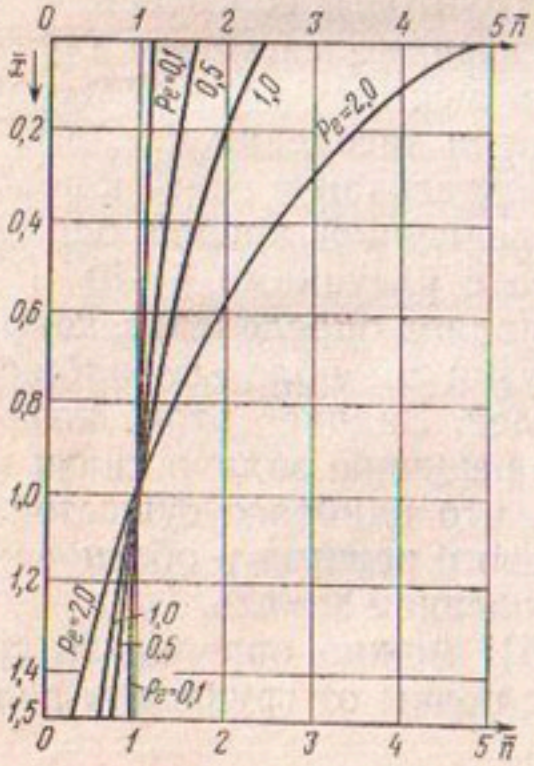


Рис. 4. Влияние параметра Пекле на распределение солей при $\overline{V} = 1{,}5$, $\overline{n_2} = 0{,}2$.

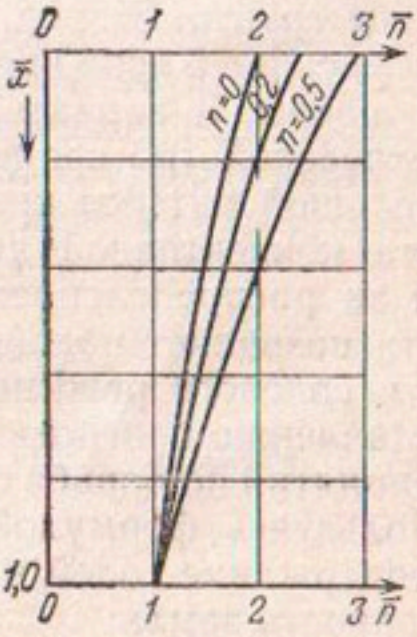


Рис. 5. Влияние минерализации поливной воды на процесс засоления при $\overline{V} = 1{,}5$, $\mathrm{Pe} = 1{,}0$.

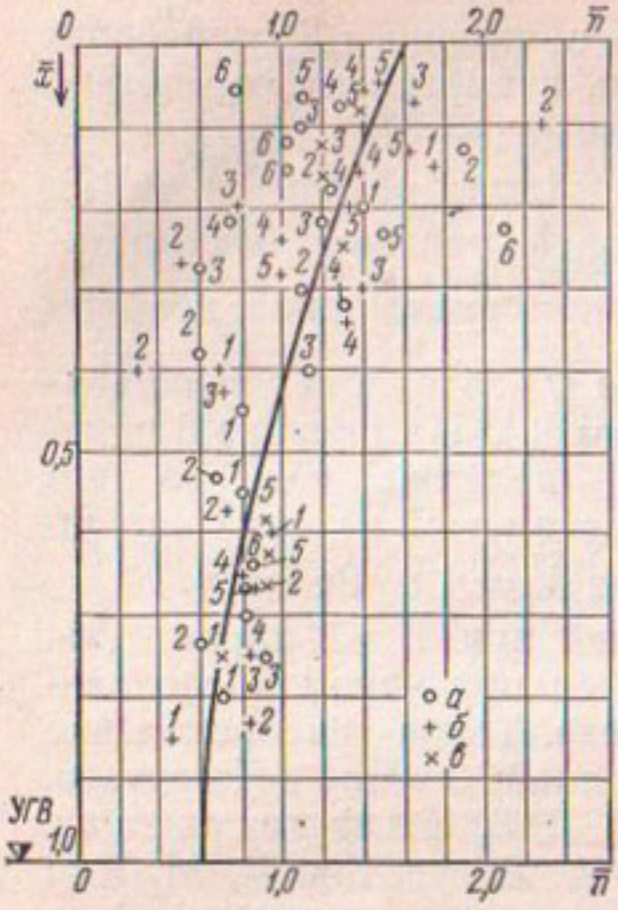


Рис. 6. Содержание солей в почвах орошаемых районов Ферганской долины и Бухарского оазиса при близком залегании грунтовых вод (Енгулатов, Еременко, Усманов, 1964):

а — районы Ферганской долины (И. А. Енгулатов); *б* — Исфайрам-Шахимардан (И. А. Енгулатов); *в* — Бухарский оазис (Д. М. Кац). Глубина грунтовых вод: *1* — 1 м; *2* — 1,5 м; *3* — 2 м; *4* — 2,5 м; *5* — 3 м; *6* — 3,5 м.

ко, Усманов, 1964). Они переведены нами в относительные величины и показаны на рисунке 6, где по оси $\bar{x}$ отложено относительное расстояние от поверхности земли в долях от глубины залегания грунтовых вод, а по оси абсцисс — относительное содержание солей по горизонтам в долях среднего содержания солей для всей толщи от поверхности земли до грунтовых вод. Несмотря на разброс точек, что вполне объяснимо массовым характером наблюдений и различием местных условий (разные глубины грунтовых вод, степени засоления и т. д.), все же на рисунке 6 ясно видно подтягивание солей к поверхности почвы, и характер осредненной кривой близок к теоретической (по сравнению с рисунками 3—5).

Большой интерес представляет определение коэффициента конвективной диффузии по полевым наблюдениям за распределением солей. Знание этого коэффициента позволяет подойти к решению задачи связи водного и солевого режимов и, что наиболее существенно, к составлению прогноза солевого режима и обоснованию мероприятий по борьбе с засолением земель.

Пользуясь формулой (15), можно определить среднее содержание солей в слое почвы от грунтовых вод до поверхности земли:

$$\bar{n}_{ср} = \int_0^1 n\,dx = -\frac{\bar{n}_2}{\bar{V}-1} + \frac{\bar{V}(\bar{V}-1+\bar{n}_2)}{2\,Pe\,(\bar{V}-1)^2}\left[e^{2\,Pe\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)} - 1\right]. \qquad (16)$$

Из формулы (15) следует также, что при $\bar{x} = 0$

$$\bar{n}' = -\frac{\bar{n}_2}{\bar{V}-1} + \frac{\bar{V}-1+\bar{n}_2}{(\bar{V}-1)^2} e^{2\mathrm{Pe}\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)}. \qquad (17)$$

Объединив формулы (16) и (17), получим:

$$\mathrm{Pe} = \frac{\bar{V}(\bar{n}'-1)}{2[\bar{n}_{\mathrm{ср}}(\bar{V}-1)+\bar{n}_2]} \qquad (18)$$

или

$$\mathrm{Pe} = \frac{\bar{V}}{2(\bar{V}-1)} \ln \frac{\bar{n}'(\bar{V}-1)+\bar{n}_2}{\bar{V}-1+\bar{n}_2}, \qquad (19)$$

где $\bar{n}' = \frac{n'}{n_1}$; $\bar{n}_{\mathrm{ср}} = \frac{n_{\mathrm{ср}}}{n_1}$.

Следовательно, зная распределение солей (n', n_1, $n_{\mathrm{ср}}$), водный баланс (V_1, V_2), порозность (m) и глубину грунтовых вод (x_1), можно определить Pe и D^*. Если известны коэффициент D^*, распределение солей и водоподача, то можно найти суммарное испарение и участие в нем грунтовых вод.

Используя данные, приведенные на рисунке 6, определим D^*. Принимая приближенно осредненной кривую на рисунке 6, получим $n_{\mathrm{ср}} = 1$, $n_1 = 0{,}6$; $n' = 1{,}6$; средневзвешенная глубина грунтовых вод $x_1 = 2{,}1$ м.

Предположим, что средняя оросительная норма (плюс осадки) была 8000 м³/га, а питание грунтовыми водами составляло 20% суммарного испарения. Среднюю объемную влажность в слое от грунтовых вод до поверхности почвы примем равной $m = 0{,}30$, а минерализацию поливной воды $n_2 = 0{,}1\, n_1$. Тогда

$$V_2 = \frac{8000}{10\,000 \cdot 365} \approx 2{,}2 \cdot 10^{-3} \text{ м/сут}; \quad V_1 - V_2 = 0{,}2\, V_1;$$

$$V_1 = 1{,}25\, V_2; \quad \bar{V} = 1{,}25; \quad \bar{n}' = \frac{1{,}6}{0{,}6} = 2{,}67;$$

$$\bar{n}_{\mathrm{ср}} = \frac{1}{0{,}6} = 1{,}67.$$

По уравнению (18)

$$\mathrm{Pe} = \frac{1{,}25 \cdot 1{,}67}{2 \cdot (1{,}67 \cdot 0{,}25 + 0{,}1)} = 2{,}02 \approx 2.$$

По формуле (19) аналогично получим:

$$\mathrm{Pe} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1{,}25}{0{,}25} 2{,}3 \lg \frac{2{,}67 \cdot 0{,}25 + 0{,}1}{0{,}25 + 0{,}1} = 1{,}97,$$

что близко к найденному значению по формуле (18). Тогда

$$D^* = \frac{V_1 x_1}{2m\,\mathrm{Pe}} = \frac{1{,}25 \cdot 2{,}2 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0{,}3 \cdot 2} 2{,}1 = 4{,}8 \cdot 10^{-3}\ \text{м}^2/\text{сут}.$$

Имевшиеся немногочисленные данные по определению коэффициента конвективной (фильтрационной) диффузии D^* показали, что его значения находятся в пределах $(0{,}1 \div 10) \cdot 10^{-3}$ м^2/сут. Так, при переносе в почве трития наблюдались значения $D^* = (0{,}8 \div 3) \cdot 10^{-3}$ м^2/сут (Л. А. Ленский).

Дальнейшие исследования позволят более определенно установить значения D^* для типичных условий, но уже сейчас можно говорить о том, что диапазон изменения D^* не больше, чем диапазон изменений таких общепризнанных констант, как коэффициент фильтрации почвогрунтов. Конечно, определение D^*, как и коэффициента фильтрации, в полевых условиях — наиболее надежный метод.

Рассмотренная простейшая схема движения солей имела ряд условностей. Принималось, что испарение происходило непосредственно с поверхности почвы, тогда как суммарное испарение (с учетом расходования влаги корнями растений) охватывало корнеобитаемую зону, то есть почвенный слой до 1 м и более. Приближенно учтем и этот фактор. В первом приближении будем считать, что, начиная с какой-то глубины x_1, корни растений используют влагу на транспирацию, причем интенсивность использования воды в этой зоне (от $x = 0$ до $x = x_1$) — постоянная величина[1]. Тогда в зоне $0 \leqslant x \leqslant x_1$ скорость фильтрации будет изменяться линейно по зависимости

$$V = V_1 \bar{x} - V_2. \qquad (20)$$

---

[1] Можно задаться другой закономерностью, например считать интенсивность потребления корнями растений влаги из почвы пропорциональной распределению массы корней; расчет при этом усложняется, не изменяясь принципиально.

При $\bar{x} \geqslant 1$, то есть глубже зоны распространения корней, принимаем, как и в предыдущей задаче, $V = V_1 - V_2$. Тогда основное уравнение (11) примет вид:

$$D^* \frac{d^2n}{dx^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{d}{dx} (V_1 \bar{x} - V_2) n = 0. \qquad (21)$$

Найдем решение уравнения (21) при $0 \leqslant \bar{x} \leqslant 1$:

а) $x = x_1$; $n = n_1$;

б) $D^* \frac{dn}{dx} + \frac{n}{m} (V_1 \bar{x} - V_2) = -V_2 n_2$,

$$\bar{n} = e^{\mathrm{Pe}(1-\bar{x})\left(1+\bar{x}-\frac{2}{\bar{V}}\right)} + \bar{n}_2 e^{-\mathrm{Pe}\left(\bar{x}-\frac{1}{\bar{V}}\right)^2} \cdot \frac{2\sqrt{\mathrm{Pe}}}{\bar{V}} \times$$

$$\times \left\{ f\left[\sqrt{\mathrm{Pe}}\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)\right] - f\left[\sqrt{\mathrm{Pe}}\left(\bar{x}-\frac{1}{\bar{V}}\right)\right]\right\}, \qquad (22)$$

где $f(u) = -i \frac{\sqrt{\pi}}{2} \Phi(iu)$; $\Phi(u) = \mathrm{erf}(u)$ — интеграл вероятности. Иначе говоря,

$$f(u) = \int_0^u e^{z^2}\, dz,$$

причем

$$f(u) = u + \frac{u^3}{1!3} + \frac{u^5}{2!5} + \frac{u^7}{3!7} + \cdots; \; f(0) = 0; \; f(-u) = -f(u).$$

Для зоны $\bar{x} \geqslant 1$ при сохранении условия на границе зоны, то есть при $\bar{x} = 1$, и имея в виду общий баланс солей, можно записать $V = V_1 - V_2$, что дает решение:

$$\bar{n} = -\frac{\bar{n}_2}{(\bar{V}-1)} + \left(1 + \frac{\bar{n}_2}{\bar{V}-1}\right) e^{-2\mathrm{Pe}(\bar{x}-1)\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)}. \qquad (23)$$

Формулы существенно упрощаются для частных случаев, например при $\bar{n}_2 = 0$ (но $V_2 \neq 0$!), то есть при использовании для полива неминерализованных вод.

Общий характер распределения солей в почвенной влаге (для $\bar{n}_2 = 0$) показан на рисунке 7, из которого видна резкая зависимость характера засоления почв от соотношения скоростей $\bar{V} = \frac{V_1}{V_2}$. Здесь V_1 — среднегодовая интенсивность транспирации, V_2 — среднегодовая

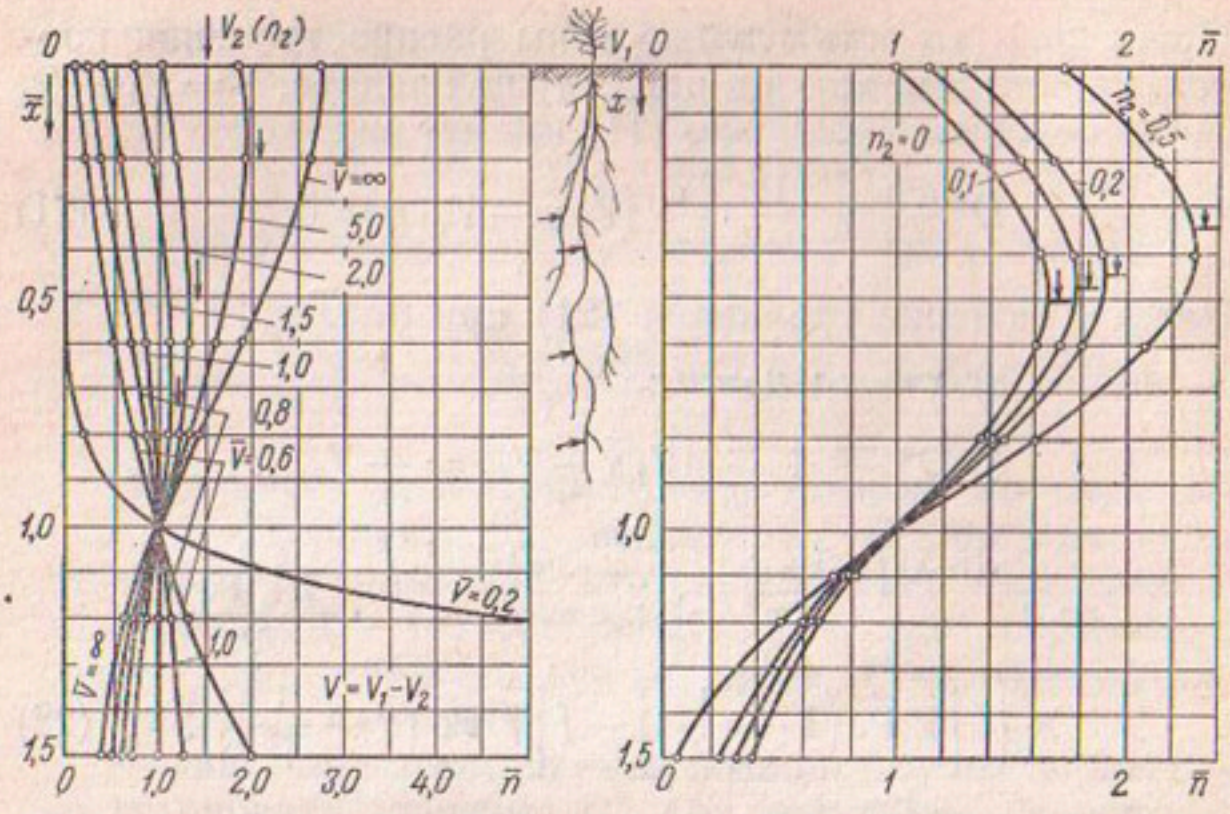


Рис. 7. Зависимость распределения солей в почве от соотношения скоростей вертикального водообмена $\bar{V}$ с учетом расходования воды корнями растений при $V=V_1\bar{x}-V_2$, $\mathrm{Pe}=1$, $n_2=0$, $\bar{V}=V_1/V_2$, $\bar{n}=n/n_1$.

Рис. 8. Влияние минерализации поливных вод на засоление почв (для схемы рис. 7) при $\mathrm{Pe}=2$, $\bar{V}=2$.

интенсивность осадков (плюс поливной воды при орошении). Отметим, что если в предыдущем примере мы принимали испарение происходящим только с поверхности почвы, то здесь суммарное испарение определяется только транспирацией; в природных условиях соотношение транспирации и испарения с поверхности почвы находится в этих крайних пределах. При постепенном расходовании растениями влаги из некоторого слоя (рис. 7) опасность засоления почв меньше, чем при испарении влаги с поверхности почвы (рис. 3).

Максимальное засоление почвы наблюдается на той или иной глубине в зависимости от соотношения $\bar{V}=\frac{V_1}{V_2}$ и соответствует значению $\bar{x}_м=\frac{1}{\bar{V}}$ или $x_м=x_1\frac{V_2}{V_1}$ (при $n_2=0$).

Таким образом, если согласиться с принятой схемой, то, зная относительное размещение максимума засоле-

ния почв, можно судить о соотношении количества поливной воды (плюс осадки) и суммарного испарения, причем при близких грунтовых водах x_1 — это глубина их стояния, а при глубоких — максимальная глубина проникновения осадков и поливной воды. Последнее объясняется тем, что случай $\bar{V}=1$, то есть $V_1=V_2$, соответствует условиям полного использования поступающих на поверхность земли вод (V_2) на суммарное испарение (V_1) и отсутствия водообмена ниже слоя $x=x_1$, так как при этом $V=V_1-V_2=0$ для $x \geqslant x_1$.

Для выяснения влияния минерализации поливных вод на засоление почв на рисунке 8 построен график (при $\mathrm{Pe}=2$, $\bar{V}=2$), из которого видно, что при $n_2>0$ максимум засоления приближается к поверхности почвы по мере увеличения n_2, что, конечно, вполне естественно. Аналогично тому, как это было предложено выше, пользуясь формулой (22) или ее упрощенными вариантами, по данным полевых наблюдений можно определять параметры Pe и коэффициент конвективной диффузии D^*. При этом, однако, возникают некоторые затруднения в связи с тем, что кривая распределения солей имеет максимум. Поэтому простейшей формулой, вытекающей из уравнения (22), при $\bar{x}=0$, $n_2=0$

$$D^*=\frac{x_1(2V_2-V_1)}{2m\ln\frac{n_1}{n'}}, \tag{24}$$

можно пользоваться только при $V_1 \leqslant V_2$, то есть для случая, когда имеются глубинные потери.

Вычисление $\bar{n}_{\text{ср}}$ для слоя от поверхности земли до $x=x_1$ можно произвести по формуле:

$$\bar{n}_{\text{ср}}=\frac{\sqrt{\pi}}{2\sqrt{\mathrm{Pe}}}e^{\mathrm{Pe}\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)^2}\left\{\Phi\left[\sqrt{\mathrm{Pe}}\left(1-\frac{1}{\bar{V}}\right)\right]+\Phi\left[\frac{\sqrt{\mathrm{Pe}}}{\bar{V}}\right]\right\}. \tag{25}$$

Здесь Φ — интеграл вероятности. Значения $\bar{V}$, $\bar{n}_{\text{ср}}$ и $\bar{n}'$ при $\mathrm{Pe}=1$ приведены в таблице 1.

Эти данные (см. также площадь, ограниченную кривыми засоления, на рисунке 7) наглядно показывают,

Таблица 1. **Значения $\bar{V}$, $\bar{n}_{ср}$ и $\bar{n}'$ при Pe = 1**

$\bar{V}$	∞	5	2	1,5	1	0,8	0,6	0,4	0,2
$\bar{n}_{ср}$	2,03	1,62	1,18	1,00	0,73	0,61	0,45	0,282	0,121
$\bar{n}'$	2,72	1,82	1,00	0,717	0,368	0,223	0,097	0,018	0

что если полив происходит без пополнения грунтовых вод ($\bar{V} = 1$), но сами грунтовые воды минерализованы и расположены близко к поверхности земли, то в силу конвективной диффузии почва будет засолена. Например, среднее ее засоление составит около 73% минерализации грунтовых вод при Pe = 1, при уменьшении D^* и увеличении Pe влияние грунтовых вод на засоление уменьшается, но в той или иной мере остается. Это показывает всю трудность борьбы с засолением почв путем промывок, то есть увеличением отношения $\frac{V_2}{V_1}$ при высоком стоянии минерализованных грунтовых вод. Отсюда видна также вся опасность подъема грунтовых вод (вначале залегавших глубоко), когда в них или в грунтах зоны аэрации, или в почвах имеются легкорастворимые соли. Совершенно необоснованным является распространенный среди почвоведов взгляд о мелиоративном благополучии глубокосолончаковых (или солончаковатых) почв при угрозе подъема грунтовых вод.

Неустановившиеся водный и солевой режимы

Предыдущие примеры относились к установившемуся в природной обстановке или на староорошаемых землях режиму. При этом рассматривались главным образом условия засоления почв. Теперь рассмотрим обратный процесс — процесс рассоления, в том числе при подаче воды на поверхность почвы, а также при выпадении осадков, когда происходит растворение и вытеснение ранее накопленных солей в глубь массива. Аналогичную схему, по-видимому, можно принять и для естественных условий, когда ранее засоленные грунты в результате понижения базиса эрозии и опускания грунтовых вод

подвергаются поверхностному опреснению выпадающими осадками. Такие глубокозасоленные почвы имеются на целинных землях Голодной степи и в других районах.

Для упрощения примем, что исходное засоление перед промывкой близко к предельному, то есть $n_0 = n_м$, а соли в почве находятся в растворе, твердой фазе, а также внутри почвенных агрегатов. При поступлении более пресной воды с концентрацией $n_2 < n_0$ с постоянной скоростью движения V будет происходить вытеснение засоленного раствора, растворение солей твердой фазы и диффузионное движение (обратное направлению движения воды).

В этом случае движение солей может быть описано уравнением (10) при условии, что $n_м = n_0$. Примем следующие начальные и граничные условия:

1) $n = n_0,\ t = 0,\ 0 \leqslant x \leqslant l$;

2) $\frac{dn}{dx} = 0,\ x = l$;

3) $n = n_2,\ x = 0,\ t > 0$, которые предполагают, что опреснение почвенного слоя мощностью l или опреснение монолита длиной l рассматривается в лабораторных условиях. Принято также, что на поверхности почвы концентрация мгновенно уменьшается с n_0 до n_2 и остается постоянной. Условие на нижней границе $x = l$ предложено Н. Н. Веригиным (1953), оно следует из баланса веществ на выходной грани монолита.

Решение уравнения (10) при указанных граничных условиях было получено совместно с Цзя Да-лином (Аверьянов, Цзя Да-лин, 1960) операционным методом (на выкладках не останавливаемся). Оно имеет следующий вид:

$$\frac{n_0 - n}{n_0 - n_2} = \exp\left(\mathrm{Pe}'\bar{x}\right) \times$$

$$\times \left\{ \frac{\mathrm{sh}\,(1-\bar{x})\,\mathrm{Pe}'\sqrt{1+\Pi} + \sqrt{1+\Pi}\,\mathrm{ch}\,(1-\bar{x})\,\mathrm{Pe}'\sqrt{1+\Pi}}{\mathrm{sh}\,\mathrm{Pe}'\sqrt{1+\Pi} + \sqrt{1+\Pi}\,\mathrm{ch}\,\mathrm{Pe}'\sqrt{1+\Pi}} + \right.$$

$$+ 2\exp\left[-(\Pi+1)\,\mathrm{F_0}\,\mathrm{Pe}'\right] \times$$

$$\left. \times \sum_{1}^{\infty} \frac{\sin^2\mu_n \sin\mu_n\bar{x}\exp\left(-F_0\mu_n^2\right)}{(\sin\mu_n\cos\mu_n - \mu_n)\,(1+\Pi\cos^2\mu_n)} \right\}, \qquad (26)$$

где безразмерные критерии — Пекле $\mathrm{Pe}' = \frac{lV}{2D^*}$, Прандтля $\mathrm{Pd} = \frac{\beta l^2}{D^*}$, Фурье $F_0 = \frac{D^* t}{l^2}$.

Анализ показал целесообразность введения нового критерия «промывки» $П = \frac{\mathrm{Pd}}{(\mathrm{Pe}')^2} = \frac{4\beta D^*}{V^2}$, не зависящего от линейных размеров и характеризующего степень относа веществ от места растворения; μ_n — корни уравнения, $\mathrm{tg}\,\mu_n = -\frac{\mu_n}{\mathrm{Pe}'}$ (табулировано А. В. Лыковым); $\bar{x} = \frac{x}{l}$. Можно показать, что решение (26) удовлетворяет уравнению (10), граничным и начальным условиям.

Из уравнения (26) видно, что первый член в скобках отражает стационарный процесс ($F_0 \to \infty$), а второй — влияние переходного периода. Существенно отметить, что уравнение (26) описывает процесс до того, как полностью растворены соли твердой фазы, то есть относится к периоду вытеснения и растворения солей твердой фазы и не описывает полный вынос солей и опреснение почвы. В практике и природе такие движения встречаются часто. Уравнение (26) является наиболее общим, и оно описывает частные случаи при отсутствии растворения ($\beta = 0$), диффузии ($D^* = 0$) или переноса ($V = 0$). Эта зависимость позволяет также оценить влияние длины монолита l на ход процесса, что важно для оценки результатов лабораторных исследований. Решение уравнения (10) при тех же начальных и граничных условиях, но при $l \to \infty$ может быть получено также с помощью операционного исчисления. Оно имеет следующий вид:

$$\frac{n_0 - n}{n_0 - n_2} = \frac{1}{2}\exp\left(\frac{Vx}{2D^*}\right)\left\{\exp\left(-\frac{Vx}{2D^*}\sqrt{1+П}\right)\times\right.$$

$$\times \operatorname{erfc}\left[-\frac{V\sqrt{t}}{2\sqrt{D^*}}\left(\sqrt{1+П} - \frac{x}{Vt}\right)\right] +$$

$$\left. + \exp\left(\frac{Vx}{2D^*}\sqrt{1+П}\right)\operatorname{erfc}\left[\frac{V\sqrt{t}}{2\sqrt{D^*}}\left(\sqrt{1+П} + \frac{x}{Vt}\right)\right]\right\}, \quad (27)$$

где $\operatorname{erfc}(u) = 1 - \operatorname{erf}(u)$; $\operatorname{erf}(u)$ — интеграл вероятности, равный

$\operatorname{erf}(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-y^2} dy$ (эта функция известна и детально протабулирована — см., например, Лыков, 1952).

Сопоставим решения (26) и (27) при длительной фильтрации. Обозначая изменения концентрации на выходе из монолита конечной длины l через $(n_0 - n)_l$ и аналогичную величину и на этом же расстоянии, но при монолите весьма большой длины $(n_0 - n)_\infty$ получим:

$$\frac{(n_0 - n)_\infty}{(n_0 - n)_l} = \bar{n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \Pi}} \exp\left(-\frac{Vl}{2D^*}\sqrt{1 + \Pi}\right) \times$$

$$\times \left[\operatorname{sh}\frac{Vl}{2D^*}\sqrt{1 + \Pi} + \sqrt{1 + \Pi}\operatorname{ch}\frac{Vl}{2D^*}\sqrt{1 + \Pi}\right]. \quad (28)$$

Формулу (28) можно представить в виде:

$$\bar{n} = \frac{1}{2}\left[\frac{\sqrt{1 + \Pi} + 1}{\sqrt{1 + \Pi}} + \frac{\sqrt{1 + \Pi} - 1}{\sqrt{1 + \Pi}} \times \right.$$

$$\left. \times \exp\left(-\frac{Vl}{D^*}\sqrt{1 + \Pi}\right)\right]. \quad (29)$$

Отсюда видно, что для первой стадии промывки наибольшие отклонения при длительной фильтрации получаются при длинных монолитах, причем $n \leqslant 1$.

Этот вывод понятен, так как нами рассматривается первая стадия промывки. Максимальное отклонение до 50% будет иметь место при больших параметрах промывки, то есть при малых скоростях движения и больших коэффициентах диффузии и растворения. Для использования в условиях практики мелиорации более соответствующей действительности (и более простой) является формула (27), которую, по-видимому, и возможно рассматривать как описывающую первую стадию промывки.

Отметим ее некоторые особенности. Так как скорость движения воды принята постоянной, равной $V = \frac{V_0}{m}$, то за время t первые порции пресной воды продвинутся на величину $x_0 = Vt = \frac{V_0}{m} t$. Так как нас интересует

рассоление почвогрунтов в зоне $0 \leqslant x \leqslant x_0$, то всегда

$$0 \leqslant \frac{x}{x_0} \leqslant 1 \text{ и } 0 \leqslant \frac{x}{Vt} \leqslant 1.$$

Из формулы (27) видно, что при $x=0$ $n=n_2$, так как $\operatorname{erfc}(-u) = 1 - \operatorname{erf}(-u) = 1 + \operatorname{erf}(u)$.

Приведем частные случаи формулы (27) при $t \to \infty$ (длительная фильтрация):

$$\frac{n - n_0}{n_2 - n_0} = \exp\left[-\frac{xV}{2D^*}\left(\sqrt{1 + \Pi} - 1\right)\right]. \tag{30}$$

В частности, при $D^* \to 0$ получим $\left(\sqrt{1+\Pi} \sim 1 + \frac{\Pi}{2}\right.$ при малых Π):

$$\frac{n - n_0}{n_2 - n_0} = \exp\left(-\frac{x\beta}{V}\right). \tag{31}$$

Эта формула обычно используется в кинетике растворения. При малых скоростях V и больших значениях Π будем иметь:

$$\frac{n - n_0}{n_2 - n_0} = \exp\left(-x\sqrt{\frac{\beta}{D^*}}\right). \tag{32}$$

Отсюда

$$x = \sqrt{\frac{D^*}{\beta}} \ln \frac{n_0 - n_2}{n_0 - n}. \tag{33}$$

Интересно отметить, что предложенная эмпирическая формула (Волобуев, 1959) для определения промывных норм в виде

$$N = 10\,000 \lg \left(\frac{S_1}{S_0}\right)^{\alpha} \tag{34}$$

в основном совпадает (с точностью до постоянных) с формулой (33), которая выведена с рядом допущений, отмеченных выше, и относится не к полной промывке, а к первой ее стадии.

Рассмотрим еще один случай рассоления, когда в почве присутствуют только легкорастворимые соли, которые переходят в раствор мгновенно при увлажнении почвы. Процесс рассоления будем рассматривать в слое большой мощности ($l \to \infty$) при условии постепенного опреснения поверхности почвы.

В этом случае процесс описывается уравнением (11) при следующих начальных и граничных условиях:

1) $n=n_0,\ t=0,\ 0\leqslant x\leqslant\infty$ (исходное засоление);

2) $\frac{\partial n}{\partial x}=0,\ x=\infty;$

3) $V(n-n_2)=D^*\frac{\partial n}{\partial x},\ x=0,\ t>0.$

Полученное решение имеет вид:

$$\bar{n}=0{,}5\left[\operatorname{erfc} z_2+e^{z_1^2-z_2^2}(\operatorname{erfc} z_1-4a\operatorname{ierfc} z_1)\right], \qquad (35)$$

где $\bar{n}=\frac{n-n_2}{n_0-n_2};\ z_1=a(1+\bar{x});\ z_2=a(1-\bar{x});\ \bar{x}=\frac{x}{x_0};$

$$x_0=Vt=\frac{V_0}{m}t;\ a=\frac{V\sqrt{t}}{2\sqrt{D^*}};\ 2a^2=\mathrm{Pe}=\frac{V_0x_0}{2mD^*};$$

$$\operatorname{ierfc} u=\int_u^\infty \operatorname{erfc} u\,du.$$

Значения функции ierfc u смотри в работах А. В. Лыкова (1952) и др.

Так как правая сторона уравнения (35) является функцией только двух переменных (a и $\bar{x}$), то это позволяет построить ее график (рис. 9).

Для принятых обозначений («подвижная граница» — x_0) параметр Пекле не является постоянным, а увеличивается со временем. Иногда считают постоянным Pe, а переменной — величину D^*, что менее удачно, так как D^*, по существу, является константой.

Таким образом, кривые, помеченные разными значениями a на рисунке 9, показывают распределение солей в какой-то определенный момент времени, а не последовательный ход процесса (ввиду подвижности x_0 и изменения параметра a с течением времени). Общий характер кривых распределения солей, показанных на рисунке 9, близок к наблюдающимся в натуре (как при промывках, так и при естественном опреснении). Опреснение поверхности почвы происходит не мгновенно, а постепенно. Это связано с начальным условием (3) баланса

солей. Наконец, что, пожалуй, наиболее важно, граница пресной (вытесняющей) и засоленной (вытесняемой) воды никогда не бывает резкой (кроме нереального случая $a = \infty$, то есть $D^* = 0$). В то же время средняя глубина проникновения пресной воды $x_0 = \frac{V_0}{m} t = \frac{N}{m}$ (N — промывная норма, м; относительная концентрация на этой глубине $\bar{n} \geqslant 0{,}5$). Значит, для опреснения почвы до заданного уровня (обычно порядка $\bar{n} \leqslant 0{,}1$) на определенной глубине всегда надо давать воды больше (рис. 9), чем нужно, чтобы вода проникла на эту глубину.

Обычно принимаемое в физической химии (Тодес, Рачинский, 1955; Рачинский, 1957, и др.) положение о продвижении точки половинной концентрации ($\bar{n} = 0{,}5$) со средней скоростью, вообще говоря, неточно и становится верным только при длительной фильтрации. Первый член в правой части уравнения (35) как раз отвечает отмеченному упрощению; второй и третий члены отражают дополнительное влияние условий поступления промывных вод на поверхность почвы. Рассмотрение результатов показывает, что упрощенная формула

$$\bar{n} \sim 0{,}5 \operatorname{erfc} a\left(1 - \bar{x}\right) \qquad (36)$$

пригодна только при $a \geqslant 1$ (и только при этом условии).

Для пользования упрощенной формулой (36) ниже приведены зависимости $a\ (1 - \bar{x})$ для характерных величин $\bar{n}$ (табл. 2).

Таблица 2. **Зависимость $a\ (1-\bar{x})$ для характерных величин $\bar{n}$**

$\bar{n}$	0	0,001	0,005	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
$a(1-\bar{x})$	∞	2,19	1,82	1,65	1,45	1,24	1,10	0,99	0,91	0,83

$\bar{n}$	0,14	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0 50
$a(1-\bar{x})$	0,76	0,70	0,65	0,60	0,48	0,37	0,27	0,18	0,09	0

Не останавливаясь подробно на методике расчета промывок, отметим, что формула (35) и ее графическое

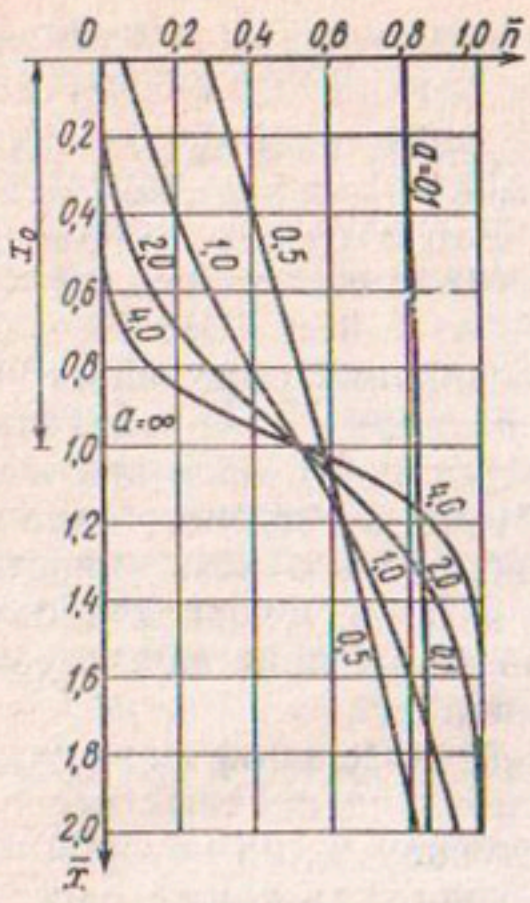


Рис. 9. Кривые распределения солей при искусственных промывках.

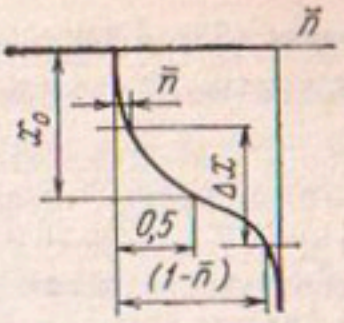


Рис. 10. Схема к расчету коэффициента конвективной диффузии.

изображение на рисунке 9 позволяют рассчитать промывную норму, если известны необходимое опреснение на заданную глубину, коэффициент D^* и скорость фильтрации V_0, которая отвечает условиям оттока. Если эта скорость недостаточна, то на период промывок устраивают дренаж, который должен создать необходимую скорость V_0 (см. ниже).

Пример. Если требуется уменьшить содержание легкорастворимых солей на глубине $x_1=2$ м в 10 раз по сравнению с исходным и известны значения $D^*=1\cdot10^{-3}$ м²/сут, $m=0{,}4$, $V_0=0{,}01$ м/сут, то, пользуясь таблицей 2, находим, что при $\bar{n}=0{,}1$ $a(1-\bar{x})=0{,}91$. Так как $a=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_0x_0}{mD^*}}$,

то

$$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_0}{mD^*}}\sqrt{x_0}\left(1-\frac{x_1}{x_0}\right)=0{,}91.$$

Отсюда $x_0=2{,}6$ м.

$$N=mx_0=1{,}04\text{ м}=10\,400\text{ м}^3/\text{га}.$$

Время промывки $t=\frac{N}{V_0}=104$ суток.

Так как $a=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{0{,}01\cdot2{,}6}{0{,}4\cdot0{,}001}}=4>1$, то допустимо пользоваться

выражением (36). Проверка по графику (рис. 9) подтверждает правильность расчетов: при $\bar{n}=0{,}1$ $a=4$, $\bar{x}=0{,}77$, то есть $x_1=2{,}6\cdot 0{,}77=2$ м.

Если по условиям оттока скорость V_0 была бы в 10 раз меньше ($V_0=0{,}001$ м/сут), то аналогичные расчеты дают: $x_0=4{,}5$ м; $N=22\,500$ м³/га; $t\cong 6$ лет; $a\approx 1{,}67$; $\bar{x}=0{,}44$. Отсюда наглядно видна роль рассоляющего действия дренажа в обеспечении необходимой скорости V_0.

Таким образом, для обоснования рассоления почв, помимо наличия данных о составе и распределении солей, а также скорости фильтрации V_0, надо знать коэффициент конвективной диффузии для данного типа грунтов и солей. Выше уже говорилось о возможности полевого определения значения D^* в условиях засоления почв. Ниже приведены аналогичные приемы для условий рассоления (опытные промывки).

Приближенно примем действительной формулу (36) и будем считать, что на основании полевых исследований несложно определить глубину x_0, на которой имеется 50% солей (от максимального), а также расстояние Δx (рис. 10) между горизонтами с засолением $\bar{n}$ и $(1-\bar{n})$ (например, $\bar{n}=0{,}1$ и $1-\bar{n}=0{,}9$). Тогда по формуле (36) получим:

$$\bar{n}_x=0{,}5\,[1-\operatorname{erf}(0{,}5\,\Delta\bar{x}a)]$$

или

$$\bar{n}_x=0{,}5\operatorname{erfc}(0{,}5\,\Delta\bar{x}a). \qquad (37)$$

Таким путем формула приведена к виду, аналогичному выражению (36), что позволяет пользоваться данными таблицы 2. Приняв, например, две пары значений $\bar{n}_x=0{,}1$, $(1-\bar{n}_x=0{,}9)$ и $\bar{n}_x=0{,}2$, $(1-\bar{n}_x=0{,}8)$, можно получить для $\bar{n}_x=0{,}1$; $0{,}5\Delta\bar{x}a=0{,}91$; $\bar{n}_x=0{,}2$; $0{,}5\Delta\bar{x}a=0{,}60$.

Учитывая вышеприведенные выражения для a, получим:

$$D^*_{0,1}=0{,}076\,\frac{(\Delta x)^2}{t}=0{,}076\,\frac{(\Delta x)^2V_0}{x_0m}, \qquad (38)$$

$$D^*_{0,2}=0{,}174\,\frac{(\Delta x)^2}{t}=0{,}174\,\frac{(\Delta x)^2V_0}{x_0m}$$

или аналогичные связи с учетом зависимостей $x_0=\frac{N}{m}$, $V_0=\frac{N}{t}$. Отсюда, зная Δx, x_0 и t (или V_0, или N), можно

определить D^*. Отметим, что эти рассуждения справедливы только при условии полного опреснения поверхности почвы (например, слоя 0 — 10 см), так как только в этом случае можно принять $a \geqslant 1$. Если это условие не соблюдено, пользуются формулой (35) или графиком на рисунке 9. По-видимому, указанные соображения приемлемы и при естественном опреснении (x_0 — глубина инфильтрации осадков). Так, используя данные наблюдений А. В. Новиковой (1962) за распределением солей на юге Украины в условиях опресняющего действия осадков, можно получить (в значительной степени условно) следующие результаты.

По графикам на рисунке 11 (Новикова, 1962) для солончаковатого солонца (весна 1953 г.) имеем $x_0 \approx 0{,}5$ м, $\Delta x_{0,1} = 0{,}4$ м. Для весны можно принять зимние осадки $N = 100$ мм, что дает при $t = 90$ суток, $m = \frac{N}{x_0} = \frac{0{,}1}{0{,}5} = 0{,}2$ (20% объема) и по уравнению (38)

$$D^* = 0{,}076 \frac{0{,}4^2}{90} = 1{,}4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{сут (по хлору)}.$$

Для разреза 117 (лугово-степной глубокосолончаковатый солонец) $x_0 \approx 110$ см, $\Delta x_{0,1} = 70$ см, что дает по хлору $D^* = 4 \cdot 1 \cdot 10^{-4}$ м²/сут.

Несмотря на грубую приближенность таких расчетов, все же можно отметить, что значения D^* для различных разрезов находятся в пределах $(1 \div 100) \cdot 10^{-4}$ м²/сут, что согласуется с данными других исследователей.

Процесс рассоления при работе горизонтального дренажа

Выше были рассмотрены случаи рассоления почв при постоянной по глубине скорости движения промывных вод, что обычно наблюдается, когда промывки проводят при большой начальной глубине грунтовых вод. Если же перед промывкой грунтовые воды залегают неглубоко и на массиве построен и действует горизонтальный дренаж, то в этом случае скорость фильтрации по вертикали уже не постоянна, а уменьшается с глубиной.

Для несовершенного горизонтального дренажа при конечной произвольной глубине залегания водоупора выражения для распределения скоростей фильтрации по глубине имеются в работах П. Я. Полубариновой-Кочи-

ной (1952), В. В. Ведерникова (1948), H. Hammad (1957), С. Ф. Аверьянова и Цюй Син-е (1957) и др.

Наиболее подходящим для данного случая является решение, полученное С. Ф. Аверьяновым и Цюй Син-е (1957), из которого можно получить распределение скоростей по глубине потока посредине между дренами (для установившегося движения), где и будем исследовать динамику продвижения фронта рассоления [1].

При этом принимаем, что коэффициенты фильтрации для засоленных и пресных грунтовых вод существенно не отличаются. Как показали исследования Н. Н. Веригина (1953), при растворении и выносе из грунта 5% солей от начальной массы скелета грунта проницаемость грунта изменяется незначительно. При минерализации воды до 60 г/л и возможных изменениях водорастворимого солевого комплекса в грунтах до 5%, что чаще всего встречается в мелиоративной практике, вязкость и плотность воды, а также проницаемость грунта можно считать не зависящими от времени и координат. Тогда движение минерализованной воды в грунтах будет описываться теми же уравнениями, что и движение пресной воды. Следовательно, допустимо принять выражение для скорости движения посредине между дренами по упомянутому решению в виде (рис. 11)

$$V = \frac{2}{\pi} q \left[EF - KE(\zeta, \varkappa) - K\Phi\right] \pm q, \tag{39}$$

где $F, E(\zeta, \varkappa)$ — эллиптические интегралы 1-го и 2-го рода при моду-

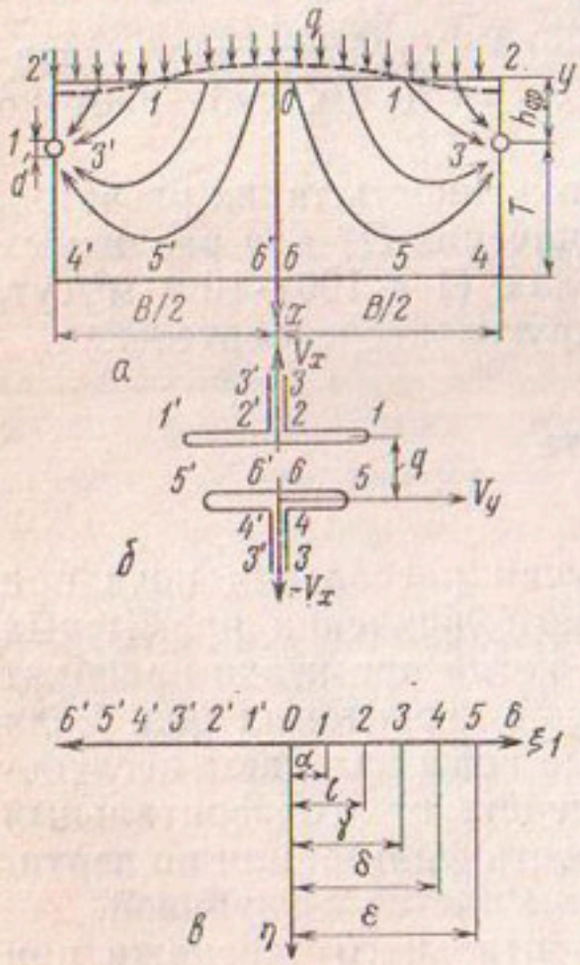


Рис. 11. Схема к расчету рассоления при работе горизонтального дренажа.

[1] Исследования выполнены автором совместно с Т. А. Абдурагимовым (Аверьянов, Абдурагимов, 1963).

лях $\varkappa$; K, E — аналогичные полные интегралы при модулях $\varkappa$; величину Φ определяют по формуле

$$\Phi = \frac{\zeta \sqrt{1-\zeta^2} \cdot \sqrt{1-\varkappa^2\zeta^2}}{\zeta^2-\gamma^2}; \tag{40}$$

$\zeta=\xi+i\eta$ — комплексные координаты вспомогательной полуплоскости; $V=V_y+iV_x$ — комплексная скорость.

С фактической областью потока координаты ζ связаны уравнением:

$$\zeta = \operatorname{sn}\left(\frac{2K}{B} z, \varkappa\right); \tag{41}$$

sn — эллиптический синус Якоби; $\varkappa$ — модуль; значения K, E находятся из соотношения

$$\frac{B}{2H_c} = \frac{K}{K'}; \tag{42}$$

q — интенсивность инфильтрации; B — междренное расстояние.

В связи с обходом точки *6* (рис. 11, *в*) для исследования скорости на участке *0—6* формулу (39) следует несколько изменить:

$$V = iq - \frac{2}{\pi} q\,[EF - KE(\zeta, \varkappa) - K\Phi]. \tag{43}$$

Чтобы определить величину γ, входящую в формулу (40), примем (рис. 11)

$$z = \frac{B}{2} + i\left(h_{\text{др}} + \frac{d}{2}\right),$$

тогда

$$\gamma = \operatorname{sn}\left\{\frac{2K}{B}\left[\frac{B}{2} + i\left(h_{\text{др}} + \frac{d}{2}\right)\right]\varkappa\right\} =$$

$$= \operatorname{sn}\left[K + i\bar{h}K', \varkappa\right] = \frac{1}{\operatorname{dn}(\bar{h}, K, \varkappa)}.$$

Здесь $\bar{h} = \dfrac{h_{\text{др}} + \dfrac{d}{2}}{H_c}$, причем, очевидно, что в зависимости от глубины дрены $0<\bar{h}<1$. Так как нам надо найти скорость по междренью V_x, то необходимо принять во всех выражениях $\zeta=i\eta\,(0\leqslant\eta\leqslant\infty)$, $z=ix\,(0\leqslant x\leqslant H_c)$ и найти функции $\Phi(\zeta)$, $F(\zeta, \varkappa)$, $E(\zeta, \varkappa)$ от чисто мнимых аргументов:

$$\zeta = \operatorname{sn}\left[\frac{2K}{B} ix, \varkappa\right] = i\frac{\operatorname{sn}\left(\frac{x}{H_c}K', \varkappa'\right)}{\operatorname{cn}\left(\frac{x}{H_c}K', \varkappa'\right)} = i\eta.$$

Для сокращения обозначим $\lambda = \frac{x}{H_c}K'$, причем $0 \leqslant \lambda \leqslant K'$.

Опуская выкладки, запишем окончательное выражение для изменения скорости движения на междренье:

$$V_x = q\left\{1 - \frac{2}{\pi}\left[\lambda(E-K) + KE(\lambda, \varkappa') - K\operatorname{sn}(\lambda, \varkappa')\operatorname{cn}(\lambda, \varkappa')\cdot\frac{\operatorname{dn}(\lambda, \varkappa')\varkappa'^2\operatorname{sn}(\overline{h}, \varkappa')}{1-\varkappa'^2\operatorname{sn}^2(\overline{h}, \varkappa')\operatorname{sn}^2(\lambda, \varkappa')}\right]\right\}. \quad (44)$$

Выражение для V_x (44) существенно упрощается для частных случаев.

а) *При близком водоупоре.*

В этом случае $\frac{B}{H_c} > 3$; $\varkappa \to 1$; $\varkappa' = 4e^{-\frac{\pi B}{4H_c}}$; $K' = \frac{\pi}{2}$;

$K = \frac{\pi B}{4H_c}$; $E' = \frac{\pi}{2}$; $E = 1$; $\operatorname{sn}(\lambda, \varkappa') = \sin\lambda = \sin\frac{\pi x}{2H_c}$;

$\operatorname{cn}\lambda = \cos\frac{\pi x}{2H_c}$, $\operatorname{dn} = 1$.

Можно показать, что при малых $\varkappa'$, $E(\lambda, \varkappa') = \lambda$, тогда

$$V_x = q\left\{1 - \frac{2}{\pi}[\lambda(E-K) + K\lambda]\right\} = q\left(1 - \frac{2}{\pi}\lambda\right) = q\left(1 - \frac{x}{H_c}\right). \quad (45)$$

Принимая приближенно схему вытеснения одной жидкости другой по С. Ф. Аверьянову (1959б), получим:

$$V_x = m\frac{dx}{dt}. \quad (46)$$

Приравнивая правые части (45) и (46), разделяя переменные и интегрируя, будем иметь:

$$t = \frac{mH_c}{q}\ln\frac{H_c}{H_c - x}. \quad (47)$$

Мы получили формулу для определения времени рассоления t на глубину x в зависимости от H_c, m, q при близком залегании водоупора.

б) *При глубоком водоупоре.*

В этом случае $\frac{B}{H_c} < 3$; $K = \frac{\pi}{2}$; $\varkappa' \to 1$; $\varkappa = 4e^{-\frac{\pi H_c}{B}}$;

$$K' = \frac{\pi H_c}{B}; \quad E = \frac{\pi}{2}; \quad E' \approx 1; \quad \operatorname{sn}(\lambda, \varkappa') = \operatorname{th}\frac{\pi x}{B} = \operatorname{th}\bar{x};$$

$$\operatorname{dn}(\lambda, \varkappa') = \operatorname{cn} = \frac{1}{\operatorname{ch}\frac{\pi x}{B}} = \frac{1}{\operatorname{ch}\bar{x}};$$

$$\operatorname{sn}^2(\bar{h}, \varkappa') = \frac{\operatorname{th}^2\left(h_{\text{др}} + \frac{d}{2}\right)\pi}{B}.$$

Подставим эти значения в формулу (44):

$$V = q\left[1 - E(\lambda, \varkappa') + \frac{\operatorname{ch}^2\bar{h} + \operatorname{sh}^2\bar{x}}{\operatorname{sh}^2\bar{h}\cdot\operatorname{th}\bar{x}}\right], \tag{48}$$

где $\lambda = \frac{x}{H_c}K' = \frac{\pi x}{B} = \bar{x}$; $\bar{h} = \frac{h_{\text{др}} + d/2}{H_c}\cdot K' = \frac{\pi}{B}\left(h_{\text{др}} + \frac{d}{2}\right)$.

Для определения значения $E(\lambda, \varkappa')$ при $\varkappa' \to 1$ воспользуемся разложением этого выражения; после некоторых преобразований будем иметь:

$$E(\lambda, \varkappa') \approx \operatorname{Arth}\bar{x} + \frac{1}{6}\cdot\frac{\operatorname{tg}^3\lambda\varkappa^2}{\cos\lambda}.$$

Подставим первый член ряда в формулу (48), вторым членом пренебрегаем ввиду малости и окончательно получим:

$$V = q\left(1 - \operatorname{Arth}\bar{x} + \frac{\operatorname{ch}^2\bar{h} + \operatorname{sh}^2\bar{x}}{\operatorname{sh}^2\bar{h}\cdot\operatorname{th}\bar{x}}\right). \tag{49}$$

Так же, как и для случая при близком водоупоре, приравниваем правые части уравнений (46) и (49), разделяем переменные и интегрируем:

$$t = \frac{mB}{\pi q}\int_0^{\bar{x}} \frac{d\bar{x}}{1 - \operatorname{Arth}\bar{x} + \frac{\operatorname{ch}^2\bar{h} + \operatorname{sh}^2\bar{x}}{\operatorname{sh}^2\bar{h}\cdot\operatorname{th}\bar{x}}}. \tag{50}$$

Подынтегральное выражение — сложная трансцендентная функция, которая не выражается через элементарные функции, поэтому для решения интеграла применим численный метод.

Анализ решения позволил пренебречь членом $\left[\frac{\mathrm{ch}^2 \bar{h} + \mathrm{sh}^2 \bar{x}}{\mathrm{sh}^2 \bar{h} \cdot \mathrm{th}\, \bar{x}}\right]$ подынтегрального выражения (рис. 12) и принять $\mathrm{Arth}\bar{x} \sim \bar{x}$, что после интегрирования дает:

$$t = \frac{mB}{\pi q} \ln \frac{1}{1 - \bar{x}}, \qquad (51)$$

а так как $\bar{x} = \frac{\pi x}{B}$, то окончательно

$$t = \frac{mB}{\pi q} \ln \frac{1}{1 - \frac{\pi x}{B}}. \qquad (52)$$

Эта формула аналогична (47), но только для случая глубокого водоупора. Очевидно, она действительна для $x < \frac{B}{\pi}$.

Полученные зависимости были проверены на материалах опытов по рассолению грунтов промывкой на фоне дренажа. Исследование проведено с помощью метода радиоактивных индикаторов (Аверьянов, Абдурагимов, Рачинский, 1963).

Сложность работы с изотопами, требующая использования наименьшего количества их, лимитировала размеры гидравлического лотка, что и определило возможность отношения $B : H_c$.

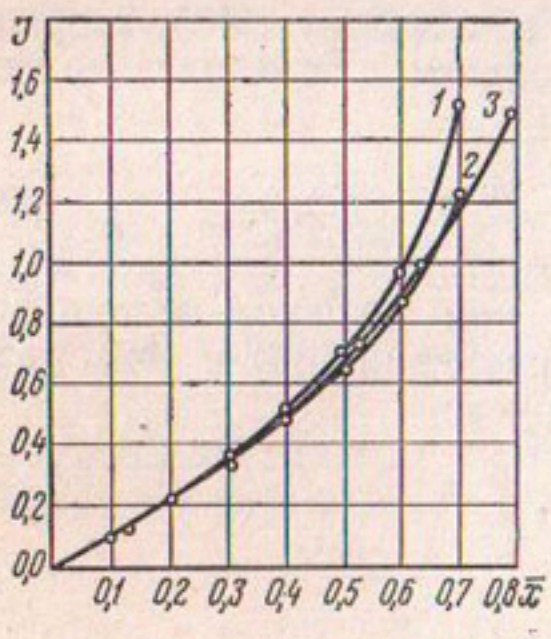


Рис. 12. Сравнение значений интегралов в формуле (50) при $\bar{h} = 0$ — кривая *1*; при $\bar{h} = 0{,}5$ — кривая *2* и приближенной формуле (52) (кривая *3*) для определения времени рассоления (при глубоком водоупоре).

Отношение $\frac{B}{H_c}$ было выбрано с условием возможности проверки формул, выведенных как для близкого, так и для глубокого залегания водоупора. Опыты проводили при исходной концентрации раствора 30 г/л, заложении дрены $h_{др}=15$ и 25 см, активной порозности $m=0{,}4$, междренном расстоянии $B=1{,}2$ м, $T=0{,}5$ и 0,4 м, $d=6$ мм при трех интенсивностях промывки: $q_1=21$; $q_2=42$ и $q_3=84$ мм/ч.

Результаты сравнения приведены на рисунках 13 и 14. Сравнение проведено для глубины продвижения фронта 50%-ной концентрации. Как видно из графиков, получилось хорошее совпадение теоретических и экспериментальных значений времени рассоления по формуле при близком водоупоре.

Сравнительно худшее совпадение результатов, полученных по формуле для глубокого водоупора, с опытными данными объясняется тем, что опыты проводили при явно близком залегании поверхности водоупора, а формулу выводили для весьма глубокого его залегания.

Существенный интерес представляет проверка формул по данным производственных промывок засоленных земель на фоне дренажа. С этой целью воспользуемся данными Э. С. Варунцяна (1962). Опыт проводился на Муганской ОМС АзНИИГиМ. Почвы участка площадью 36 га образовались на аллювиальных супесчано-глинистых отложениях Аракса. Временные глубокие (3—3,5 м) дрены построены через 220 м.

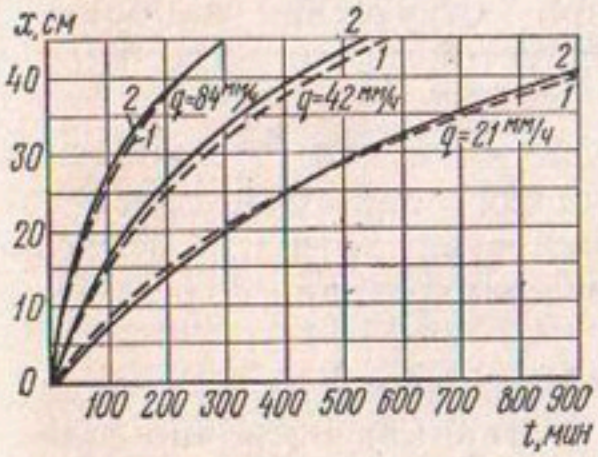


Рис. 13. Сравнение теоретических (кривая *1*) и экспериментальных (кривая *2*) данных по рассолению почвогрунтов при близком водоупоре.

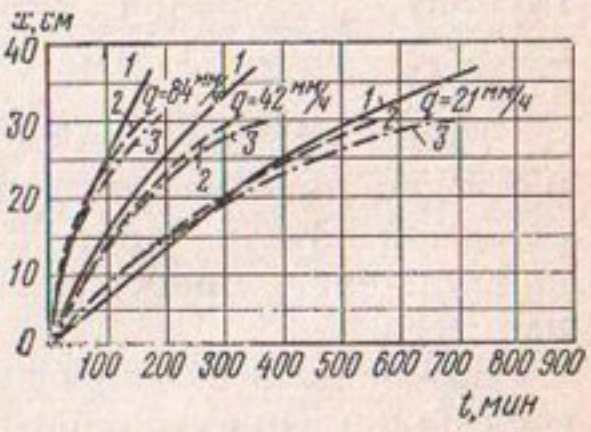


Рис. 14. Сравнение теоретических и экспериментальных данных по рассолению почвогрунтов при глубоком водоупоре:

1 — опытная кривая; *2* — точная теоретическая кривая; *3* — по приближенной формуле.

На каждый гектар было подано 39,8—62,7 тыс. м³ воды (в среднем 50 тыс. м³). Средняя интенсивность инфильтрации в этом случае $q=0{,}07$ м/сут. Активная порозность примерно 0,45 при полной порозности 0,55.

Так как в предлагаемую формулу входит глубина рассоления при $n=0{,}5n_1$ (n_1 — исходная концентрация грунтовых вод), то по таблице 2 (Ведерников, 1939) принимаем глубину рассоления $x=10$ м. Подставляем данные в предлагаемую формулу по определению времени опреснения:

$$t=\frac{mB}{\pi q}\ln\frac{1}{1-\frac{\pi x}{B}}=\frac{0{,}45\cdot 220}{3{,}14\cdot 0{,}07}\ln\frac{1}{1-\frac{3{,}14\cdot 10}{220}}=68 \text{ сут.}$$

(по данным Э. С. Варунцяна, $t=72$ сут).

Относительное расхождение теоретического и практического значений t составляет 5,5%, то есть точность вполне достаточная для практических целей.

Эти исследования показывают, что дренаж на засоленных орошаемых землях способствует интенсивному рассолению почвогрунтов. Это позволяет в относительно короткие сроки (в зависимости от интенсивности дренирования) вводить эти земли в сельскохозяйственный оборот.

Кроме того, дренаж содействует опреснению грунтовых вод, причем при длительных или форсированных промывках глубина опреснения значительно превышает глубину заложения дрен (при отсутствии напорных вод). Это создает условия для устойчивого опреснения земель.

Таким образом, приведенный материал достаточно наглядно показывает формы связи водного и солевого режимов почв и дает возможность, хотя и в первом приближении, провести расчет количественной стороны процесса.

Важнейшей задачей дальнейших исследований является накопление фактического материала по водно-солевым константам, и прежде всего по полевым определениям коэффициента конвективной диффузии D^*.

Следует также отметить определенные условности и допущения, принятые нами при теоретическом истолковании вопроса, что свидетельствует о необходимости дальнейших исследований и возможности получения бо-

лее точных результатов. Тем не менее даже в предлагаемом приближенном виде расчет перемещения легкорастворимых солей в почвогрунтах и обоснование приемов борьбы с засолением орошаемых земель могут оказаться полезными. Пользуясь этим расчетом, мы уже отходим от чисто эмпирических рекомендаций и приближаемся к такому расчету, каким, например, в настоящее время пользуются при обосновании осушительных дренажных устройств.

Глава III

ПРОГНОЗ ВОДНОГО И СОЛЕВОГО РЕЖИМОВ И ТРЕБОВАНИЯ К ДРЕНАЖУ

Прогноз водного и солевого режимов

Рассмотренная характеристика элементов водного баланса в условиях, существующих до орошения (см. стр. 19—24), является основой для составления прогноза водного режима. После ввода в действие оросительных систем необходимо определить те изменения в этих элементах, которые вызовет орошение (или строительство водохранилищ). Само уравнение водного баланса, если изменился хотя бы один из его элементов, еще не дает возможности составить прогноз водного баланса, так как необходимо знать взаимодействие элементов баланса, а это требует исследований процессов движения воды. Так, поданная на поля вода может быть целиком использована растениями, а может частично пойти на питание грунтовых вод; это дополнительное питание грунтовых вод может расходоваться как на увеличение запасов грунтовых вод, подъем их поверхности, так и на увеличение подземного оттока. Чтобы оценить изменения элементов водного баланса, надо знать их количественные связи, вытекающие из существа процесса. Уравнение водного баланса позволяет только проконтролировать правильность расчетов, но не служит способом определения отдельных элементов.

Рассмотрим основные формы уравнений водного баланса для условий, изменившихся под влиянием орошения земель (или строительства водохранилищ).

При подтоплении в результате действия построенных водохранилищ или крупных каналов (без непосредственного орошения на рассматриваемой территории) уравнения (4), (6) примут вид:

$$\Delta W_1 + \Delta W_2 = Oc - (И + Тр) + \bar{П} - \bar{О} - g, \quad (53)$$

$$\Delta W_3 = + g + \underline{П} - \underline{О} \pm p, \quad (54)$$

где все обозначения прежние.

При глубоких грунтовых водах ввод в действие канала или водохранилища вначале не изменит элементов баланса поверхностных и почвенных вод и, следовательно, нисходящего тока влаги, пополняющего грунтовые воды ($-g$). Однако элементы баланса грунтовых вод в уравнении (54) существенно изменятся: в первый период резко возрастет разность ($\underline{П}-\underline{О}$), причем для земель, расположенных выше водохранилищ или каналов, резко уменьшится $\underline{О}$, что при неизменных g и $\underline{П}$ (будем считать здесь $p=0$) вызовет накопление грунтовых вод ($\Delta W_3>0$), то есть подъем их поверхности. В других случаях (фильтрации в сторону нижележащих земель) резко возрастет $\underline{П}$ при неизменном или маломеняющемся $\underline{О}$, что также вызовет подъем грунтовых вод. В дальнейшем подъем уровня грунтовых вод уменьшит приток в первом случае и увеличит отток во втором, а разность ($\underline{П}-\underline{О}$), первоначально значительная, будет со временем уменьшаться, пока баланс не стабилизируется при новом, поднявшемся уровне грунтовых вод.

Это предельное положение, характеризующееся в годовом периоде условием $\Delta W_3=0$, может быть достигнуто за счет равенства $g+\underline{П}=\underline{О}$ при достаточно глубоком уровне грунтовых вод, то есть при отсутствии влияния их на величину и знак g. Но во многих случаях этого не происходит, подъем грунтовых вод продолжается и баланс замыкается в результате уменьшения g, а затем в результате изменения его знака. Иначе говоря, грунтовые воды поднимаются так высоко, что почва избыточно увлажняется и увеличивается $И+Тр$. Тогда уже изменяется баланс (53) и вместо нисходящего тока (g) появляется постоянный восходящий ток, что ведет к изменению направления почвообразовательного процесса — избыточному увлажнению почв, а при наличии солей в грунтах или грунтовых водах — к засолению почв.

Все эти простые соображения далеко не всегда учитываются при прогнозе подтопления и проведении дренажных мероприятий. Обычно ограничиваются рассмотрением только динамики уровня грунтовых вод без учета изменений элементов водного баланса (особенно $\pm g$), что приводит в ряде случаев к ошибкам. Методика прогноза режима грунтовых вод при подтоплении в достаточной степени разработана. Существуют различные способы прогноза: аналитические, включая метод конечных разностей; математическое моделирование (аналоговое — ЭГДА, гидроинтегратор Лукьянова; цифровое — с помощью ЭЦВМ) и другие (Каменский, Гавич, Мясникова, Семенова, 1960; Аверьянов, 1956; Лебедев, 1957; Справочник по мелиорации и гидротехнике, 1945; Абрамов, Биндеман, Бочевер, Веригин, 1960; Дружинин, 1956; Аравин, 1963, и др.).

Подъем грунтовых вод в сторону от водохранилища или канала обычно распространяется медленно (иногда десятки и даже сотни лет). И эту скорость распространения рассчитывают указанными способами. Время достижения нового более или менее стационарного состояния — «время стабилизации» (Аверьянов, 1956) для свободного потока грунтовых вод может быть определено по формуле (в сут):

$$\tau = 25\frac{\delta x^2}{kH_c}, \qquad (55)$$

где x — расстояния от канала или водохранилища, м; k — коэффициент фильтрации, м/сут; H_c — средняя мощность водоносного пласта, м; δ — коэффициент свободной порозности.

При распространении подпора по глубоким закрытым напорным пластам коэффициент δ следует заменить коэффициентом упругой водоотдачи δ', причем $\delta' \ll \delta$.

Стабилизация напоров в закрытом водоносном пласте происходит быстрее, чем в свободном потоке. Однако подъем уровня грунтовых вод в верхнем покровном грунте при этом отстает от увеличения напоров. Этот вопрос требует дополнительного рассмотрения (Аверьянов, 1956; Веригин, Шестаков, 1954).

Сказанное подчеркивает важность составления прогнозов водного режима прилегающих к водохранилищам и каналам земель на длительный срок, так как зона подпора с годами охватывает все большие территории. Благополучное положение с режимом грунтовых вод через

1—2 года и даже 5 лет и более после устройства каналов (и водохранилищ) не гарантирует благоприятного мелиоративного состояния земель в ближайшем будущем.

Более сложным является прогноз влияния орошения на водный режим земель или совместного влияния водохранилищ, крупных каналов и орошения на водный режим части или всего орошаемого массива. Естественно, сразу же после начала орошения изменяется водный режим поверхностных и почвенных вод и одновременно (или несколько позднее) грунтовых вод.

Уравнения водного баланса для орошаемых массивов могут быть записаны следующим образом (Костяков, 1960; Веригин, 1962; Лебедев, 1957, и др.):

а) для поверхностных и почвенных вод (на полях)

$$\Delta W_1 + \Delta W_2 = Op + Oc - (И + Тр) + (1 - \alpha)\Phi_к - \overline{C} \mp g, \tag{56}$$

б) для грунтовых вод

$$\Delta W_3 = \pm g + \underline{П} - \underline{О} + \alpha\Phi_к - Д \pm p, \tag{57}$$

в) общий баланс

$$\Sigma\Delta W = B + Oc - (И + Тр) + (\underline{П} - \underline{О}) - \overline{C} - Д \pm p, \tag{58}$$

где, кроме обозначений, введенных выше, принято: Op — оросительная норма (нетто), подаваемая на поля из сети; $\overline{C}$ — поверхностные сбросы непосредственно с полей; $\Phi_к$ — фильтрация из каналов всех порядков; α — доля фильтрации из каналов, идущая на питание грунтовых вод; $Д$ — дренажный сток (при наличии дренажа); B — водозабор с учетом поверхностного притока и сбросов:

$$B = B_0 + \overline{П} - \overline{C}_к = Op + \Phi_к; \tag{59}$$

B_0 — головной водозабор; $\overline{П}$ — поверхностный приток со стороны, попадающий в систему оросительных каналов; $\overline{C}_к$ — транзитные и другие сбросы из оросительных каналов, минующие поля.

Сопоставляя уравнения (56)—(59) для условий орошения с уравнениями (4)—(7) для неорошаемых земель, видим их существенное отличие и усложнение водного баланса при орошении, что вызвано необходимостью учета ряда новых факторов, которых не было до орошения.

Уравнения (56)—(59) записаны в достаточно общем виде и могут быть использованы как для крупных массивов, систем, так и для их частей. В зависимости от конкретных условий они могут быть упрощены. Так, если

массив занимает водораздельное положение или ограждён нагорными каналами, сбрасывающими воду, минуя массив, то можно считать $\overline{П}=0$; на пойменных затопляемых землях значение $\overline{П}$ будет определяющим. В ряде случаев напорное питание подземными водами отсутствует, поэтому принимают $p=0$; при высокой технике полива $\overline{C}_к=0$ и т. д.

Таким образом, вопрос об учете элементов водного баланса должен решаться конкретно в зависимости от природных условий, схемы и техники орошения. Несмотря на разнообразие этих условий, все же можно отметить некоторые существенные черты водного баланса орошаемых массивов, отличающие его от водного баланса неорошаемых земель.

Увеличение водопотребления сельскохозяйственных культур с целью получения более высокого урожая достигается соответствующим режимом орошения с подачей оросительной нормы *Ор*, которая имеет по крайней мере такой же порядок величин, что и *Ос*, а для более засушливых районов и особенно в отдельные периоды $Ор \gg Ос$. Поэтому по сравнению с неорошаемыми землями этой же зоны почвы орошаемых земель всегда в целом значительно сильнее увлажнены. Так как влага в почве находится в постоянном движении под действием сил тяжести и поверхностных «капиллярных» сил, то чем больше влажность, тем больше силы гравитации, тем глубже влага опускается.

При близких грунтовых водах происходит их непосредственное питание, так называемый капиллярный сброс (Лебедев, 1936, и др.), а при глубоких грунтовых водах происходит опускание влаги как под действием сил тяжести (особенно через ходы землероев, трещины, корни отмерших растений в степных районах), так и вследствие градиентов влажности (разности потенциалов сил свободной поверхностной энергии). Этот процесс, конечно, тем сильнее выражен, чем больше оросительные и особенно поливные нормы. Последние же в практике применяются достаточно большими, чтобы избежать чрезмерного увеличения числа поливов и послеполивных обработок и сократить непроизводительные потери на испарение с поверхности почвы (*И*) при мелком увлажнении. Опускающаяся после поливов влага постепенно используется корнями растений, но не в такой степени,

чтобы полностью прервать нисходящий ток. Это объясняется тем, что основная масса корней сельскохозяйственных культур размещена в верхних горизонтах почвы, где она использует влагу и пищу в первую очередь. Эти горизонты становятся сухими сравнительно быстро, что вынуждает проводить новый полив до того, как растения смогли полностью использовать влагу, опустившуюся глубоко. Новый полив восстанавливает процесс инфильтрации, и влага опускается уже в горизонты, недоступные для ее использования. Иначе протекают процессы только при резко выраженной слоистости грунтов. Приведенные соображения позволяют утверждать, что если до орошения в степной или засушливой зоне имелось инфильтрационное питание грунтовых вод, то после орошения (независимо от его техники, даже без учета $\Phi_к$) это питание всегда будет больше.

Так как в орошаемой зоне подземные воды обычно питают реки (а не наоборот), то после орошения какой-либо площади питание грунтовых вод с этой площади (при любой глубине стояния грунтовых вод) возрастает. Пока еще трудно дать обоснованный расчет этой величины из-за недостаточной изученности вопросов движения влаги в зоне аэрации, но во всяком случае (ввиду роста влажности почвогрунтов и капиллярной проводимости) это увеличение питания грунтовых вод будет не меньше $g\frac{Op}{Oc}$. Так, если $g=30$ мм в год, $Oc=$ $=300$ мм, то при $Op=4500$ м³/га (450 мм) новое значение $g_1 \geqslant 30+30\cdot\frac{450}{300}=75$ мм в год. Имея в виду, что при орошении потери на фильтрацию из сети каналов обычно значительно больше g, к точности ее определения не могут предъявляться высокие требования.

Основным дополнительным источником питания грунтовых вод при орошении являются фильтрационные потери из всех элементов оросительной сети ($\alpha\Phi_к$). Так как к. п. д. системы $\eta=\eta_1\eta_2\eta_3$, где индексы 1, 2, 3 относятся соответственно к магистральным, межхозяйственным и внутрихозяйственным каналам, то, принимая $Op=B$ (без учета $\overline{\Pi}$ и $\overline{C}_к$), получим:

$$\Sigma\alpha\Phi_к=\frac{Op}{\eta}[\alpha_1(1-\eta_1)+\alpha_2\eta_1(1-\eta_2)+\alpha_3\eta_1\eta_2(1-\eta_3)]. \quad (60)$$

Значения α_i, η_i зависят от ряда факторов и прежде всего от технического совершенства системы. Применение закрытых транспортирующих трубопроводов, покрытий каналов, лотков и других противофильтрационных мероприятий позволяет довести к. п. д. системы до $\eta = 0{,}9$; для сети в земляном русле $\eta_{1,2,3} = 0{,}7 \div 0{,}9$ при $\eta = 0{,}4 \div 0{,}6$.

Определение потерь на фильтрацию из сети оросительных каналов и меры борьбы с ней разработаны в достаточной степени (Аверьянов, 1956; Пославский, 1957, и др.), и на них здесь останавливаться не будем.

Коэффициенты α зависят от глубины стояния грунтовых вод. При высоких грунтовых водах, если нет специальных перехватывающих дрен, лесных полос и других средств локализации фильтрации из каналов, можно принять $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$. При глубоких грунтовых водах значения α могут быть меньше, но так как в данном случае нас интересует прогноз водного баланса, то если даже фильтрационные воды (например, из небольших каналов) не достигнут грунтовых, то все равно они пойдут на увлажнение зоны аэрации, поэтому и в данном случае можно принять $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$.

При прогнозе водного режима части системы значения η надо принимать для каналов, размещенных в пределах балансовой площади (исключая, например, холостую часть магистрального канала). Следовательно, значение $\Sigma\alpha\Phi_к$ изменяется в широких пределах — от (0,10—0,20) *Ор* при высокой технике орошения до (0,6—1,0) *Ор* и даже выше для систем каналов в земляных руслах. Возвращаясь к уравнению (57) и обозначая индексом 1 величины элементов водного баланса в перспективе, получим:

$$\Delta W_з = \pm g_1 + \underline{П}_1 - \underline{О}_1 + \alpha\Phi_к - (Д) + p_1. \qquad (61)$$

Дренажный сток $(Д)$ показан в скобках, так как дренаж может быть и не быть. Чтобы сравнить изменения в водном балансе после начала орошения, вычтем из уравнения (61) уравнение (9) (для установившегося режима до орошения). Тогда

$$\Delta W_з = \pm (g_1 - g) + (\underline{П}_1 - \underline{П}) - (\underline{О}_1 - \underline{О}) + \\ + \alpha\Phi_к - (Д) + (p_1 - p).$$

Обозначив изменения элементов водного баланса сим-

волом Δ для условий глубокого залегания грунтовых вод, получим:

$$\Delta W_з = \Delta g + \Delta \underline{П} - \Delta \underline{О} + \alpha \Phi_к - (Д) + \Delta p. \qquad (62)$$

В связи с тем что при дополнительном питании грунтовых вод после орошения ($\Delta g + \alpha \Phi_к > 0$) и подъеме грунтовых вод всегда уменьшается подземный приток ($\underline{П}_1 < \underline{П}$; $p_1 < p$) и увеличивается подземный отток ($\underline{О}_1 > \underline{О}$), значения $\Delta \underline{П}$, Δp будут отрицательными. Обозначив $\Gamma = \Delta(\underline{О} - \underline{П} - p)$ (с учетом знаков), получим:

$$\Delta W_з + \Gamma + (Д) = \Delta g + \alpha \Phi_к. \qquad (63)$$

Из уравнения (63) следует, что дополнительное питание грунтовых вод после осуществления орошения (правая часть уравнения) расходуется на увеличение запасов грунтовых вод $\Delta W_з$, увеличение разницы между подземным оттоком и подземным притоком (Γ) и в дальнейшем на дренаж ($Д$), если он необходим или существует.

Аналогично для конечных величин

$$\Delta W_з + (\underline{О}_1 - \underline{П}_1 \mp p_1) + (Д) = g_1 + \alpha \Phi_к. \qquad (64)$$

Из уравнений (63) и (64) видно, что по мере подъема уровня грунтовых вод может быть достигнут такой установившийся режим ($\Delta W_з = 0$), при котором

$$\Gamma = \Delta g + \alpha \Phi_к \qquad (65)$$

или же

$$(\underline{О}_1 - \underline{П}_1 - p_1) = g_1 + \alpha \Phi_к. \qquad (66)$$

Если при этом грунтовые воды поднялись не так высоко, чтобы избыточно увлажнить или засолить почву, то искусственный дренаж ($Д$) не нужен. Если же грунтовые воды поднялись высоко и начинают интенсивно расходоваться на испарение, то есть не только Δg, но и g_1 меняют знаки на обратные, то надо определить, насколько вредно это для почвообразовательного процесса, и если наблюдается избыточное увлажнение и засоление почв, то необходим дренаж ($Д$). Иначе говоря, дренаж нужен, если для предельных (наибольших по условиям подъема грунтовых вод) значений Γ_0 и $(\underline{О}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0$ будут иметь место неравенства: $\Gamma_0 < (\Delta g + \alpha \Phi_к)$;

$(\underline{O}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0 < (g_1 + \alpha\Phi_к)$. Так как грунтовые воды при этом поднялись высоко и условия питания (g_1, $\alpha\Phi_к$) могут изменяться, то применение формул (65) и (66) может внести ошибки. Поэтому для определения нагрузки на дренаж следует пользоваться формулой:

$$Д = \alpha\Phi'_к \pm g'_1 - (\underline{O}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0. \qquad (67)$$

Здесь штрих обозначает изменившиеся условия.

Таким образом, для составления прогноза водного режима орошаемых земель, помимо характеристики водного баланса до орошения, надо знать $\alpha\Phi_к$, g_1 и $(\underline{O}_1 - \underline{П}_1 - p_1)$; о первых двух величинах говорилось выше. Естественный подземный сток (точнее, разность между оттоком и притоком) зависит от геоморфологических, гидрогеологических условий и схемы орошения (размещение и размеры площадей орошения). Определенных рекомендаций по этому вопросу для всех основных типов орошаемых массивов пока дать нельзя, но для некоторых типичных условий они имеются (Аверьянов, 1959, 1956, 1959а; Полубаринова-Кочина, 1952; Аравин, Нумеров, 1953, и др.).

Уравнения (62)—(66) и определение $Г_0$ и $(\underline{O}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0$ можно осуществить различными методами — аналитическими, численными (в конечных разностях), моделированием и другими, аналогично тому, как это делается при составлении прогноза подтопления.

Таким образом, прогноз водного режима для земель, предназначенных к орошению или недавно орошаемых, сводится к следующему:

определению надежных характеристик почв и гидрогеологических условий;

составлению существующего баланса почвенных и подземных вод (раздельно);

определению в связи с намечаемой техникой орошения дополнительного питания грунтовых вод (по сравнению с исходным);

нахождению предельного значения возможностей естественного подземного оттока $Г_0$, $(\underline{O}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0$;

обоснованию необходимости или ненужности дренажных мероприятий;

расчету характера изменения во времени режима грунтовых вод и тем самым установлению сроков осуществления дренажных мероприятий; в первом прибли-

жении к определению нагрузки на дренаж и типа дренажа.

Остановимся теперь кратко на прогнозе солевого режима почв, используя некоторые результаты, полученные в предыдущем изложении. Прежде всего необходимо иметь надежные исходные материалы почвенных и гидрогеологических исследований по содержанию (и видам) солей в почвах, грунтах и грунтовых водах для всех типичных почвенно-гидрогеологических районов или участков. Используя данные прогноза водного режима, зная исходную глубину и минерализацию грунтовых вод, а также содержание легкорастворимых солей в грунтах выше уровня грунтовых вод, можно определить растворение содержащихся в твердой фазе солей и ориентировочно определить предполагаемую минерализацию грунтовых вод при подъеме их уровня, а затем и их влияние на засоление почв.

Пример. Допустим, прогноз режима грунтовых вод показал, что от исходной глубины 10 м грунтовые воды за 10 лет поднимутся на 7 м и достигнут глубины 3 м от поверхности земли, причем условий для естественного подземного оттока нет. Тогда при порозности грунта $m=0{,}4$ объем поднявшейся воды будет $7\times0{,}4=2{,}8$ м³ на 1 м². Это заполнение происходит в основном снизу вверх, так как главной составляющей питания грунтовых вод является фильтрация из каналов, а не с полей. Пусть из баланса известно, что потери с орошаемых полей составили $g_1=1/4$ питания, фильтрация из каналов $\alpha\Phi_к=3/4$. Тогда емкость 2,8 м³ была на $3/4$, то есть 2,1 м³, заполнена водой снизу, а 0,7 м³ — сверху. Если исходная минерализация грунтовых вод (n_1) была 1 г/л, а засоленность грунтов легкорастворимыми солями 0,2% по массе ($\gamma=1{,}6$ т/м³), то, учитывая длительный срок (10 лет), достаточный для выравнивания концентрации, и считая, что в раствор перейдет 50% солей, а минерализация поливной воды равна нулю, минерализация поднявшихся грунтовых вод составит:

$$n_1' = \frac{2{,}1\cdot1+0{,}5\cdot7\cdot1{,}6\cdot0{,}2\cdot10^{-2}\cdot1000}{2{,}8}\approx 5 \text{ г/л}.$$

Дальнейшее перемещение солей в почву будет зависеть от соотношения скоростей просачивания (V_2) и восходящего тока (V_1—V_2).

Отметим, что если известны средняя скорость подъема уровня грунтовых вод (у нас 0,7 м в год) и соотношение потерь с полей и фильтрации из каналов, то можно определить значения V_1 и V_2 при относительно глубоких грунтовых водах.

Для условий примера эти величины равны:

$$V_1=\frac{0{,}7}{365}=1{,}92\cdot10^{-3} \text{ м/сут};$$

$$V_2=\frac{1}{4}V_1=0{,}48\cdot10^{-3} \text{ м/сут},$$

что соответствует потерям с полей $V_2 m = 0{,}19 \cdot 10^{-3}$ м/сут = = 0,19 мм/сут = 70 мм в год и потерям на фильтрацию $(V_1 - V_2) =$ = 210 мм в год.

Таким образом, если считать, что потери на фильтрацию в результате подъема грунтовых вод существенно не изменятся [они уменьшаются при подпертой фильтрации, и это может быть учтено (Аверьянов, 1956)], то через 10 лет грунтовые воды при минерализации 5 г/л достигнут глубины 3 м от поверхности земли и будут иметь тенденцию дальнейшего подъема. Если при этом глубина 3 м является такой глубиной стояния поверхности грунтовых вод (Кац, 1963; Ковда, 1947; Розов, 1956; Егоров, 1954; Легостаев, 1953а), при которой грунтовые воды начинают заметно участвовать в почвообразовательном процессе, то дальнейший их подъем (если не будет устроен дренаж) вызовет засоление почв. При подъеме грунтовых вод выше этой глубины они расходуются на испарение и транспирацию. Ориентировочно зависимость испарения (e) от глубины стояния грунтовых вод (Δ) может быть выражена формулой (Аверьянов, 1956, 1959):

$$e = e_0 \left(1 - \frac{\Delta}{\Delta_0}\right)^n, \qquad (68)$$

где e_0 — испаряемость; Δ_0 — критическая глубина грунтовых вод; n — показатель степени, обычно лежащий в пределах $1 < n < 2$.

Тогда можно считать, что среднее устойчивое положение грунтовых вод наступит в том случае, если испарение с поверхности грунтовых вод (e) будет равно притоку снизу, то есть $e = m(V_1 - V_2)$. В нашем примере $m(V_1 - V_2) = 210$ мм в год, $\Delta_0 = 3$ м. Если $e_0 = 1000$ мм в год и среднее значение $n = 1{,}5$, получим $210 = 1000\left(1 - \frac{\Delta}{3}\right)^{1{,}5}$. Отсюда $\Delta = 1{,}96 \approx 2$ м. Следовательно, уровень грунтовых вод стабилизируется на глубине около 2 м (конечно, с сезонными колебаниями).

Рассмотрим теперь, какое будет распределение солей в почве при орошении, приняв за основу схему, изображенную на рисунке 7. Считая, что на глубине $x = 2$ м $n = 5$ г/л, и принимая $x = x_1$, видим, что распределение солей в почве будет зависеть от D^* и $\bar{V}$. Коэффициент конвективной диффузии должен быть известен (полевые способы его определения рассмотрены выше). Примем $D^* = 2 \times$ $\times 10^{-3}$ м²/сут. Значения скоростей V_1 и V_2 при поднявшихся до глубины 2 м грунтовых водах изменяются. Считая неизменным подпитывание $V_1 - V_2 = 210$ мм в год и имея в виду, что орошение и осадки в сумме за год достигают величины испаряемости (условно 1000 мм в год), примем осадки 300 мм в год и орошение 490 мм в год, что в сумме с подпитыванием (210 мм в год) дает 1000 мм в год. Тогда в зоне 2 м (от поверхности почвы до грунтовых вод) имеем: $V_2 = 790$ мм в год; $V_1 - V_2 = 210$ мм в год; $V_1 = 1000$ мм в год.

Согласно схеме, приведенной на рисунке 7, и соответствующим расчетным формулам получим:

$$V_1 = \frac{1}{365} = 2{,}75 \cdot 10^{-3} \text{ м/сут};$$

$$\mathrm{Pe} = \frac{x_1 V_1}{2mD^*} = \frac{2 \cdot 2{,}75 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0{,}40 \cdot 2 \cdot 10^{-3}} = 3{,}45;$$

$$\bar{V} = \frac{V_1}{V_2} = 1{,}265.$$

Тогда по формулам (22) и (25) получим:

$$n' = n_1 e^{\mathrm{Pe}(1-2/\bar{V})} = n_1 e^{3{,}45(1-2/1{,}265)} = 0{,}13 n_1.$$

Максимальное засоление будет на глубине

$$x_м = x_1 \frac{1}{\bar{V}} = \frac{2}{1{,}265} = 1{,}58 \text{ м};$$

$$n_м = n_1 e^{\mathrm{Pe}(1-1/\bar{V})^2} = n_1 e^{3{,}45 \cdot 0{,}21^2} = 1{,}16 n_1.$$

Среднюю минерализацию для всей толщи 2 м найдем по формуле (25):

$$n_{ср} = n_1 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{3{,}45}} e^{3{,}45 \cdot 0{,}21^2} \cdot \left[\Phi\left(0{,}21\sqrt{3{,}45}\right) + \Phi\left(\frac{\sqrt{3{,}45}}{1{,}26}\right) \right] = 0{,}75 n_1.$$

Следовательно, несмотря на значительное поступление пресных вод на поверхность почвы (осадки 3000 м³/га + орошение 4900 м³/га), ввиду наличия на глубине 2 м минерализованных грунтовых вод (5 г/л) средняя минерализация почвенного раствора по всей двухметровой толще будет около $0{,}75 \cdot 5 \approx 4$ г/л, причем в слое 0—1 м средняя минерализация будет около 3 г/л, а в слое 1—2 м — около 5 г/л с максимумом ($1{,}16 \cdot 5 = 5{,}8$ г/л) на глубине $\approx 1{,}6$ м. В рассматриваемом примере мы приняли конечное (предельное) распределение солей в почве.

Сроки, за которые этот процесс завершится, можно определить двумя приемами. Во-первых, приближенно это время можно найти по балансу солей. Так, для условий примера, считая, что в двухметровом слое накопилось солей $G = n_{ср} x_1 m$ (в кг), и зная их ежегодное поступление снизу $\Delta G = (V_1 - V_2) n_1$, время t можно приближенно определить по формуле:

$$t = \frac{G}{\Delta G} = \frac{n_{ср} x_1 m}{n_1 (V_1 - V_2)} = \bar{n}_{ср} \frac{x_1 m}{V_1 - V_2}. \qquad (69)$$

Для примера имеем: $\bar{n}_{ср} = 0{,}75$; $x_1 = 2$ м; $m = 0{,}40$; $V_1 - V_2 = 0{,}21$ м в год.

$$t = \frac{0{,}75 \cdot 2 \cdot 0{,}40}{0{,}21} \approx 3 \text{ года}.$$

Во-вторых, продолжительность переходного процесса можно определить по времени стабилизации — понятию, аналогично введенному нами для грунтовых вод.

Для процессов засоления аналогичная величина для ограниченных потоков имеет вид:

$$\tau_c = \frac{D^*}{V^2} = \frac{D^* m^2}{V_0^2}, \qquad (70)$$

где V — конвективная скорость перемещения солей; V_0 — аналогичная величина для скорости фильтрации ($V = V_0/m$).

Для нашего случая

$$\tau_c = \frac{2 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}4^2 (365)^2}{0{,}21^2} = 970 \text{ суток} \approx 2{,}7 \text{ года}.$$

Это близко к найденному по балансу солей времени $t = 3$ годам. Отметим, что для полуограниченных потоков (например, для промывок) τ_c (аналогично фильтрационным потокам) приблизительно будет равно:

$$\tau_c = \frac{25 D^* m^2}{V_0^2}. \qquad (71)$$

Это время соответствует значению ранее применявшегося параметра $a = 2{,}5$. Из рисунка 9 хорошо видно, что при $a \geqslant 2{,}5$ неустановившийся процесс рассоления в основном завершается.

Итак, для рассмотренного примера после 10 лет орошения грунтовые воды с начальной глубины 10 м достигнут глубины 3 м и, растворив находящиеся в зоне аэрации соли, увеличат свою минерализацию от 1 до 5 г/л. В течение примерно еще трех лет $\left(\frac{3-2}{0{,}5 \cdot 0{,}7} \approx 3 \text{ года}\right)$ они достигнут глубины 2 м от поверхности и на этом уровне стабилизируются. Восходящий ток от них в почву в размере 210 мм в год при осадках 300 мм и орошении 490 мм в год (всего 1000 мм в год) в течение последующих трех лет засолит ранее опресненную почву до концентрации почвенного раствора 3 г/л в верхнем метровом слое и 5 г/л во втором метровом слое почвы. Следовательно, общая стабилизация водного режима почв будет достигнута примерно за 13 лет, а солевого режима — за 16 лет. Полученные результаты следует оценить с учетом состава солей, вида сельскохозяйственных культур и других условий. Однако можно предположить, что минерализация легкорастворимых солей непосредственно в почве в количестве 3—5 г/л скажется отрицательно на урожаях сельскохозяйственных культур. Поэтому будут необходимы дренаж и промывки. Причем дренаж надо построить примерно через 7 лет после начала орошения, пока высокие грунтовые воды не препятствуют проведению дренажных работ.

Приведенный пример, по нашему мнению, показывает возможность составления прогноза солевого режима почв в первом приближении. Естественно, что предлагаемая методика требует дальнейшего уточнения и развития и особенно экспериментальной проверки в полевых условиях.

Требования к осушительному и рассоляющему действию дренажа

При проектировании и строительстве любого типа дренажных устройств прежде всего должно быть четко определено их назначение, а исходя из этого, обоснованы тип и параметры дренажа. Большое, а иногда решающее значение для успешной работы дренажных систем, особенно закрытых, имеют качество их строительства и правильная эксплуатация. Не затрагивая этих вопросов, остановимся на обосновании параметров дренажа.

Известно, что основным качеством всякого дренажа является его способность принимать и отводить за пределы мелиорируемой площади избыточные грунтовые воды, благодаря чему коренным образом перестраивается их баланс и создается благоприятный водный и связанные с ним тепловой, воздушный и питательный режимы почвы. Общепринятый критерий осушительного действия дренажа — так называемая норма осушения (А. Н. Костяков), а при борьбе с засолением — критическая глубина стояния грунтовых вод (Б. Б. Полынов). Имеются разновидности этих понятий (критический режим и др.), однако все они основаны на главном показателе — глубине залегания поверхности грунтовых вод.

Признавая большое значение этих понятий для науки и практики и отдавая должное прогрессивной роли, которую они в свое время играли, нельзя не отметить, что в настоящее время, в условиях интенсификации сельского хозяйства, содержание, вкладываемое в эти термины, и, возможно, сами понятия, с нашей точки зрения, должны быть пересмотрены.

Понятия норма осушения и критическая глубина грунтовых вод сформулированы применительно к условиям, обеспечивающим определенный природный почвообразовательный процесс лугового (гидроморфного) характера (Ковда, Легостаев, Морозов и др., 1956), при котором значительная часть грунтовых вод используется для водопотребления сельскохозяйственных культур. Это возможно только при высоком стоянии уровня грунтовых вод, не содержащих вредных для растений легкорастворимых солей, и при высокой влажности почв. На осушаемых землях, например низинных болотах, при таком мелком осушении искусственно ограничивается зона аэрации, что уменьшает возможность разложения ор-

ганического вещества почвы, препятствует более полному развитию корневой системы, ухудшает использование вносимых в почву удобрений и в конечном счете сдерживает рост урожаев. Теорией и практикой доказана целесообразность более глубокого осушения земель при интенсивном сельскохозяйственном использовании (Шаров, 1954; Скоропанов, 1961; Аверьянов, Юневич, Игнатьева, 1960, и др.).

На орошаемых землях поддержание постоянного высокого уровня опресненных грунтовых вод приводит к перерасходу воды на единицу урожая. Это объясняется тем, что угроза реставрации засоления требует поддержания постоянного нисходящего опресняющего тока воды, интенсивность которого тем больше, чем выше грунтовые воды. Кроме того, при высоком стоянии грунтовых вод увеличиваются бесполезные потери на физическое испарение с поверхности почвы, на перелогах и т. д. Практика показывает, что хотя при луговом процессе получают значительные урожаи, но это достигается ценой огромных затрат воды (20 тыс. м³/га и более), в 2 раза и более превышающих водопотребление сельскохозяйственных культур. Очевидно, что этот метод, свойственный низкой технике орошения (туземное орошение), допустим как временный, вынужденный (до реконструкции оросительных систем).

Таким образом, с нашей точки зрения как понятия, так и конкретные рекомендации по нормам осушения и критическим глубинам залегания грунтовых вод нуждаются в их пересмотре при переходе на более высокий уровень интенсификации сельского хозяйства.

Помимо указанных соображений, есть еще одно важное обстоятельство, заставляющее критически отнестись к рассматриваемым понятиям. Дело в том, что и норма осушения, и критическая глубина зависят от очень многих факторов: климата, почв, культур, режима орошения, содержания солей в почвах и грунтовых водах и т. д. Попытки учесть все эти факторы или даже главные из них приводят к тому, что практически норму осушения и критическую глубину необходимо определять в каждом конкретном случае в натуре, то есть они перестают быть константами — теряют свое главное свойство. В качестве определяющих требований при осушении земель и борьбе с засолением более обоснованно принимать режим влажности почвы (по горизонтам и стадиям

развития культур) и допустимое в ней содержание солей. Глубина же залегания поверхности грунтовых вод является одним из показателей водного и солевого режимов, существенным, но не однозначно определяющим мелиоративные требования. Приведенные здесь соображения носят дискуссионный характер и изложены в порядке обсуждения.

Рассматривая требования, предъявляемые к дренажу, следует четко разграничить случаи осушительного и рассоляющего его действия. Первый относится к условиям, когда в почвах, грунтах и грунтовых водах практически нет легкорастворимых солей и назначение дренажа состоит только в предупреждении избыточного увлажнения или борьбе с ним.

Из прогноза водного режима известно количество избыточной грунтовой воды, подлежащей отводу дренажем, при обеспечении на всей обслуживаемой дренажем территории необходимого (с учетом приведенных выше соображений) понижения уровня грунтовых вод. Выбор типа осушительного дренажа и обоснование его параметров осуществляют на основе расчетов его осушительного действия и технико-экономических показателей различных вариантов. В целях борьбы с подтоплением больших территорий от водохранилищ и крупных каналов более целесообразны головные (береговые) линейные системы глубоких дрен или линейные системы вертикальных скважин (той или иной конструкции). Отдельные объекты можно защищать кольцевыми системами. Возможно также применение систематического горизонтального или вертикального дренажа. На орошаемых массивах, где источники избыточного питания по площади распределены более или менее равномерно, наиболее целесообразным оказывается применение систематического горизонтального и вертикального дренажей. Способы расчета осушительного действия разных типов дренажа в достаточной степени разработаны.

При рассмотрении прогноза водного режима земель в результате подтопления их при эксплуатации крупных каналов и водохранилищ или после орошения были установлены нагрузка на дренаж и примерные сроки его строительства (по прогнозу подъема грунтовых вод). Выбор типа дренажа и его параметров (при известных требованиях к нему и нагрузке) является инженерной задачей с экономической оценкой вариантов и в данной

работе рассматриваться не будет (Костяков, 1960, 1961; Аверьянов, 1959; Аверьянов, Усенко, 1961; Дренаж сельскохозяйственных земель, 1964; Полубаринова-Кочина, 1952; Аравин, Нумеров, 1953; Абрамов, Найфельд, Скиргелло, 1954; Богатырев, 1958; Абрамов, Недрига, Романов, Селюк, 1961, и др.).

Более сложными и менее разработанными являются вопросы обоснования параметров рассоляющего дренажа, что тесно связано с теорией и практикой промывок и промывных режимов засоленных почв орошаемых земель. Выше уже отмечались достижения мелиоративного почвоведения в области накопления и анализа данных о формировании засоленных почв и обобщения опыта промывок главным образом в бездренажных условиях (Костяков, 1960; Ковда, 1947; Розов, 1956; Волобуев, 1959; Кац, 1963; Егоров, 1954; Легостаев, 1953 а; Пенской, 1955, и др.). Задача рассоляющего действия дренажа на орошаемых землях впервые была поставлена сотрудниками Почвенного института им. В. В. Докучаева под руководством В. А. Ковды в 1956 г., дальнейшее развитие эти исследования получили в ряде работ (Владимиров, 1960; Пенской, 1955; Минаев, 1957; Аверьянов, Цзя Да-лин, 1960; Аверьянов, 1959; Бехбудов, 1962; Рабочев, 1957; Решеткина, Якубов, Умаров, Барон, 1962; Аверьянов, Абдурагимов, 1963), а также достаточно ясно сформулированы в решениях Всесоюзной научно-теоретической конференции по вопросам борьбы с засолением и улучшения мелиоративного состояния орошаемых земель Средней Азии, Южного Казахстана и Азербайджана.

Практические выводы из общих рекомендаций применительно к обоснованию рассоляющего действия дренажа, как нам представляется, могут быть следующие.

В освоении засоленных и подверженных засолению орошаемых земель следует четко различать два периода: первый кратковременный (1—3 года) — капитальных промывок и опреснения почв в слое, достаточном по мощности для полной ликвидации угрозы реставрации засоления, и второй — последующий (без ограничения срока), эксплуатационный, в который поддерживается опреснение, достигнутое в первый период.

Необходимость экономного расходования воды на единицу продукции обязывает осуществлять строительство технически совершенных систем и в этом же на-

правлении реконструировать существующие. Системы с низкими к. п. д. и к. з. и. — временное явление.

В настоящее время и в ближайшей перспективе основными типами дренажа являются закрытый горизонтальный и вертикальный как наиболее совершенные. Эти капитальные долгодействующие сооружения необходимо использовать в течение всего срока службы (несколько десятков лет) с максимальной нагрузкой. Поэтому постоянный закрытый дренаж рассчитывают на нагрузку эксплуатационного периода. Расчет его пропускной способности, осушительного и рассоляющего действия на кратковременный период капитальных промывок нецелесообразен и приводит к омертвлению средств при последующем его использовании. Всякое ограничение действия дренажа в эксплуатационный период и неполное использование его возможностей, перерывы в действии и т. д. экономически нецелесообразны.

В период капитальных промывок постоянный закрытый дренаж ввиду больших нагрузок или усиливают, или дополняют временным дренажем, ликвидируемым по достижении необходимого опреснения. Способы временного усиления действия закрытого горизонтального и вертикального дренажа могут быть различными (вакуумирование горизонтального дренажа и применение усилителей, временное увеличение понижений и дебитов вертикального дренажа сверх расчетных и т. д.).

Наиболее надежным для этих целей в настоящее время является временный открытый дренаж. Строительство постоянного закрытого дренажа при освоении целинных засоленных земель должно предшествовать строительству оросительной сети в целях удешевления производства дренажных работ при более глубоком залегании грунтовых вод.

Таким образом, рассоляющее действие дренажа должно рассматриваться раздельно — для закрытого горизонтального или вертикального дренажа в эксплуатационный период и для тех же типов дренажа, усиленных временными открытыми дренами, в период капитальных промывок.

Остановимся сначала на расчете дренажа в эксплуатационный период. Здесь снова придется вернуться к вопросу о том, на какой же глубине следует поддерживать опреснение почв, грунтов и грунтовых вод. Приведенные выше соображения о нецелесообразности под-

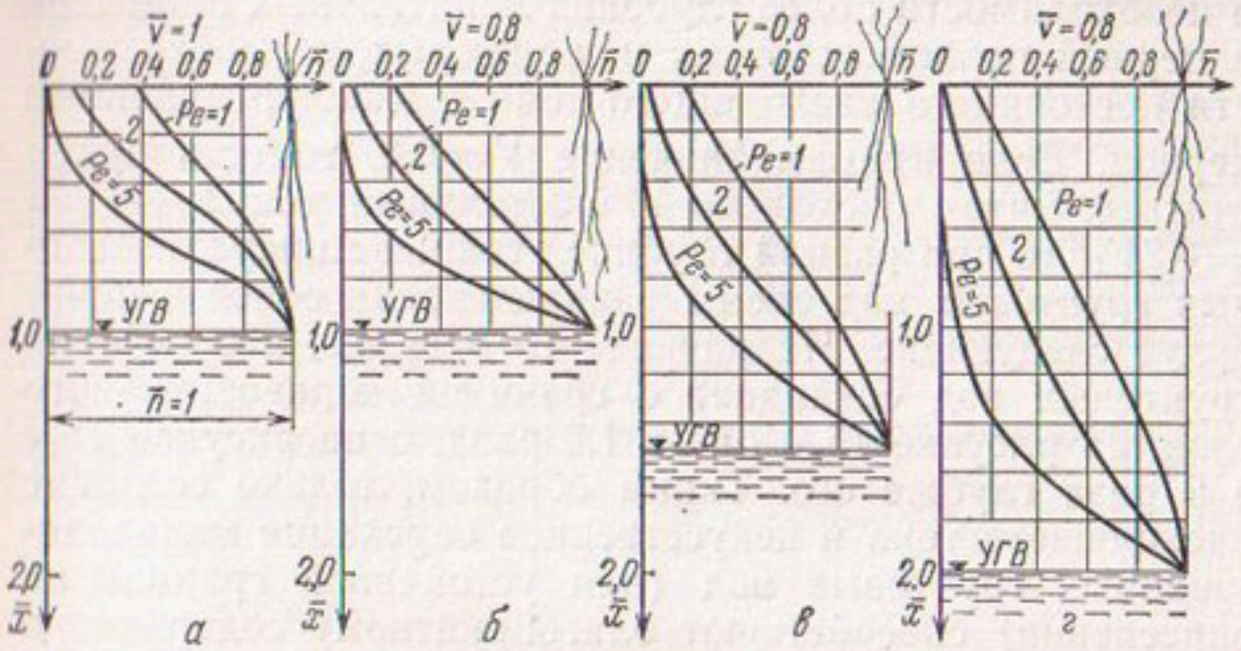


Рис. 15. Схема распределения солей в почве в условиях опресняющего действия осадков.

держания высокого уровня опресненных грунтовых вод при общей тенденции земель к засолению могут быть подкреплены следующими данными.

Рассматривая связь водного и солевого режимов почв, мы показали, что предельное равновесное состояние легкорастворимых солей в почве зависит как от состава солей и их подвижности, так и от соотношения скоростей движения влаги нисходящего и восходящего токов. Используя формулы (22)—(23) и данные на рисунке 7, построим для наглядности графики, изображенные на рисунке 15. На нем показано предельное (равновесное при стационарном осредненном режиме) рапределение солей в почве до уровня минерализованных грунтовых вод ($\bar{n}=1$) при разных соотношениях скоростей нисходящего (V_2) и восходящего (V_1) токов, причем зона распространения корневой системы сельскохозяйственных культур принята $\bar{x}=1$. На рисунке 15, *а* показан случай, когда все поливные воды и осадки используются растениями и нет ни использования, ни питания грунтовых вод, то есть $\bar{V}=\frac{V_2}{V_1}=1$. Из рисунка видно, что если грунтовые воды минерализованы, то, хотя и нет их движения вверх, соли в результате своей подвижности и фильтрационной диффузии передвигаются, и засоленность корнеобитаемого слоя достигает 40—70% минерализации грунтовых вод. Это свидетельствует, во-первых,

о необходимости более глубоких капитальных промывок в первый период освоения и, во-вторых, о необходимости постоянного нисходящего тока в эксплуатационный период. Если примем значение $\bar{V}=0{,}8$, то есть будем считать, что нисходящий постоянный ток $V_1-V_2=0{,}2V_1$, то при разной глубине стояния минерализованных грунтовых вод схемы распределения солей в почве будут следующие. На рисунке 15, *б* видно, что глубина грунтовых вод совпадает с границей корнеобитаемого слоя, на рисунке 15, *в* она в 1,5 раза, а на рисунке 15, *г* в 2 раза глубже его. Таким образом, только создание нисходящего тока и искусственное опускание минерализованных грунтовых вод (или устойчивой границы их опреснения) способствуют благоприятному содержанию легкорастворимых солей в почве (так как, по-видимому, практические значения критерия Пекле $Pe\gg 2$). Хотя этот вопрос требует конкретизации для различных культур, определенных типов засоления и степени минерализации грунтовых вод, приближенно можно принять:

глубину проникновения основной массы корневой системы для большинства сельскохозяйственных культур 1,5—2 м (с учетом увеличения активной зоны при интенсификации хозяйства);

глубину поверхности грунтовых вод (с учетом неподтопления корневой системы при сезонных колебаниях) 2,5—3 м;

глубину полного опреснения грунтовых вод 3 м;

глубину заметного опреснения приблизительно 4 м.

В соответствии с этим требования к понижению уровня засоленных грунтовых вод обычно сводятся к следующему:

в период интенсивного испарения и транспирации требуется понизить грунтовые воды на глубину, при которой не будет происходить поступления засоленных вод в почву. В зависимости от минерализации грунтовых вод, характера грунтов, климата, хозяйственного использования она изменяется в пределах $\Delta_0=1{,}5—3{,}5$ м, обычно 2—3 м (Ковда, 1947; Легостаев, 1952);

к окончанию профилактических промывок грунтовые воды не должны стоять ближе чем на 0,5 м от поверхности земли;

к началу сельскохозяйственных работ грунтовые воды должны быть на глубине 1,3—1,8 м, а к началу поливов — на глубине 2,5—3 м.

При этом должен быть обеспечен нисходящий ток (в среднем за год), составляющий около 10—20% суммарного водопотребления культур. При соблюдении этих условий достигнутое при помощи соответствующего режима орошения и дренажа опреснение в период капитальных промывок будет поддерживаться и реставрация засоления исключается. В указанную величину промывного тока на полях 0,1÷0,2 $(И+Тр)$ не входят потери на фильтрацию из каналов и восходящий ток подземных вод, если он есть. Как показано на странице 61, нагрузка на систематический дренаж равна:

$$Д = \alpha\Phi'_к + g'_1 - (\underline{О}_1 - \underline{П}_1 - p_1)_0, \qquad (72)$$

где $g_1 \approx 0{,}2(И+Тр)$.

Таким образом, нагрузка на дренаж на ранее засоленных землях в эксплуатационный период даже при благоприятных условиях ($p_1=0, \underline{О}_1-\underline{П}_1=0$) не может быть меньше $\alpha\Phi'_к+g'_1$; причем совершенно очевидно значение применения совершенной техники орошения и всяческого увеличения к. п. д. Если считать, что $\underline{П}_1$ может быть снят защитными системами, $\underline{О}_1$ невелико (на засоленных землях это обычно так и есть), то среднегодовая нагрузка на дренаж будет изменяться примерно от (0,3÷0,5) $Ор$ ($Ор$ — оросительная норма нетто для засушливых зон) при относительно высокой технике орошения ($\eta \sim 0{,}8$) до (0,5÷1)$Ор$ при низкой технике орошения ($\eta = 0{,}5$—$0{,}6$). В случае восходящего напорного тока p_1 нагрузка еще больше увеличивается и горизонтальный дренаж становится нецелесообразным; в таких случаях нужен вертикальный дренаж. Так как условия эксплуатационного периода учитывают требования к поддержанию рассоляющего действия дренажа (в виде g'_1, глубины устойчивого опреснения и глубины грунтовых вод), то обоснования его параметров существенно не отличаются от расчета осушительного действия различного типа дренажа, поэтому здесь на них останавливаться не будем (Костяков, 1961; Аверьянов, 1959; Дренаж сельскохозяйственных земель, 1964; Полубаринова-Кочина, 1952; Аравин, Нумеров, 1953; Абрамов, Найфельд, Скиргелло, 1954; Аверьянов, Усенко, 1961, и др.).

Переходя к расчету рассоляющего действия дренажа в период капитальных промывок, примем, что необхо-

димая глубина устойчивого опреснения почв и грунтов задана (например, $x_1=3$ м), причем требуется понизить концентрацию почвенного раствора до

$$\bar{n}\left(\bar{n}=\frac{n_к}{n_0}\right),$$

где $n_к$ — конечная концентрация почвенного раствора; n_0 — его исходная концентрация (для легкорастворимых солей, таких, как хлоридные, эти величины могут быть заменены конечным и исходным засолением по содержанию массы солей).

Выше рассматривалась связь водного и солевого режимов при рассолении и было установлено, что для приближенного расчета можно воспользоваться формулой (36) и таблицей 2:

$$\bar{n}\simeq 0{,}5\ \mathrm{erfc}\, a\left(1-\bar{x}\right)\ (\text{при } a\geqslant 1).$$

При $a<1$ следует пользоваться формулой (35) и рисунком 9, что усложняет расчет, но не меняет его основы. Прежде всего обратим внимание на то, что заданное опреснение $\bar{n}$ на заданную глубину x_1 при определенных D^* и m может быть осуществлено разными нормами, причем чем выше скорость V_0, тем меньше норма N, хотя всегда остается больше, чем mx_1, то есть почву надо промочить дальше желаемой глубины опреснения.

Определение оптимальных сроков капитальных промывок (отчасти норм) и интенсивности дренирования носит технико-экономический и организационно-хозяйственный характер (сроки освоения и строительства и т. д.). Можно, однако, определенно сказать, что при больших скоростях фильтрации не только ускоряется промывка и появляется возможность быстрее ввести земли в сельскохозяйственный оборот, но и более экономно расходуется вода (при одинаковом рассоляющем эффекте). Задача дальнейшего расчета дренажа сводится к определению таких его параметров, чтобы дренаж в период промывок обеспечил в наиболее тяжелых местах (междренье) необходимую для рассоления почв на заданную глубину x_1 в данный срок t скорость V_0. Существующие способы расчета горизонтального и вертикального дренажа позволяют это сделать. Не останавливаясь подробно на этом вопросе, укажем только на ориентировочный расчет совместного действия горизонтального дренажа — постоянного закрытого глубоко-

го и временного открытого. Если дренаж рассчитан на инфильтрационное, равномерно распределенное по площади питание (схемы Кене, А. Н. Костякова, С. Ф. Аверьянова и других авторов для горизонтального дренажа, схема С. Ф. Аверьянова, В. С. Усенко и других для вертикального), то средняя интенсивность этого питания (при установившемся режиме) и будет вертикальной составляющей скорости фильтрации на поверхности грунтовых вод. Возможен учет уменьшения вертикальных составляющих скоростей при движении ниже уровня грунтовых вод (Аверьянов, Абдурагимов, 1963), но это имеет значение при конечном залегании водоупора и для лабораторных условий. Таким образом, доля общей скорости, создаваемой под влиянием постоянного дренажа, бывает известной. Сравнивая необходимые (по условиям рассоления) скорости V_0 и скорости, создаваемые постоянным дренажем V_1, можно определить разность $V_0—V_1$ и по ней рассчитать расстояние между временными дренами.

Наиболее целесообразный вариант определяется инженерными технико-экономическими расчетами с учетом сроков промывок, пропускной способности сооружений, стоимостей и других показателей. Аналогично могут быть рассчитаны и другие сочетания дрен на основании возможности сложения скоростей (связанных с устройством разных дрен) на поверхности грунтовых вод при достаточном удалении рассматриваемой точки от дрены. Например, можно установить результат совместного действия вертикального и постоянного или временного горизонтального дренажа и некоторых других комбинаций. В основе этих расчетов, как было показано, должны лежать требования создания необходимых скоростей V_0 и подачи промывных норм N в определенные сроки t (V_0, N, t связаны между собой) для обеспечения устойчивого опреснения почвогрунтов на глубину около 3—4 м, которая исключает последующую реставрацию засоления в эксплуатационный период путем создания необходимого нисходящего тока. Первая задача решается совместным действием временного и постоянного дренажа в период капитальных промывок, вторая — соответствующим обоснованием параметров постоянного дренажа — глубокого закрытого горизонтального или вертикального при постоянной его эксплуатации.

МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Основным методом борьбы с засолением орошаемых земель является активное регулирование водного и солевого режимов путем строительства дренажа, проведения капитальных промывок в период освоения и недопущение вторичного засоления в эксплуатационный период. Последнее достигается уменьшением фильтрационных потерь, упорядочением режима поливов и созданием промывного режима орошения на фоне дренажа.

Необходимость строительства дренажа на вновь орошаемых массивах определяется наличием засоленных почв, грунтов и грунтовых вод; тип дренажа и его параметры устанавливаются на основе анализа водного и солевого (расчлененных) балансов, прогнозов и технико-экономических расчетов.

Для этого необходима организация водобалансовых исследований на строящихся системах.

Объем и состав полевых исследований должны назначаться на основании экономико-статистических расчетов. При измерении какой-либо расчетной величины в полевых условиях недостаточно знать ее среднее значение, надо установить ее колебания, вариацию и выбрать расчетное значение определенной обеспеченности. Число измерений должно быть достаточным для обеспечения необходимой точности расчетного значения.

Обоснование эффективности действия рассоляющего дренажа и установление его параметров возможно только в результате анализа процессов накопления легкорастворимых, вредных для сельскохозяйственных культур солей в почвах, грунтах и грунтовых водах,

их растворения промывной или поливной водой и конвективного переноса (вытеснения) с учетом диффузионного перемещения. Если для анализа действия осушительного дренажа в основном достаточно знания элементов режима грунтовых (или шире — подземных) вод, полученных методами теории фильтрации — гидромеханическими, гидравлическими, численными, графическими, моделированием и др., то для рассмотрения действия рассоляющего дренажа этих данных недостаточно, хотя они и необходимы для определения конвективного переноса. Здесь следует привлекать дополнительно методы физической химии, описывающие закономерности движения солей в пористых средах.

Анализ существующих методов расчета осушительного дренажа (горизонтального и вертикального) показывает, что для обоснования рассоляющего действия дренажа можно использовать только те методы, которые позволяют определить элементы потока в любом месте области движения (особенно это касается скоростей), или, иначе говоря, гидромеханические, или методы конечных разностей. Метод водного баланса, особенно общего, для этого непригоден. Знание поля скоростей движения, вызванного промывками, поливами и дренажем любого типа, дает принципиальную возможность описать процесс рассоления, связав тем самым параметры дренажа со сроками и глубинами опреснения.

Осушительное действие дренажа обычно определяют для установившегося и неустановившегося режимов. Дренаж размещают так, чтобы в критические периоды можно было понизить грунтовые воды на нужную глубину.

Для обоснования мероприятий по борьбе с засолением орошаемых земель большое значение имеет дальнейшее развитие теоретических, опытных и производственных исследований. В состав последних могут входить как массовые (статистические) обследования и обобщение результатов, так и более глубокие полевые исследования на построенных участках системы с целью проверки и корректировки проектных решений (Аверьянов, 1967).

В связи с определенным отставанием науки от требований производства необходимо усилить теоретиче-

ские исследования закономерностей движения влаги, солей и управления этими процессами, причем не только с качественной, но и с количественной стороны. Эти исследования должны быть связаны с биологическими требованиями культур. Необходимы также разработка и внедрение новой совершенной техники и технологии дренажных работ (новые конструкции, способы, машины, материалы).

Глава IV

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ НА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЛЯХ ПРИ БОРЬБЕ С ЗАСОЛЕНИЕМ

Многовековая история орошения показывает, что при неблагоприятных природных условиях (выпаривание в зонах выклинивания и рассеяния в большей или меньшей степени минерализованных подземных и поверхностных вод, поступающих со стороны повышенных элементов рельефа и других областей питания) и неправильном орошении (избыточный водозабор, низкий уровень эксплуатации оросительных систем, низкая агротехника) значительные площади орошаемых земель приходили в негодность из-за вторичного засоления. Особенно сильно оно проявлялось в тех случаях, когда в целях получения максимальной прибыли капитал интенсивно вкладывался в орошаемое хозяйство. Так было в Египте во второй половине XIX в., а в Индии, России и США несколько позднее — в начале XX в. (Легостаев, 1957).

На протяжении многих веков земледельцу при орошении в неблагоприятных природных условиях приходилось считаться с возможностью засоления почв и по мере сил бороться с ним. Еще с древних времен в Египте, Индии и странах Средней Азии применялись простейшие приемы орошения, учитывающие рассоление почв. В основе большинства этих приемов лежало растворение и вытеснение солей из почв при помощи более пресных оросительных или фильтрационных вод. Сюда может быть отнесен метод периодического затопления полей долины Нила, зимний «арат» в Азербайджане, посевы на опресненных зонах вблизи

каналов при «чашечном» рельефе в районах древнего орошения в Средней Азии, использование подземных вод для орошения земель в Средней Азии, а также в Индии и Китае. Все это способствовало увеличению оттока грунтовых вод и в ряде случаев приводило к уменьшению испарения с их поверхности и улучшало условия промывки нисходящими оросительными водами.

Предупреждение засоления орошаемых земель и борьба с его последствиями в настоящее время сводится к следующему:

сокращению испарения с поверхности почвы, что уменьшает перенос солей из грунтовых вод в почву;

уменьшению питания грунтовых вод, что при наличии некоторого подземного оттока приводит в ряде случаев к опусканию уровня грунтовых вод до глубины, при которой прекращается их интенсивное испарение;

применению искусственных мероприятий по удалению солей (промывки) и химических мер воздействия;

устройству дренажа для отвода грунтовых вод и солей.

Применение мер для сокращения испарения с поверхности почвы необходимо во всех случаях, так как это предупреждает засоление и способствует экономному расходу воды.

Питание грунтовых вод можно сократить проведением мероприятий по борьбе с фильтрацией из каналов, улучшением эксплуатации систем (повышение к. п. д. систем) и режима орошения (уменьшение питания грунтовых вод при поливах). Если указанные мероприятия не приводят к необходимому снижению грунтовых вод и уменьшению засоления почв, то прибегают к более капитальным инженерным мероприятиям по борьбе с фильтрацией из каналов (одежды, экраны и т. д.), к промывкам засоленных почв и устройству дренажа.

Для успешной промывки засоленных земель необходим или обеспеченный естественный отток грунтовых вод на соседние неорошаемые земли, или искусственный отток за счет устройства дренажа.

Использование части обарыченных земель под орошение и оставление другой части для приема подземного оттока с орошаемых земель и испарения этих вод не

могут считаться приемлемыми при плановом ведении хозяйства, так как пустующие земли, будучи естественными бассейнами испарения минерализованных грунтовых вод, сравнительно быстро достигают высоких степеней засоления и приходят в негодность, а восстановление их плодородия становится или невозможным, или весьма трудным. Поэтому основным способом увеличения подземного оттока является устройство дренажа (Аверьянов, 1959).

Опыт строительства и эксплуатации дренажа орошаемых земель в СССР и других странах мира (АРЕ, Индия, США и др.) свидетельствует о целесообразности его применения как коренного мероприятия по борьбе с засолением орошаемых земель (Беседнов, 1935; Вавилов, 1958; Владимиров, 1957; Легостаев, 1957, 1952; Пенской, 1955; Рабочев, 1950; Розов, 1956; Handa, 1954, и др.).

Элементы баланса грунтовых вод в условиях дренажа

Для определения нагрузки на дренаж ранее была выведена формула (67), в которой учтена возможность изменения отдельных статей водного баланса в результате регулирования глубины грунтовых вод дренажем.

Ниже приведены некоторые способы определения составляющих выражения (67), необходимые для расчета нагрузки на дренаж.

Отметим, что приток грунтовых вод со стороны $\underline{П}$, как правило, перехватывается ловчими каналами, головными дренами и т. п., и его действие на систематический дренаж локализуется.

Более опасным и серьезным является подпитывание напорными водами снизу из более глубоких водоносных пластов. Для многих орошаемых массивов (Голодная степь и др.) характерно, что под толщей в 10—100 м сравнительно плохо проницаемых грунтов, представленных глинами или суглинками с линзами и прослойками песков и супесей, залегает мощный водоносный пласт галечников или песков. Напор в водоносном пласте или совпадает с существующим уровнем грунтовых вод, или несколько выше его. Тогда при понижении уровня грунтовых вод дренажем на величину $\Delta h = 1—2$ м образуется постоянное восходящее движение из

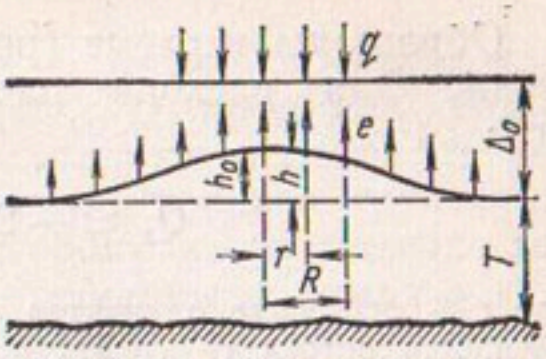


Рис. 16. Схема расчета растекания грунтовых вод от орошаемого массива в сторону неорошаемых земель при подпертой установившейся фильтрации.

водоносного пласта, интенсивность которого примерно равна

$$p_1 = k\frac{\Delta h}{T}. \qquad (73)$$

Так, принимая $k=0{,}01$ м/сут, $\Delta h=1{,}5$ м, $T=100$ м, получим $p_1=0{,}00015$ м/сут≈ 55 м в год$=550$ м^3/га в год $\cong 0{,}02$ л/с·га, то есть величину, достаточно значительную, с которой необходимо считаться.

Подземный отток. Так как нами отдельно выделен дренажный отток $Д$, в качестве подземного оттока $\underline{O}$ рассматривается отток грунтовых вод по периферии орошаемого массива в сторону неорошаемых земель. Весьма важно также определить отток со стороны орошаемых участков внутри массива в сторону перелогов (так называемое растекание грунтовых вод). Упрощая явление и отвлекаясь от неустановившегося его характера, можно предложить схему, приведенную на рисунке 16.

Здесь принято, что ограниченная по размерам площадь F орошается так, что с единицы площади происходит питание грунтовых вод интенсивностью q. Поступающие на питание грунтовых вод потери от орошения q вызывают подъем уровня грунтовых вод. Вследствие этого увеличивается испарение с поверхности грунтовых вод в пределах орошаемой площади и отток грунтовых вод в сторону неорошаемых земель.

Заменяя орошаемую площадь равновеликим кругом радиуса

$$R=\sqrt{\frac{F}{\pi}}, \qquad (74)$$

примем, что суммарная интенсивность расхода грунтовых вод на испарение и транспирацию e зависит от глубины стояния грунтовых вод Δ согласно выражению (68).

Обращаясь к схеме (рис. 16), можем записать выражение для расхода радиального потока грунтовых вод:

$$Q_r \approx -2\pi r H_c k \frac{dh}{dr}, \qquad (75)$$

где r — расстояние от центра орошаемого массива; H_c — средняя мощность потока грунтовых вод (считается значительно большей, чем подъем уровня грунтовых вод); h — подъем уровня грунтовых вод на расстоянии r от центра массива.

Опуская решение уравнения (75), приведем интересующее нас выражение для расхода радиального потока грунтовых вод, оттекающего за пределы орошаемого массива (Q_R). При показателе степени в выражении (68) $n=1$ получим:

$$Q_R = Q_0 \psi, \qquad (76)$$

где $Q_0 = q\pi R^2 = qF$ — суммарное питание грунтовых вод в пределах орошаемого массива; коэффициент ψ, показывающий, какая доля от суммарного питания грунтовых вод оттекает за пределы массива в сторону неорошаемых земель:

$$\psi = 2K_1(\gamma R) I_1(\gamma R), \qquad (77)$$

K_1 и I_1 — цилиндрические функции второго K_1 и первого I_1 рода, мнимого аргумента, первого порядка, зависящие только от параметра γR, равного

$$\gamma R = R\sqrt{\frac{e_0}{kH_c\Delta_0}} = \sqrt{\frac{e_0 F}{\pi k H_c \Delta_0}}.$$

Ниже приведены значения коэффициента ψ в зависимости от параметра γR.

γR	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
ψ	0,987	0,960	0,927	0,891	0,854	0,818	0,746

Продолжение

γR	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
ψ	0,680	0,545	0,445	0,318	0,244	0,197

Примечание. При $\gamma R > 5$ достаточно точно $\psi = 1/\gamma R$.

Существенный интерес представляет определение подземного оттока в сторону неорошаемых земель, возникающего вследствие так называемого растекания бугра грунтовых вод.

Если на орошаемой площади, имеющей форму вытянутой полосы шириной $2l$ (рис. 17), произошел подъем уровня грунтовых вод в результате поливов на величину H_0, то после прекращения поливов грунтовые воды начнут растекаться в сторону неорошаемых земель, причем уровень их под орошаемыми землями будет опускаться, как это показано на рисунке 17 пунктиром. Для таких условий П. Я. Полубаринова-Кочина (1952) нашла выражение для напора h в виде

$$h = H_0 \frac{1}{2}\left[\Phi\left(\frac{1-\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}}\right) + \Phi\left(\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}}\right)\right], \qquad (78)$$

где $\bar{x}=x/l$; $\bar{t}$ — относительное время, равное $\bar{t}=t/\tau$; t — время от начала растекания; τ — время стабилизации; Φ — функция ошибок.

Для опускания поверхности грунтовых вод в центре массива ($x=0$) получим выражение:

$$\Delta h = H_0 \varphi, \quad \varphi = 1 - \Phi\left(\frac{1}{2\sqrt{\bar{t}}}\right). \qquad (79)$$

Первоначальный объем бугра грунтовых вод равен:

$$W_0 = 2l\,LH_0,$$

где L — длина орошаемого участка.

Объем грунтовых вод, вытекающих за пределы участка за время t, определяют по формуле

$$W_t = 2\int_0^t Q_{x=l}\,dt; \quad Q_{x=l} = kH_c L\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=l}.$$

Найдем значение $\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=l}$ из формулы (78) и после интегрирования получим:

$$W_t = W_0\,\gamma; \quad \gamma = 1 - \Phi\left(\frac{1}{\sqrt{\bar{t}}}\right) + \sqrt{\frac{\bar{t}}{\pi}}\left(1 - e^{-\frac{1}{\bar{t}}}\right). \qquad (80)$$

Из формулы (79) видим, что опускание грунтовых вод Δh равно начальной высоте бугра H_0, умноженной на коэффициент φ, зависящий только от относительного времени $\bar{t}$. По формуле (80) объем подземного оттока за пределы орошаемой площади равен начальному объему W_0, умноженному на коэффициент γ, зависящий также от относительного времени $\bar{t}$.

Ниже приведены значения коэффициентов φ и γ в зависимости от относительного времени.

$\bar{t}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
φ	0,000	0,025	0,114	0,197	0,262	0,317	0,360	0,397	0,428
γ	0,000	0,178	0,253	0,308	0,353	0,391	0,422	0,450	0,474

Продолжение

$\bar{t}$	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	∞
φ	0,455	0,480	0,563	0,617	0,654	0,683	0,706	0,724	1,000
γ	0,495	0,514	0,584	0,630	0,666	0,690	0,712	0,729	1,000

Данные показывают, что опускание грунтовых вод происходит сначала медленно, затем быстрее и снова медленно. Отток опережает падение уровней и наиболее интенсивен в начале движения.

Изложенные способы позволяют приближенно оценить подземный отток $\overline{O}$ в сторону неорошаемых земель и, в частности, роль к. з. и. в балансе грунтовых вод.

Питание грунтовых вод за счет фильтрации из каналов. Оно может быть определено по выражению (60).

Для расчета дренажа, сеть которого покрывает всю площадь орошения, прежде всего необходимо учитывать фильтрацию из каналов, расположенных на той же площади, что и дренаж. Потери из магистральных и межхозяйственных каналов учитывают частично. Если в бездренажных условиях фильтрация из крупных каналов распространяется на значительные расстояния,

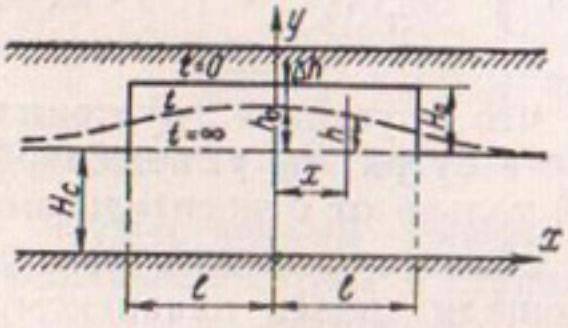


Рис. 17. Схема растекания бугра грунтовых вод.

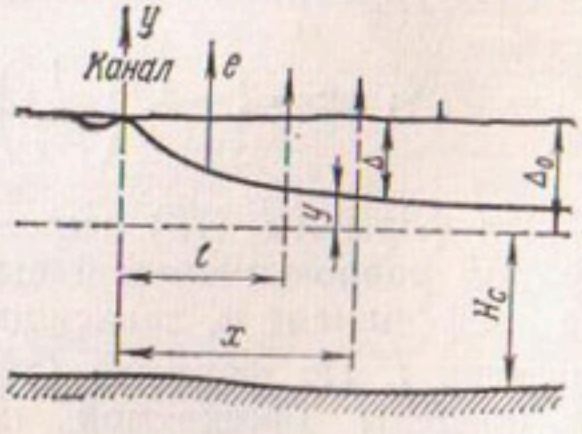


Рис. 18. Схема к расчету подпертой фильтрации из канала.

особенно при близком залегании межпластового горизонта (Ковда, 1947; Костяков, 1960; Аверьянов, 1956), можно предположить, что при наличии дренажа подъем грунтовых вод будет устраняться ближайшими к каналу дренами, если последние проходят параллельно каналу (расчет береговых дрен — Абрамов, Найфельд, Скиргелло, 1954; Hammad, 1957), или распространяться до ближайшего коллектора, если дрены проложены перпендикулярно к каналу. Для перехвата части фильтрационных вод из крупных каналов можно предусмотреть отсечную дрену, расположенную не слишком близко к каналу, или использовать для этого лесную полосу.

Для определения доли ($1-\alpha_1$) фильтрационных потерь, перехватываемых лесной полосой шириной $2l$ (рис. 18) в условиях подпертой фильтрации, когда грунтовые воды расходуются только на испарение и транспирацию (Аверьянов, 1956), можно написать следующее выражение для расхода потока грунтовых вод на расстоянии x от канала: $Q_x = -kH_c \frac{dy}{dx}$.

Приняв зависимость интенсивности испарения от глубины грунтовых вод Δ по формуле (68), при $n=1$ получим:

$$e = e_0\left(1 - \frac{\Delta}{\Delta_0}\right) = \frac{e_0 y}{\Delta_0},$$

где $\Delta=\Delta_0-y$; y, H_c — см. рисунок 18.

Но изменение расхода по длине по условиям задачи равно интенсивности испарения, поэтому

$$\frac{dQ}{dx} = -kH_c \frac{d^2y}{dx^2} = -e_0 \frac{y}{\Delta_0}. \qquad (81)$$

Для условий схемы, приведенной на рисунке 18, получим уравнение поверхности грунтовых вод

$$y = \Delta_0 e^{-x\sqrt{A}}; \quad A = \frac{e_0}{kH_c\Delta_0} \qquad (82)$$

и расхода потока грунтовых вод на расстоянии x от канала

$$Q_x = -kH_c \frac{dy}{dx} = \sqrt{kH_c\Delta_0 e_0}\, e^{-x\sqrt{A}}. \qquad (83)$$

В частности, при фильтрационном расходе из канала (в обе стороны)

$$\bar{Q}_{\Phi} = 2\sqrt{kH_c \Delta_0 e_0} \qquad (84)$$

доля расхода, поступающего за пределы полосы шириной $2l$, равна:

$$\alpha_1 = \frac{2Q_l}{\bar{Q}_{\Phi}} = e^{-e_0 l/\sqrt{kH_c \Delta_0 e_0}}, \qquad (85)$$

а часть фильтрационного расхода, используемая лесной полосой, равна $(1-\alpha_1)$.

Пример. Определить, какую часть фильтрационных потерь использует лесная полоса при следующих данных: $2l=80$ м; $k=0{,}5$ м/сут; $H_c=10$ м; $\Delta_0=3$ м; $e_0=10$ мм/сут. Находим значение

$$\frac{e_0 l}{\sqrt{kH_c \Delta_0 e_0}} = 1{,}03$$

и по (85) $\alpha_1 = e^{-1{,}03} = 0{,}357$. Следовательно, около 64% фильтрационного расхода будет использовано лесной полосой и около 36% пройдет в сторону полей.

Питание грунтовых вод при поливах и подпитывание грунтовыми водами почвогрунтов зоны аэрации. Питание грунтовых вод при вегетационных поливах $\pm q$ (непосредственно на полях) при способе полива по бороздам и глубоком стоянии грунтовых вод незначительно, так как продвижение влаги вниз после вегетационного непреувеличенного полива в относительно сухом почвогрунте происходит медленно. Часть ее идет на увлажнение почвы, и она успевает «подхватываться» восходящими градиентами давления, вызванными просыханием верхних горизонтов почвы и транспирацией сельскохозяйственных культур.

При близком залегании уровня грунтовых вод поливная вода нарушает равновесие (более или менее стационарный режим) в капиллярной зоне. Происходит капиллярный сброс (Лебедев, 1936), то есть сравнительно быстрое вытеснение поливной водой влаги капиллярной каймы. Поэтому часть находившейся в этой зоне влаги поступает в грунтовые воды. В грунтовые воды вытесняется сформировавшаяся капиллярная кайма, образованная засоленными растворами, если грунтовые воды минерализованы (но не поливная вода, которая, как правило, пресная). Это приводит к своеобразной промывке почв. После окончания полива

и увлажнения почвы транспирация растений и испарение с поверхности почвы создают ток воды в обратном восходящем направлении, причем при высоких грунтовых водах они также участвуют в этом процессе.

Для иллюстрации и количественной оценки ниже приведены некоторые фактические данные.

Поступление оросительной воды в грунтовую за вегетационный период при разной глубине залегания грунтовых вод, по данным В. М. Легостаева (Ковда, 1956), было следующее.

Глубина грунтовых вод, м . .	0,8	1,0	2,0
Поступление оросительной воды в грунтовую воду, м³/га .	703	320	8
Процент от оросительных норм	12,0	5,5	0,14

Опыты проводили на Ферганской областной сельскохозяйственной опытной станции в лизиметрах; культура — люцерна; оросительная норма — 5865 м³/га.

Расходы поливной и грунтовой воды некоторыми культурами, по данным В. М. Легостаева (Ковда, 1956), приведены в таблице 3.

Таблица 3. **Расход воды при различной глубине грунтовых вод, %**

Глубина грунтовых вод, м	Поливная вода	Грунтовая вода	Осадки
Люцерна (Бухарская опытная станция СоюзНИХИ)			
1	69,0	26,3	4,7
2	81,0	13,8	5,2
3	99,5	—	0,5
Хлопчатник (Пахта-Аральская опытная станция СоюзНИХИ)			
1	30,7	69,3	—
2	62,8	37,2	—
3	80,0	20,0	—
Хлопчатник (Чарджоуская опытная станция)			
1	38,5	61,5	—
2	89,8	10,2	—
3	91,5	8,5	—

В работе Г. И. Шпанина (1957) приведены данные М. В. Барановского по расходованию грунтовых вод на транспирацию и испарение для дренированной площади (Муганская опытно-мелиоративная станция АзНИИГиМ), занятой хлопчатником, люцерной, ячменем. Так, для поля, занятого хлопчатником, получены следующие значения расходования грунтовых вод е (м³/га в сутки) по месяцам:

IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
2—4	4—7	7—12	12—32	32—34	34—7	7—4

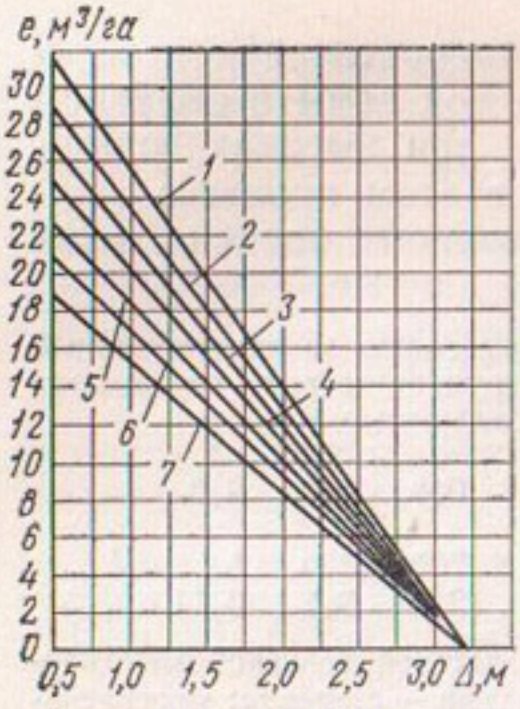


Рис. 19. Расход грунтовых вод на испарение и транспирацию хлопчатником:

1 — 15/VII—10/IX; *2* — 1/VII—15/VII и 10/IX—20/IX; *3* — 15/VI—1/VII и 20/IX—1/X; *4* — 1/VI—15/VI и 1/X—5/X; *5* — 15/V—1/VI и 5/X—20/X; *6* — 1/V—15/V и 20/X—1/XI; 7 — 1/IV—1/V.

На рисунке 19 приведен график И. А. Дударова (Шпанин, 1957), изображающий зависимость расходования грунтовых вод на транспирацию и испарение (е, м³/га в сутки) от календарных сроков и положения уровня грунтовых вод.

Таким образом, после устройства дренажа, то есть при опускании уровня грунтовых вод на глубину 2—3 м, по-видимому, дополнительное питание грунтовых вод при вегетационных поливах учитывать не следует.

Питание грунтовых вод при промывке засоленных почв. Целью промывок является удаление из почвы вредных для сельскохозяйственных культур растворимых солей путем растворения и вытеснения их в нижележащие грунты промывной водой и последующего отвода дренажем за пределы массива. Анализ литературных данных в области промывок засоленных почв позволяет сделать следующие выводы относительно питания грунтовых вод в условиях дренажа (Вавилов, 1958; Долгов, Сухенко, 1954; Ковда, 1947; Ковда, Легостаев, Морозов и др., 1956; Костяков, 1960; Легостаев, 1953а; Пенской, 1955; Рабочев, 1950; Розов, 1956; Шпанин, 1957, и др.).

1. Для устойчивого опреснения верхних (1—2 м) горизонтов почвы в условиях среднего и сильного засоления требуются значительные количества промывной воды — 10—15 тыс. м³/га. Они не всегда могут быть приняты почвой ввиду ограниченности емкости свободной порозности при высоком стоянии грунтовых вод и отведены за 2—3 месяца (период промывок) даже при интенсивном дренировании.

2. В связи с этим практикуется постепенное рассоление верхних горизонтов почвогрунтов в течение ряда лет с разбивкой общей промывной нормы на ряд сезонных.

3. Сезонная норма, с одной стороны, определяется свободной емкостью грунта от исходного уровня грунтовых вод до допустимого уровня к концу промывки и понижением этого уровня к началу

сельскохозяйственных работ. С другой стороны, сезонная норма должна растворить соли и вытеснить их, для чего считается, что она должна состоять из растворяющей части, равной недостатку насыщения до предельной влагоемкости, и транспортирующей части, равной предельной влагоемкости для расчетного слоя (обычно 1 м).

Можно считать, что на питание грунтовых вод идет транспортирующая часть сезонной нормы, изменяющаяся примерно от 2200 м³/га для легких почв до 3500 м³/га для тяжелых. Однако по предельному подъему грунтовых вод транспортирующая часть сезонной нормы при единовременной ее подаче и отсутствии подземного оттока, по-видимому, не должна превышать 1500—2200 м³/га. Действительно, считая, что в результате дренирования грунтовые воды к началу промывки стоят на глубине 2,5 м, и допуская их подъем на 2 м, то есть 0,5 м от поверхности земли, получим предельное пополнение грунтовых вод:

$$\Delta W = \delta \Delta y, \tag{86}$$

где δ — свободная порозность для среднего положения уровня грунтовых вод $y_{ср} = \frac{y_1 + y_2}{2}$; $\Delta y = y_1 - y_2$ — подъем уровня грунтовых вод.

Значение δ при $y_{ср} < h_к$ ($h_к$ — максимальная высота капиллярного поднятия) определяют по формуле (Аверьянов, 1956)

$$\delta = w_1 \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{y_{ср}}{h_к} \left[1 - \left(\frac{w_0}{w_1} \right)^2 \right]} \right\}, \tag{87}$$

где w_1 и w_0 — полная и минимальная влагоемкости; $w_1 = m - p_0$; m — порозность; p_0 — объем зажатого воздуха на уровне грунтовых вод (w_1, w_0, p_0, m, δ берут в долях объема грунта).

Для типичных условий — тяжелых суглинков: $m = 0{,}55$; $p_0 = 0{,}05$; $w_1 = 0{,}5$; $w_0 = 0{,}3$; $h_к = 3$ м. Тогда по формуле (87), если $y_{ср} = (2{,}5 + 0{,}5) : 2 = 1{,}5$ м, получим:

$$\delta = 0{,}5 \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{1{,}5}{3} \left[1 - \left(\frac{0{,}3}{0{,}5} \right)^2 \right]} \right\} = 0{,}09,$$

а количество изменения запасов грунтовых вод найдем по формуле (86):

$$\Delta W = 0{,}18 \text{ м} = 1800 \text{ м}^3/\text{га}.$$

Аналогичные расчеты для других типичных значений физических свойств грунтов и наблюдения показывают, что свободная порозность сверх полевой влагоемкости (из этих условий определена транспортирующая часть промывной нормы) в капиллярной зоне мала и составляет 0,05—0,15 от объема почвы.

Г. И. Шпанин (1957) приводит зависимость коэффициента водоотдачи от проницаемости почвогрунтов, из которой получены следующие соотношения:

Коэффициент фильтрации k, м/сут . .	1	2	4	6	8	10	12
Коэффициент водоотдачи, δ	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,13

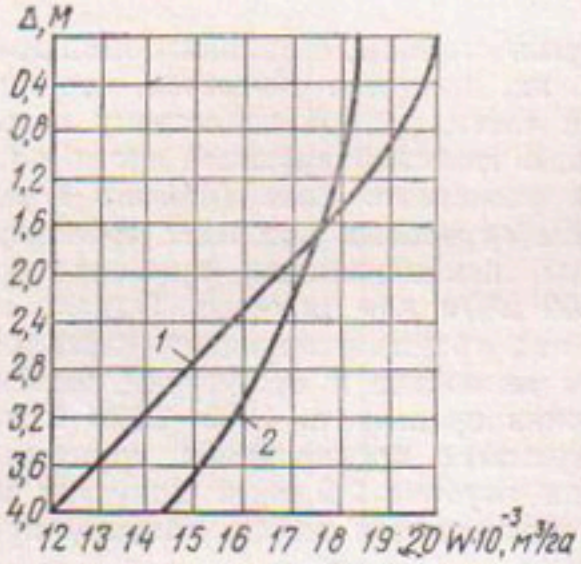


Рис. 20. Содержание влаги в четырехметровом слое почвогрунта в зависимости от глубины залегания грунтовых вод:

1 — Голодная степь; *2* — низовье Амударьи.

Аналогичные величины, но в форме суммарных запасов воды в почве и грунтовых водах (W) в четырехметровой толще почвогрунта (в м³/га) в зависимости от глубины стояния грунтовых вод (Δ) приведены А. П. Вавиловым (1958) (рис. 20).

Сказанное позволяет считать, что по условиям емкости грунта выше уровня грунтовых вод питание грунтовых вод при промывках, то есть транспортирующая часть промывной нормы, обычно не может быть более 2000 м³/га. Если к этой величине прибавить растворяющую часть в количестве 500—1000 м³/га, то получим сезонную норму— 2500—3000 м³/га, что, как правило, и рекомендуется.

4. Промывки следует проводить как можно раньше (осенью), чтобы грунтовые воды за длительный перерыв до начала весенних сельскохозяйственных работ успели опуститься на требуемую глубину. Исходя из этого, почвы промывают в течение 2—3 месяцев и заканчивают (для условий Средней Азии) около 1 января. В зимний период системы закрыты, питания грунтовых вод не происходит; интересы водоснабжения при этом могут быть удовлетворены проведением специальных мер (использование пресных подземных вод, устройство наливных водоемов).

5. Промывные сезонные нормы рекомендуется давать не одновременно, а затопляя делянки площадью 0,15—0,25 га слоем воды 10—20 см с перерывами между затоплениями 3—8 суток. Учитывая, что площадь, обслуживаемая дреной (при сравнительно редком расстоянии между дренами), практически будет промываться неодновременно, можно принять в качестве питания грунтовых вод промывными водами норму 2000 м³/га, распределенную равномерно в течение 2—3 месяцев. Это дает интенсивность питания около $q_{пр}$ = = 0,26—0,58 л/с·га.

Рассмотрение элементов баланса грунтовых вод позволяет написать:

$$q_{др} = p + q_{ф} + q_{пр} - q_{от} - e \mp \frac{\Delta W_з}{\Delta t}, \qquad (88)$$

где $q_{др}$ — модуль дренажного стока, необходимый для отвода в отдельные периоды; p — модуль подземного притока (подпитывание из глубоких водоносных пластов); $q_{ф}$ — интенсивность питания грунтовых вод за счет фильтрации из каналов; $q_{пр}$ — интенсивность питания грунтовых вод за счет промывок; $q_{от}$ — интенсивность подзем-

ного оттока за счет растекания в сторону неорошаемых земель; e — интенсивность использования грунтовых вод на транспирацию; $\mp\Delta W_з$ — изменение запасов грунтовых вод; Δt — продолжительность периода.

Уравнение (88) относится к дренированной орошаемой площади, а влияние неорошаемых площадей оценивается слагаемым $q_{от}$.

В таблице 4 показан порядок величин интенсивности питания и расходования грунтовых вод, входящих в формулу (88).

Растекание грунтовых вод в сторону неорошаемых земель зависит от к. з. и. и гидрогеологических условий.

Таблица 4. **Интенсивность питания и расходования грунтовых вод для типичных гидрогеологических условий при к. з. и. более 0,5**

Обозначение	Продолжительность (ориентировочно)	Порядок величин, л/с·га
p	Круглый год	$>0{,}02$
$q_ф$	Вегетационный и промывной периоды (1/IV—1/I)	0,08—0,16
$q_{пр}$	Промывной период (1/X—1/I)	0,26—0,58
$q_{от}$	Более интенсивно в течение орошения (1/IV—1/I)	0,02—0,08
e	Вегетационный период (1/IV—1/X)	0,05—0,14

Из приведенных данных можно сделать некоторые выводы общего характера.

1. Если минерализованные грунтовые воды на предполагаемом к орошению массиве стоят глубоко (10—20 м), то следует всемерно сокращать питание грунтовых вод, проводя противофильтрационные мероприятия. В противном случае превышение питания грунтовых вод над их оттоком порядка 0,10—0,15 л/с·га ($\delta = 0{,}15 \div 0{,}30$) вызовет их подъем (увеличение $\Delta W_з$) около $\frac{0{,}10 \cdot 86\,400}{\delta 1000 \cdot 10\,000} 365 = 1$—2 м в год, что обычно и наблюдается. Этот рост будет происходить до тех пор, пока не сбалансируется приток грунтовых вод и расход их на испарение с поверхности почвы, что и вызовет засоление земель.

2. Если грунтовые воды в настоящее время стоят близко к поверхности земли и интенсивно испаряются и нельзя допустить их ежегодного подъема [то есть принять в формуле (88) $\Delta W=0$], почвы засолены и требуют промывок, то в обычных условиях слабо естественно-дренированных оросительных систем питание грунтовых вод превышает их расход, так как средневзвешенное питание приблизительно $q=(12\cdot0{,}02+9\cdot0{,}12+3\cdot0{,}42):12=0{,}21$ л/с·га, а среднегодовое расходование $q=(0{,}05\cdot9+0{,}095\cdot6):12=0{,}09$ л/с·га.

Здесь необходим дренаж, поскольку противофильтрационные мероприятия снижают питание грунтовых вод не в такой степени, чтобы сбалансировать их с оттоком, и величина $-q=e$ при засоленных грунтовых водах вредна и ведет к дальнейшему засолению почв. Уменьшение к. з. и. ведет к засолению неорошаемых земель, что в большинстве случаев недопустимо, особенно земель внутри массива.

3. Среднегодовой дренажный сток может, по-видимому, характеризовать модуль $q=0{,}15$—$0{,}25$ л/с·га, причем он резко изменяется в течение года (табл. 5).

Таблица 5. Внутригодовое распределение модуля дренажного стока

Период	Вид питания	q, л/с·га
1/IV—1/X	$p+q_ф-q_{от}-e$	0,05—0,15
1/X—1/1	$p+q_ф+q_{пр}-q_{от}$	0,30—0,60
1/1—1/IV	p	>0,02

Очевидно, что устраивать дренаж, работающий кратковременно в период промывок с интенсивной нагрузкой 0,3—0,6 л/с·га, на отвод в основном промывных вод нецелесообразно. Желательно использовать свободную емкость грунта выше заложения дрен [член $\pm\Delta W_з$ в уравнении (88)], как своего рода регулирующую емкость, вмещающую избыточные запасы в период интенсивного питания и отдающую их в менее напряженные периоды питания. При этом надо создать такое устойчивое понижение грунтовых вод, которое обеспечило бы колебания их уровня в допустимых пределах. Аналогичные рассуждения положены нами в обоснование расчета осушительного действия глубоких каналов

(Аверьянов, 1957а, 1956). Если принять такой подход, то расчет осушительного действия дренажа сводится к расчету его на среднегодовое питание с проверкой допустимости подъема уровня грунтовых вод в отдельные периоды.

Расчет осушительного действия горизонтального дренажа в однородных грунтах (установившийся режим)

Основная расчетная схема осушительного действия горизонтального дренажа характеризуется периодической работой в течение года и более или менее постоянным для отдельных периодов питанием со стороны почвы, которое приближенно можно рассматривать как равномерно распределенное по площади, обслуживаемой дренажем. Помимо этого, может иметь место напорное питание из глубоких подземных пластов.

Характерные и необходимые для расчета элементы неустановившегося движения (расходы, уровни) могут быть получены как произведения соответствующих элементов для предельного стационарного движения на коэффициенты, зависящие только от относительного (безразмерного) времени. Это обстоятельство во многих случаях значительно упрощает расчет и делает его вполне доступным для практического использования (Аверьянов, 1957а, 1956). Основные расчетные схемы и предпосылки при работе дренажа в установившемся режиме следующие.

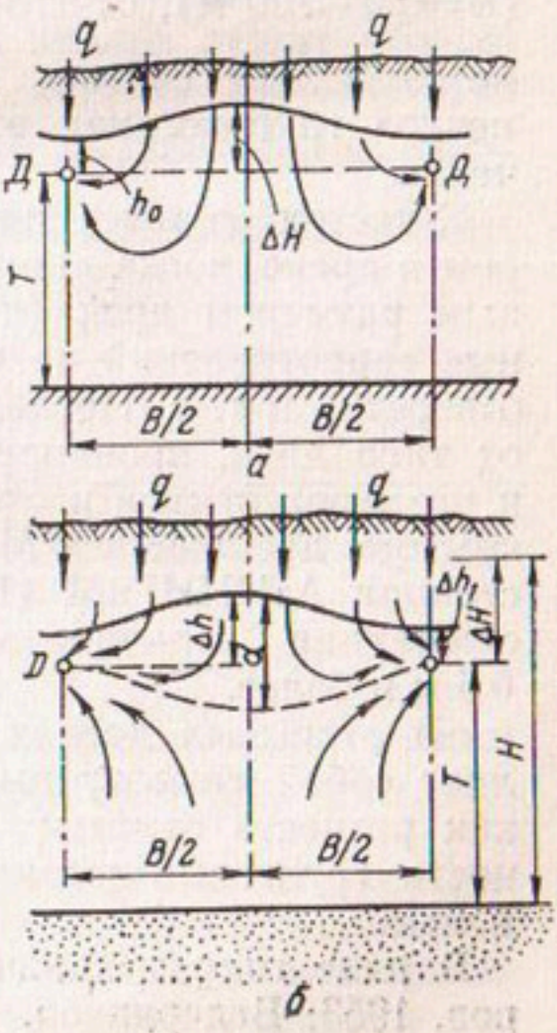


Рис. 21. Схемы работы горизонтального дренажа:

а — при наличии инфильтрационного питания и конечной глубине залегания поверхности водоупора; *б* — при совместном питании инфильтрационными и напорными водами.

С точки зрения гидрогеологических условий могут быть выделены две основные схемы:

более или менее однородный грунт, иногда значительной мощности, залегающий на менее проницаемом грунте (последний условно назван водоупором);

однородный грунт, подстилаемый водоносным напорным пластом (рис. 21, *а* и *б*).

В первом случае источником питания служит инфильтрационное питание $q = q_{ф} + q_{пр} - q_{от} - e$; во втором — к инфильтрационному питанию прибавляется глубинное подпитывание, определяемое или напором водоносного пласта H, или модулем притока напорных вод p. Эта схема рассмотрена ниже.

При работе дренажа в однородном грунте (рис. 21, *а*) характерно: наличие уровня грунтовых вод, образованного инфильтрационным питанием; наличие участка «нависания» над дреной h_0; залегание на некоторой глубине поверхности водоупора.

В условиях орошаемых массивов водоупор залегает, как правило, глубоко ($T = 30—100$ м и более), однако и дрены могут размещаться относительно редко ($B = 50—700$ м), отчего обычно отношение $\frac{B}{T} > 1$. Это не позволяет считать водоупор залегающим «бесконечно» глубоко, как это иногда принимают в расчетах.

Участок «нависания» обычно объясняется: подпором в дрене, когда давление в ней $P > P_{атм}$; недостаточным размером дрен ($d < d_{кр}$); наличием дополнительных сопротивлений на вход воды в дрену через стыки, отверстия и т. д. Последний вид сопротивлений зависит от типа дрен, проницаемости засыпки траншеи, числа и размеров стыков и отверстий и т. д. Опыт работы закрытого дренажа на Муганской опытно-мелиоративной станции АзНИИГиМ (Беседнов, 1935) показывает, что суммарная величина участка «нависания» достигала 0,5 м и более.

В открытых дренах участок «нависания» представляет собой «высоту выклинивания» и рассматривается как разность отметок между точкой выхода поверхности грунтовых вод на откос канала и уровнем воды в нем.

В ряде гидромеханических решений (Аравин, Нумеров, 1953; Ведерников, 1939, 1948) для весьма глубоко-

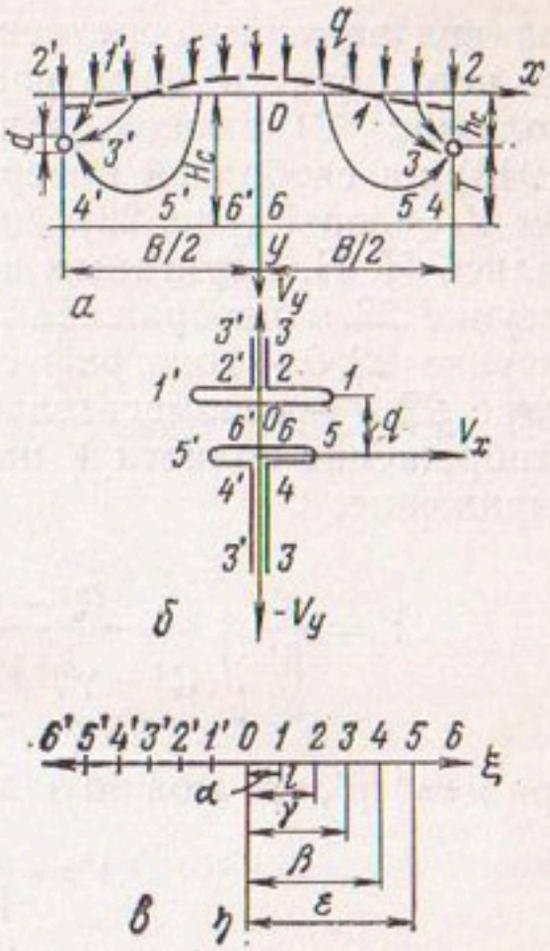


Рис. 22. Схема к расчету горизонтального дренажа при наличии инфильтрации.

го залегания водоупора получены следующие значения высоты выклинивания (в м):

$$h_0 = (0{,}17 \div 0{,}26)\frac{Q}{k},$$

где Q — приток к дрене с двух сторон, м³/сут на 1 м.

При близком залегании водоупора, по данным П. Я. Полубариновой-Кочиной (1952), приближенно можно принять $h_0 = 0{,}37\ Q/k$.

Учитывая, что интенсивность питания грунтовых вод для дренажа на орошаемых землях лежит обычно в пределах $q = 0{,}1$—$0{,}4$ л/с с 1 га, что соответствует $q = \frac{0{,}1}{116} \div \frac{0{,}4}{116}$ м³/сут с 1 м²; приняв $B = 300$—400 м, получим следующий порядок ожидаемых величин высоты выклинивания ($Q = qB$):

k, м/сут	5	1	0,5
h_0, м	0,01—0,10	0,04—0,51	0,09—1,02

Для плохопроницаемых грунтов ($k < 1$ м/сут) высота выклинивания может быть значительной (до 1 м), что следует иметь в виду.

Рассмотрим общее решение, которое описывает работу горизонтального дренажа при инфильтрационном питании (Аверьянов, Цюй Син-е, 1957). Примем следующие допущения: 1) слабоизогнутую поверхность грунто-

вых вод заменим осредненной прямой линией, вследствие чего область фильтрации превращается в прямоугольник; 2) вместо условия Дэвисона-Ведерникова (1948) на свободной поверхности примем $V_y=+q$, причем $V_x\neq\text{const}$ (рис. 22). Аналогичные допущения принимались Н. Н. Веригиным и др. При этих допущениях на рисунке 22, *а* изображена область потока $z=x+iy$, на рисунке 22, *б* — годограф скорости $V=V_x+iV_y$ и на рисунке 22, *в* — вспомогательная полуплоскость $\zeta=\xi+i\eta$. Отображение области V на нижнюю полуплоскость дает выражение:

$$V=\frac{A}{\beta'}\int_0^{\zeta}\frac{(\zeta^2-\alpha^2)(\zeta^2-\varepsilon^2)\,d\zeta}{(\zeta^2-\gamma^2)^2\sqrt{(1-\zeta^2)(1-\varkappa^2\zeta^2)}}+B,$$

при $\varkappa=1/\beta'$, его можно записать в виде

$$V=\frac{A}{\beta'}I+B, \tag{89}$$

где $I=I_1+aI_2+bI_3$,

$$I_1=\int_0^{\zeta}\frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-\varkappa^2\zeta^2)}}=F(\zeta,\varkappa);$$

$$I_2=\int_0^{\zeta}\frac{d\zeta}{(\zeta^2-\gamma^2)\sqrt{(1-\zeta^2)(1-\varkappa^2\zeta^2)}};$$

$$I_3=\int_0^{\zeta}\frac{d\zeta}{(\zeta^2-\gamma^2)^2\sqrt{(1-\zeta^2)(1-\varkappa^2\zeta^2)}};$$

$$a=2\gamma^2-\alpha^2-\beta'^2;\quad b=(\gamma^2-\alpha^2)(\gamma^2-\varepsilon^2).$$

Однако I_1, I_2 и I_3 могут быть связаны через рекуррентную формулу, которая в данном случае дает выражение:

$$(1-\varkappa^2\gamma^2)I_1-E(\zeta,\varkappa)=\Phi(\zeta)+CI_2+DI_3, \tag{90}$$

где $\Phi(\zeta)=\dfrac{\zeta\sqrt{1-\zeta^2}\sqrt{1-\varkappa^2\zeta^2}}{\zeta^2-\gamma^2}$; $C=1-2\gamma^2(1+\varkappa^2)+$

$+3\gamma^4\varkappa^2$; $D=2\gamma^2(1-\gamma^2)(1-\varkappa^2\gamma^2)$.

Из рисунка 22, *б* видно, что интеграл *I* уравнения (89) вдоль линий *0—1—2* от точки *0* до точки *2* должен дать нуль, как и интеграл вдоль линии *4—5—6*. Эти условия приводят к следующим выражениям (пределы поставлены для переменной ζ):

$$aI_2\Big|_0^1 + bI_3\Big|_0^1 = -K; \quad aI_2\Big|_{1/\varkappa}^{\infty} + bI_3\Big|_{1/\varkappa}^{\infty} = +K. \qquad (91)$$

Интегрирование в тех же пределах выражения (90) дает:

$$CI_2\Big|_0^1 + DI_3\Big|_0^1 = (1-\varkappa^2\gamma^2)K - E;$$

$$CI_2\Big|_{1/\varkappa}^{\infty} + DI_3\Big|_{1/\varkappa}^{\infty} = E - K(1-\varkappa^2\gamma^2). \qquad (92)$$

Второе выражение формулы (92) получается в связи со следующими равенствами:

$$I_1\Big|_{1/\varkappa}^{\infty} = iK_1 - (K+iK_1) = -K; \quad E(K+iK_1, \varkappa) =$$

$$= E + i(K_1 - E_1).$$

$$E(i\lambda, \varkappa) = i\left[\frac{\operatorname{sn}(\lambda, \varkappa_1)\operatorname{dn}(\lambda, \varkappa_1)}{\operatorname{cn}(\lambda, \varkappa_1)} - E(\lambda, \varkappa_1) + \lambda\right]; \quad \Phi(1/\varkappa)=0.$$

При $\zeta=\operatorname{sn}(i\lambda, \varkappa)$ получим:

$$\Phi(i\lambda) = -\frac{i\operatorname{sn}(\lambda, \varkappa_1)\operatorname{dn}(\lambda, \varkappa_1)}{\operatorname{cn}(\lambda, \varkappa_1)[\operatorname{sn}^2(\lambda, \varkappa_1) + \gamma^2\operatorname{cn}^2(\lambda, \varkappa_1)]}.$$

Перейдя к пределу $\lambda \to K_1$, будем иметь:

$$|E(i\lambda, \varkappa) + \Phi(i\lambda)|_{\lambda \to K_1} = i(K_1 - E_1).$$

Сложив почленно равенства (91) и (92) и разделив суммы одна на другую, найдем условие пропорциональности коэффициентов $C/D=a/b$, после чего уравнение (90) примет вид:

$$aI_2 + bI_3 = \frac{b}{D}[(1-\varkappa^2\gamma^2)F - E(\zeta, \varkappa) - \Phi]. \qquad (93)$$

Подставив это выражение в уравнение (89), будем иметь:

$$V=\frac{A}{\beta'}\left\{F+\frac{b}{D}\left[(1-\varkappa^2\gamma^2)F-E(\zeta,\varkappa)-\Phi\right]\right\}+B. \quad (94)$$

Учитывая, что

$$\frac{b}{D}=-\frac{K}{(1-\varkappa^2\gamma^2)K-E},$$

а также используя известное равенство $EK_1+KE_1-KK_1=\pi/2$ и находя постоянные из соответствия точек, окончательно получим:

$$V=\frac{2}{\pi}q\left[EF-KE(\zeta,\varkappa)-K\Phi\right]\pm q. \quad (95)$$

Знак плюс здесь относится к участку $0<\zeta<\gamma$, знак минус — к участку $\gamma<\zeta<\infty$ (в связи с вычетом при обходе полюса $\zeta=\gamma$).

В приведенном выражении (95) для сокращения приняты обозначения: F, $E(\zeta, \varkappa)$ — эллиптические интегралы I и II родов при модуле $\varkappa$; K и E — аналогичные полные интегралы при модуле $\varkappa$, а K_1 и E_1 — при модуле $\varkappa_1$; $\Phi=\Phi(\zeta)$ — см. формулу (90). Связь области потока z со вспомогательной полуплоскостью ζ обычная для отображения прямоугольника:

$$\zeta=\operatorname{sn}\left(\frac{2K}{B}z,\varkappa\right);\quad \frac{B}{2H_c}=\frac{K}{K_1}. \quad (96)$$

Отсюда

$$\gamma=\frac{1}{\varkappa}\operatorname{dn}(\overline{T},\varkappa_1)=\frac{1}{\operatorname{dn}(\overline{h}_c+\overline{d},\varkappa_1)};\ \text{при}\ \overline{T}=\frac{T}{H_c}K_1,\ \overline{h}_c=\frac{h_c}{H_c}K_1.$$

Для функции течения найдем следующие выражения: для линии $0\leqslant x\leqslant{}^1/_2B$, $y=0$

$$\varphi=\int_0^x V_x\,dx, \quad (97)$$

где V_x — горизонтальная составляющая скорости на участке ox.

Расход найдется как

$$\psi=\int_0^x V_y\,dx=qx. \quad (98)$$

С учетом выражения (95) формула (97) примет вид:

$$\varphi = \frac{2}{\pi} q \left| I_1 - I_2 - I_3 \right|_0^x. \qquad (99)$$

Здесь

$$I_1 = \int_0^x EF dx; \quad I_2 = \int_0^x KE(\zeta, \varkappa)\, dx; \quad I_3 = \int_0^x K\Phi dx.$$

Заметим, что $\zeta = \xi + i\eta$, а $\xi = \mathrm{sn}(2xK/B, \varkappa)$, при $\eta = 0$; введем обозначение:

$$u = \frac{2}{B} Kx; \quad dx = \frac{B}{2K} du = \frac{B}{2K} \cdot \frac{d\xi}{\sqrt{1-\xi^2}\sqrt{1-\varkappa^2\xi^2}}.$$

Тогда

$$I_1 = \frac{EB}{2K} \int_0^u u du = \frac{EB}{2K} \cdot \frac{u^2}{2}; \qquad (100)$$

$$I_2 = K \int_0^x E(u)\, dx = \frac{B}{2}\left[\frac{E}{K} \cdot \frac{u^2}{2} + \ln \frac{\theta(u)}{\theta(O)}\right], \qquad (101)$$

где эллиптический интеграл II рода выражен через тэта-функцию $\theta(u) = \vartheta_4(u)$.

$$I_3 = K \int_0^x \Phi(\xi)\, dx = \frac{B}{2} \int_0^\xi \frac{\xi d\xi}{(\xi^2 - \gamma^2)} = \frac{B}{2} \ln \frac{\gamma^2 - \xi^2}{\gamma^2}. \qquad (102)$$

Соединив формулы (100), (101) и (102), подставив их в выражение (99) при $\varphi = -kh$ (k — коэффициент фильтрации; h — напор), получим падение напора от междренья (точка $x=0$) в сторону дрен:

$$H_0' - h_x = -\frac{qB}{k\pi} \ln \frac{\theta(\bar{x}, \varkappa)\sqrt{1 - \mathrm{sn}^2(\bar{x}, \varkappa)\, \mathrm{dn}^2[(\bar{h}_c + \bar{d}), \varkappa_1]}}{\theta(O, \varkappa)},$$

$$\bar{x} = \frac{2}{B} xK. \qquad (103)$$

Уравнение (103) может рассматриваться как уравнение поверхности грунтовых вод. В частности, падение

напора от междренья (точка O при $x=0$) до створа дрены (точка 2 при $x=\frac{1}{2}B$) будет равно:

$$H_0'-H_2=\frac{qB}{k\pi}\ln\frac{1}{\sqrt{\varkappa_1}\,\mathrm{sn}\,[(\bar{h}_c+\bar{d}),\,\varkappa_1]}. \qquad (104)$$

Это выражение получено с учетом равенства $\theta(O,\,\varkappa)=\sqrt{\varkappa_1}\theta(K,\,\varkappa)$. Выражение (95) для V_y на участке 2—3 после подстановки в него значения $z=1/2B+iy$ при $0<y<h_c$ дает:

$$V_y=\frac{2}{\pi}q\left\{\lambda(E-K)+KE(\lambda,\,\varkappa_1)-K\varkappa_1\times\right.$$

$$\left.\times\frac{\mathrm{sn}\,(\lambda,\,\varkappa_1)\,\mathrm{cn}\,(\lambda,\,\varkappa_1)}{\mathrm{dn}\,(\lambda,\,\varkappa_1)}\left[1+\frac{\varkappa_1}{1-\varkappa^2\,\mathrm{dn}^2(\lambda,\,\varkappa_1)}\right]\right\}+q,\quad\text{при } 0<\lambda=$$

$$=\frac{y}{H_c}K_1<\frac{h_c}{H_c}K_1. \qquad (105)$$

Интегрирование выражения (105) в пределах от $\lambda=0$ до λ проводится аналогично интегрированию формулы (97) и дает следующее выражение для падения напора на участке от поверхности грунтовых вод над дреной (точка 2) до глубины y:

$$H_2-h_y=\frac{qH_c}{k}\cdot\frac{1}{2}\left(\frac{y}{H_c}\right)^2+\frac{q}{k}y+\frac{Bq}{k\pi}\times$$

$$\times\ln\frac{\theta(\lambda,\,\varkappa_1)\,\mathrm{dn}^2(\lambda,\,\varkappa_1)\,\mathrm{sn}\,[(\bar{h}_c+\bar{d}),\,\varkappa_1]}{\theta(O,\,\varkappa_1)\sqrt{\mathrm{sn}^2\,[(\bar{h}_c+\bar{d}),\,\varkappa_1]-\mathrm{sn}^2(\lambda,\,\varkappa_1)}}. \qquad (106)$$

В частности, разность напоров между поверхностью грунтовых вод над дреной H_2 и верхней кромкой дрены h_d, то есть высота нависания, будет равна:

$$h_0=H_2-h_d=\frac{qh_c}{k}\left(1+0{,}5\frac{h_c}{H_c}\right)+\frac{qB}{\pi k}\times$$

$$\times\ln\frac{\theta(\bar{h}_c,\,\varkappa_1)\,\mathrm{dn}^2(\bar{h}_c,\,\varkappa_1)\,\mathrm{sn}\,[(\bar{h}_c+\bar{d}),\,\varkappa_1]}{\theta(O,\,\varkappa_1)\sqrt{\mathrm{sn}^2\,[(\bar{h}_c+\bar{d}),\,\varkappa_1]-\mathrm{sn}^2\,(\bar{h}_c,\,\varkappa_1)}}. \qquad (107)$$

Полное падение напора от середины междренья до верхней кромки дрены определится сложением выражений (104) и (107):

$$\Delta H = H_0' - h_d = \frac{qh_c}{k}\left(1 + 0{,}5\,\frac{h_c}{H_c}\right) + \frac{qB}{\pi k} \times$$

$$\times \ln \frac{\theta(\bar{h}_c, \varkappa_1)\,\mathrm{dn}^2(\bar{h}_c, \varkappa_1)}{\theta(0, \varkappa_1)\sqrt{\varkappa_1}\cdot\sqrt{\mathrm{sn}^2[(\bar{h}_c + \bar{d}), \varkappa_1] - \mathrm{sn}^2(\bar{h}_c, \varkappa_1)}}. \quad (108)$$

При неучете высоты нависания ($h_0=0$) формула (108) принимает вид уравнения (104).

Поставленная задача могла считаться решенной, если бы не некоторая неопределенность в выборе h_c. В силу избранной расчетной схемы (рис. 22) за величину h_c принималось среднее для всей области превышение поверхности грунтовых вод над верхней кромкой дрены, в связи с чем следовало бы ее подсчитать как

$$h_c = h_0 + \frac{1}{(H_0' - H_2)} \int_0^x (H_0' - h_x)\,dx.$$

Однако это затруднительно. Практически же выбор h_c в большинстве случаев большого значения не имеет.

Задаваясь ожидаемой величиной ΔH (при расчетах она обычно является заданной по условиям глубины понижения грунтовых вод), можно назначать $h_c \sim {}^1/_2\Delta H$, а затем, уточнив по формулам (104) и (107), принимать приближенно $h_c = h_0 + {}^1/_2(H_0' - H_2)$.

Формулы (104), (107) и (108) сложны для практического использования, хотя входящие в них функции sn, dn или табулированы, или находятся по хорошо сходящимся рядам $[\theta(u)]$.

Ниже рассмотрены предельные (частные) случаи.

а) *Глубокое залегание поверхности водоупора.*

В этом случае принимаем ${}^1/_2B/H_c < 0{,}5$, что с учетом равенства $K/K_1 = {}^1/_2B/H_c$ позволяет принимать

$$\varkappa_1 \sim 1,\ K \sim {}^1/_2\pi,\ K_1 \sim \pi H_c/B,$$

$$\varkappa = 4\exp\left(-\frac{\pi H_c}{B}\right),\ \mathrm{sn}(u) = \mathrm{th}\,u,\ \mathrm{dn}(u) \sim \mathrm{cn}(u) \sim \frac{1}{\mathrm{ch}\,u}.$$

Формула (103) для поверхности грунтовых вод примет вид:

$$H_0' - h_x = \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{\mathrm{ch}(\bar{h}_c + \bar{d})}{\sqrt{\mathrm{ch}^2(\bar{h}_c + \bar{d}) - \sin^2 x}}. \quad (109)$$

Заметим, что $\bar{h}_c=\pi h_c/B$, $\bar{d}=\pi d/2B$ при $\bar{x}=\pi x/B$; в частности, для $x=B/2$

$$H_0'-h_x=\frac{qB}{k\pi}\ln\frac{1}{\operatorname{th}(\bar{h}_c+\bar{d})}. \tag{110}$$

Воспользуемся разложением:

$$\theta(u_1, \varkappa_1)\sim 2\sqrt{\frac{2K_1}{\pi}}\exp\left[-2K_1\left(\frac{1}{4}+u_1^2\right)\right]\operatorname{ch}(2K_1 u_1).$$

При этом $u=u_1 2K_1$, где аргумент

$$u_1=\frac{h_c}{H_c}K_1=\frac{h_c}{B}\pi.$$

Тогда формула (107) примет вид:

$$h_0=\frac{q}{k}h_c+\frac{qB}{k\pi}\ln\frac{\operatorname{sh}(\bar{h}_c+\bar{d})}{\sqrt{\operatorname{sh}^2(\bar{h}_c+\bar{d})-\operatorname{sh}^2\bar{h}_c}} \tag{111}$$

$$\text{при } \bar{h}_c=\frac{h_c}{B}\pi,\ \bar{d}=\frac{d}{B}\cdot\frac{\pi}{2}.$$

Для суммарного падения напора по формулам (110), (111) получаем:

$$\Delta H=\frac{q}{k}h_c+\frac{qB}{k\pi}\ln\frac{\operatorname{ch}(\bar{h}_c+\bar{d})}{\sqrt{\operatorname{sh}^2(\bar{h}_c+\bar{d})-\operatorname{sh}^2\bar{h}_c}}. \tag{112}$$

Формула (112) была ранее получена непосредственно для случая $^1/_2\,B/H_c<0{,}5$. Учитывая малость величин $\bar{h}_c$ и $\bar{d}$, выражение (112) можно записать в виде

$$\Delta H=\frac{qB}{k\pi}\left[\bar{h}_c+\frac{1}{2}\ln\frac{(\bar{h}_c+\bar{d})^2+1}{(\bar{h}_c+\bar{d})^2-\bar{h}_c^2}\right]. \tag{113}$$

Если принять $h_c=0$, то для расхода получим:

$$Q\approx\frac{k\pi\Delta H}{\ln(2B/\pi d)}. \tag{114}$$

Другое крайнее предположение $h_c=\Delta H$ при $d\ll\Delta H$ дает

$$Q\approx\frac{k\pi\Delta H}{\ln\left(B/\pi\sqrt{\Delta H d}\right)}. \tag{115}$$

Наконец, для значения $h_c = {}^1/_2(d+\Delta H)$ при $d \ll \Delta H$ имеем:

$$Q \approx \frac{k\pi\Delta H}{\ln\left(2B/\pi\sqrt{2\Delta Hd}\right)}. \qquad (116)$$

Эта формула может быть рекомендована для определения ΔH при данных k, q, d, B. Для нахождения B при известных k, q, d, ΔH; при малых отношениях d/B, $\Delta H/B$:

$$B = \frac{k\pi\Delta H}{q \ln \dfrac{2B}{\pi\sqrt{2\Delta Hd}}}. \qquad (117)$$

Для этого же случая известно решение В. В. Ведерникова (1939), которое дано для весьма глубокого залегания поверхности водоупора $T/B > 3$ и диаметра дрены больше критического $d > d_{кр}$:

$$B = \frac{\pi\Delta H\left(\dfrac{k}{q} - 1\right)}{\ln \dfrac{k}{q}}, \qquad (118)$$

где ΔH — превышение уровня воды на междренье над уровнем воды в дренах.

Для нахождения $d_{кр}$ В. В. Ведерниковым даны сложные трансцендентные уравнения, таблица и график, анализ которых показывает, что формула (118) действительна при диаметрах дрены $d > d_{кр}$, причем приближенно $d_{кр} = 0{,}2\,Q/k$ (Q — приток воды к дрене с двух сторон $Q = qB$).

Решение С. Н. Нумерова (1953) для той же задачи и при тех же допущениях ($T \to \infty$; $d > d_{кр}$) имеет вид:

$$B = \frac{\pi\Delta H\left(\dfrac{k}{q} - 1\right)}{\ln \operatorname{ctg} \dfrac{\pi q}{4k}}. \qquad (119)$$

Здесь $d_{кр} = 0{,}26\,\dfrac{Q}{k-q}$.

Формула А. Н. Костякова (1960) при $T \to \infty$

$$B = \frac{k\pi\Delta H}{q(\ln B/d - 1)}. \qquad (120)$$

Величину B по формуле (120) находят подбором.

Формула H. Hammad (1954) при глубоком залегании водоупора

$$B = \frac{k\pi\Delta H}{q \ln\left(1 + \frac{2B}{\pi d}\right)}. \qquad (121)$$

б) *Близкое залегание поверхности водоупора.* Принимая $^1/_2 B/H_c > 2$, имеем:

$$\varkappa \to 1,\ \varkappa_1 \sim 4\exp\left(-\frac{\pi B}{4H_c}\right),\ K_1 \sim \frac{\pi}{2},\ K \sim \frac{\pi B}{4H_c},$$

$$\operatorname{sn}(u, \varkappa_1) \sim \sin u.$$

Превышение напора на междренье над напором в створе дрены по формуле (104) с учетом принятых допущений будет равно:

$$H_0' - H_2 = \frac{qB^2}{8kH_c} + \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{1}{2\sin(\bar{h}_c + \bar{d})} \qquad (122)$$

$$\text{при } \bar{h}_c = \frac{h_c}{H_c} \cdot \frac{\pi}{2},\ \bar{d} = \frac{d}{H_c} \cdot \frac{\pi}{4}.$$

Формула для определения высоты нависания вместо (107) примет вид:

$$h_0 = \frac{q}{k} h_c \left(1 + 0{,}5\frac{h_c}{H_c}\right) + \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{\sin(\bar{h}_c + \bar{d})}{\sqrt{\sin^2(\bar{h}_c + \bar{d}) - \sin^2 \bar{h}_c}}. \qquad (123)$$

Она получена с учетом зависимостей:

$$\theta(u, \varkappa_1) = \frac{H(u, \varkappa_1)}{\sqrt{\varkappa_1}\operatorname{sn}(u, \varkappa_1)},\ \theta(O, \varkappa_1) = \sqrt{\frac{2}{\pi} K_1 \varkappa}.$$

Здесь тэта-функция $H(u, \varkappa_1) = \vartheta_1$ может быть принята равной:

$$H(u, \varkappa_1) \sim 2q_1^{1/4} \sin u;\quad q_1 = \exp\left(-\frac{\pi K}{K_1}\right) = \exp\left(-\frac{\pi B}{2H_c}\right) = \varkappa_1^2.$$

Полное падение напора от междренья до дрены ΔH будет равно:

$$\Delta H = \frac{qB^2}{8kH_c} + \frac{q}{k} h_c \left(1 + 0{,}5\,\frac{h_c}{H_c}\right) +$$

$$+ \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{1}{2\sqrt{\sin^2(\bar{h}_c + \bar{d}) - \sin^2 \bar{h}_c}}. \qquad (124)$$

Если условно принять $h_c=0$, то формула (124) примет вид:

$$\Delta H = \frac{qB^2}{8kH_c} + \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{1}{2 \sin \pi d/4H_c}. \qquad (125)$$

Учитывая, что величина H_c есть средняя мощность потока грунтовых вод, и принимая $H_c=0{,}5(H_0'+h_d)$ (H_0' и h_d отсчитаны от поверхности водоупора), формулу (125) можно представить в виде

$$Q_0 = \frac{k\left(H_0'^2 - h_d^2\right)}{L + H_c Б_1}, \qquad (126)$$

где $L=1/2B$ — длина потока от дрены до водораздела; Q_0 — расход, притекающий к дрене;

$$Б_1 = \frac{4}{\pi} \ln \frac{1}{2 \sin (\pi d/4H_c)}. \qquad (127)$$

Формула (126) отличается от формулы Кене тем, что к длине потока L прибавляется член $H_c Б_1$, который учитывает дополнительные сопротивления, возникающие в потоке при замене вертикального откоса в схеме Кене дреной диаметра d. Формулу (126) можно записать в ином виде:

$$Q_0 = \alpha Q_{\text{Кене}}; \quad \alpha = \frac{1}{1 + \frac{2H_c}{B} Б_1}. \qquad (128)$$

Из формулы (124) можно получить выражение для определения междренного расстояния:

$$B = 2\sqrt{\frac{2k\Delta H H_c}{q}\left(1 + \frac{\Delta H}{2H_c}\right)\alpha}, \qquad (129)$$

где α — коэффициент «висячести», учитывающий дополнительные сопротивления при сужении потока и поступлении его в дрену, по сравнению с каналом, прорезающим весь водоносный пласт.

При расчете одиночных дрен, ловчих каналов и других осушительных устройств, работающих в потоке грунтовых вод (при отсутствии инфильтрации), выражение для коэффициента «висячести» α можно представить в виде:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2H_c}{B} Б}, \qquad (130)$$

причем для $B/H_c \geqslant 3$

$$Б = \frac{2}{\pi} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi d}{2H_c}}. \qquad (131)$$

Для меньших значений $\frac{B}{H_c}$ выражение для определения коэффициента висячести, представленное на рисунке 23, имеет более сложный вид (Аверьянов, 1956). По этому рисунку можно находить значение коэффициента α при известных отношениях $\frac{d}{H_c}$ и $\frac{L}{H_c}$, причем $L = \frac{B}{2}$.

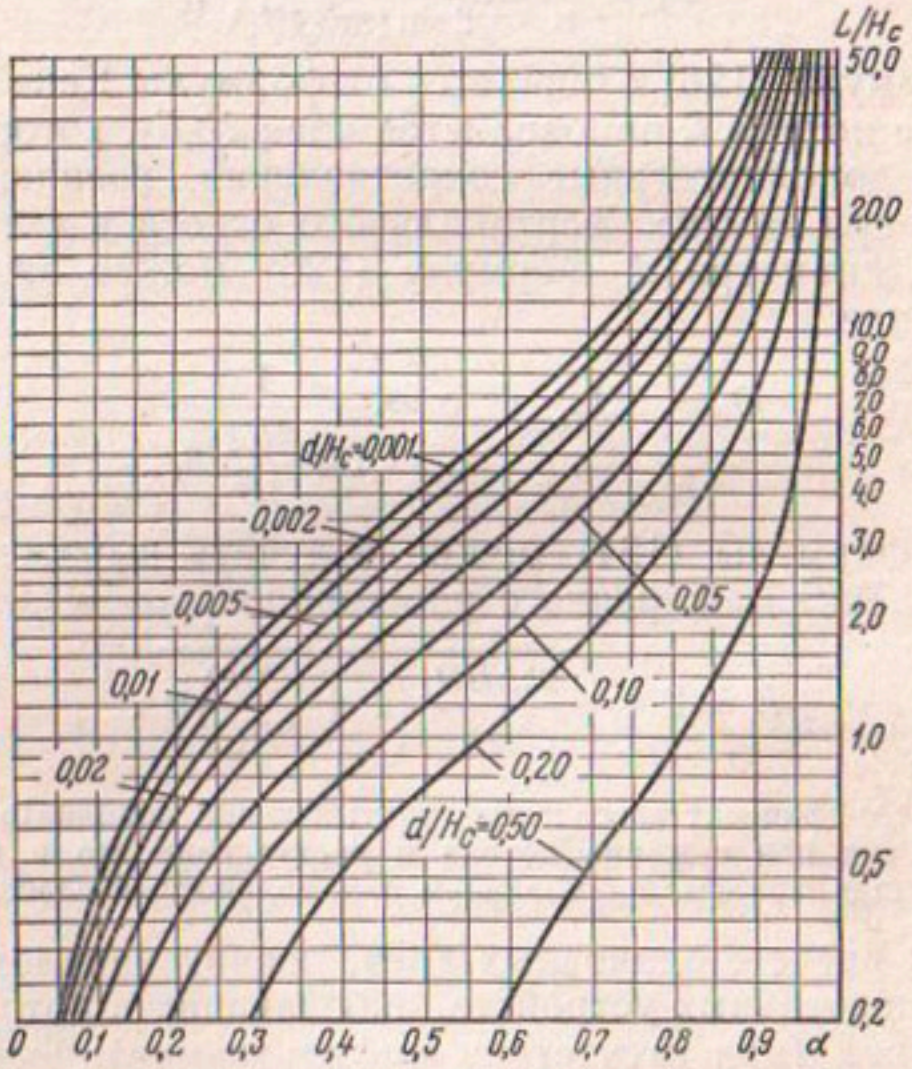


Рис. 23. График для определения коэффициента висячести дренажа α:

L/H_c — относительное расстояние между дренами; d/H_c — относительный диаметр дрен ($L = B/2$ — при ловчих дренах; $L = B/4$ — при систематическом дренаже).

Формулу (129) можно привести к виду, исключающему подбор при определении B, а именно (Аверьянов, 1957а):

$$B = H_c\left(2\sqrt{\frac{2k\Delta H}{qH_c}\left(1+\frac{\Delta H}{2H_c}\right)+Б_1^2}-Б_1\right). \quad (132)$$

Для этого же случая имеется формула А. Н. Костякова (1960), видоизмененная автором книги:

$$B = \sqrt{\frac{2\pi\Delta Hk\bar{T}}{q}}\cdot\sqrt{\frac{\Delta H}{T}+\frac{1+0{,}8\ln B/2T}{\ln(B/d)-1}}. \quad (133)$$

Расчет проводится подбором.

Предложение S. B. Hooghoudt (1940) находит широкое применение за рубежом.

Расчетная формула имеет вид (обозначения приняты по рисунку 21, *а*):

$$B^2 = 8\frac{k}{q}H_c'(\Delta H - h_0)+4\frac{k}{q}(\Delta H^2 - h_0^2), \quad (134)$$

где B, k, q, ΔH, h_0 имеют прежние обозначения; H_c' — величина, которую можно трактовать как «активный слой грунтовых вод», участвующий в движении их к дренам (ранее подобное понятие предлагалось Е. А. Замариным и другими авторами применительно к движению грунтовых вод вблизи скважин).

Для определения величины H_c' S. B. Hooghoudt составлены таблицы, причем значение H_c' зависит от расстояния между дренами B, радиуса дрены r_0 ($r_0=d/2$) и мощности водоносного пласта.

В качестве примера приведем выдержки из таблицы, составленной S. B. Hooghoudt (1940).

Таблица 6 составлена для $r_0=0{,}3$ фута и значений $40\leqslant B\leqslant 300$ футов; 1 фут приближенно равен 0,3 м.

Таблица 6. **Значения H_c' (м) при $d=0{,}18$ м**

$\frac{B}{q}$	T, м													
	0,60	1,20	1,80	2,40	2,70	3,75	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	15,0	18,0	∞
12	0,56	0,92	1,10	1,20	1,23	—	—	—	—	—	—	—	—	1,26
15	0,57	0,96	1,20	1,34	1,38	1,48	—	—	—	—	—	—	—	1,49
30	0,58	1,07	1,44	1,73	1,84	2,13	2,27	2,43	2,51	—	—	—	—	2,53
60	0,59	1,13	1,60	2,01	2,19	2,73	3,03	3,47	3,78	3,99	4,26	4,38	—	4,41
90	0,59	1,15	1,67	2,13	2,34	3,00	3,39	4,05	4,56	4,91	5,42	5,76	5,94	6,14

Активный слой H_c^* увеличивается с ростом фактической глубины залегания водоупора (T), имея, однако, некоторый предел T_0 при $T \to \infty$. При этом отношение H_c'/T всегда меньше единицы и увеличивается с возрастанием B. Таблица 6 заполнена автором до значений $B/T \leqslant 4$, при $B/T > 4$ дальнейшее заглубление водоупора не сказывается и H_c' становится близким к T_0.

В формуле (134), как указывают M. Maasland, G. Haskew (1957), обычно берут $h_0 = 0$, то есть не учитывают высоту нависания, что позволяет написать ее в виде

$$B = 2\Delta H \sqrt{\frac{k}{q}} \sqrt{1 + \frac{2H_c'}{\Delta H}}. \qquad (135)$$

Здесь H_c' находят также по специальным таблицам, что затрудняет использование предложения S. B. Hooghoudt. Нетрудно показать, что при введении «активной зоны» решения (129)—(132) позволяют ее определить в виде

$$H_c' = T\alpha, \text{ для } B/T \geqslant 8/\pi = 2{,}55 \qquad (136)$$

при α — по формулам (130), (131) или рисунку 23.

$$H_c' = T_0 = \frac{\pi B}{8 \ln \frac{2B}{\pi d}}, \text{ для } B/T < 2{,}55. \qquad (137)$$

Сопоставление результатов расчета по формулам (136) и (137) с данными таблицы S. B. Hooghoudt дает вполне удовлетворительную сходимость. Следовательно, расстояния между дренами можно определять по формуле (135) с нахождением «активной зоны» аналитически по формулам (136), (137), что удобнее, чем пользование таблицами.

в) *Залегание дрены на поверхности водоупора.*

Для этого случая имеется формула Кене:

$$B = 2\sqrt{\frac{k}{q}(H^2 - h^2)}, \qquad (138)$$

где H — превышение уровня грунтовых вод посредине между дренами над поверхностью водоупора; h — уровень воды в канале или дрене, дно которых предполагается залегающим на поверхности водоупора. С. Н. Нумеров (1953) показал, что высоту нависания учитывать при этом не следует.

Рассмотрим подробнее эту схему, приведенную на рисунке 24. Помимо ранее принятого допущения $^1/_2 B/H_c > 2$, для этой схемы действительно условие $H_c = h_c + {}^1/_2 d$, с учетом которого формула (122) примет вид:

$$H_0' - H_2 = \Delta H - h_0 = \frac{qB^2}{8kH_c} + \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{1}{2}. \qquad (139)$$

Формула (123) упростится, учитывая, что $\sin(\bar{h}_c + {}^1/_2\bar{d}) = 1$, до вида:

$$h_0 = \frac{q}{k} h_c \left(1 + 0{,}5 \frac{h_c}{h_c + d/2}\right) - \frac{qB}{k\pi} \ln \sin \frac{\pi d}{4(h_c + d/2)}. \qquad (140)$$

Полный напор ΔH определится формулой:

$$\Delta H = \frac{qB^2}{8kH_c} - \frac{qB}{k\pi} \ln \left[2 \sin \frac{\pi d}{4(h_c + d/2)} \right] + \frac{q}{k} h_c \left(1 + 0{,}5 \frac{h_c}{h_c + d/2}\right). \qquad (141)$$

В рассматриваемом случае формула (103) для кривой депрессии может быть упрощена до вида:

$$H_0' - h_x = \frac{qB}{k\pi} \ln \frac{\theta(0, \varkappa)}{\theta(\bar{x}, \varkappa)\, \mathrm{dn}(\bar{x}, \varkappa)}, \text{ при } \bar{x} = \frac{2x}{B} K.$$

Несмотря на то, что $\varkappa \to 1$, допущение $\mathrm{dn}(u, \varkappa) \sim \mathrm{sch}\, u$ недостаточно точно для формулы (103), поэтому воспользуемся зависимостями

$$\mathrm{dn}(\bar{x}, \varkappa)\, \theta(\bar{x}, \varkappa) = \sqrt{\varkappa_1}\, \theta_1(\bar{x}, \varkappa); \quad \theta(0, \varkappa) = \sqrt{\frac{2}{\pi} K \varkappa_1}$$

и разложением при $\varkappa \to 1$.

$$\theta_1(u_1, \varkappa) \sim \sqrt{\frac{2K}{\pi}}\, e^{-2Ku_1^2} \left[1 + 2e^{-2K} \mathrm{ch}(4Ku_1)\right],$$

где $u_1 = \bar{x}/2K = x/B$, $K = \pi B/4H_c$.

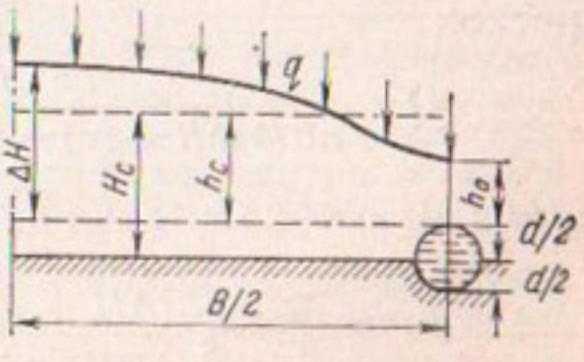


Рис. 24. Схема к расчету горизонтального дренажа при наличии инфильтрации (залегание дрен на водоупоре).

После использования указанных зависимостей формула (103) примет вид:

$$H_0' - h_x = \frac{qB}{k\pi}\left\{\frac{\pi B}{2H_c}\left(\frac{x}{B}\right)^2 - \ln\left[1 + 2\exp\left(-\frac{\pi B}{2H_c}\right)\operatorname{ch}\frac{\pi x}{H_c}\right]\right\}. \quad (142)$$

Отметим, что при $x = {}^1/_2 B$ (точка *2* над дреной) результат по формуле (142) точно совпадает с полученным ранее выражением (139) для значения $H_0' - H_2$, но при $x = 0$ (междренье) результат по формуле (142) дает не нуль, как это должно быть, а величину Δ:

$$\Delta = -\frac{qB}{k\pi}\ln\left[1 + 2\exp\left(-\frac{\pi B}{2H_c}\right)\right]. \quad (143)$$

С учетом принятого нами условия ${}^1/_2 B/H_c > 2$

$$|\Delta| < 2e^{-2\pi\frac{qB}{k\pi}} = 0{,}0037\frac{qB}{k\pi}$$

и, следовательно, выражение (142) может быть использовано для построения кривой депрессии. В формулах (139)—(142) для определенности решения следует принять какое-либо значение для h_c, как это было сделано при рассмотрении случая $T \to \infty$.

Рассмотрим крайние случаи $h_c = 0$, $h_c = \Delta H$, а также среднее значение $h_c = {}^1/_2 (d + \Delta H)$ (рис. 24). Тогда по формуле (141) при $h_c = 0$ найдем:

$$Q = \frac{k\pi\Delta H}{\pi B/4d - \ln 2}. \quad (144)$$

Для другого крайнего допущения $h_c = \Delta H$, полагая ${}^1/_2 d \ll \Delta H$, получим:

$$Q \approx \frac{k\pi\Delta H\,(1 - 1{,}5q/k)}{\pi B/8\Delta H - \ln\left[2\sin(\pi d/4\Delta H)\right]}. \quad (145)$$

Наконец, принимая значения $h_c = {}^1/_2 (\Delta H + d)$, найдем расход

$$Q = \frac{k\pi\Delta H\,(1 - 1{,}5q/k)}{\pi B/4\,(\Delta H + 2d) - \ln\left\{2\sin\left[\pi d/2\,(\Delta H + 2d)\right]\right\}} \quad (146)$$

и для высоты нависания h_0

$$h_0 \approx \frac{3}{4}\cdot\frac{q}{k}\,(\Delta H + d) - \frac{qB}{k\pi}\ln\sin\frac{\pi d}{2(\Delta H + 2d)}. \quad (147)$$

Отметим, что в практике мелиорации значение q/k обычно меньше 0,01.

Пример. Определить расстояние между горизонтальными дренами на орошаемом массиве при среднегодовом модуле питания грунтовых вод $q=0{,}12$ л/с·га. Водоупор залегает на глубине $H_c=-20$ м; напорность отсутствует; $k=0{,}5$ м/сут. Дрены предполагается строить в виде открытых каналов глубиной 3,5 м, шириной по дну $b_0=0{,}5$ м и глубиной воды $h_0=0{,}2$ м. Средняя критическая глубина залегания засоленных грунтовых вод $\Delta_0=2$ м.

Расстояние между дренами определяем, исходя из трех принятых характеров залегания водоупора: $H_c=0$ — формула (138); $H_c=\infty$ формулы (117) — (121); $H_c=20$ м — формулы (129), (131) — (133), (135), (136) и рисунок 23.

Результаты расчетов приведены в таблице 7.

Таблица 7. **Определение расстояний между горизонтальными дренами по формулам различных авторов**

Принятый характер залегания водоупора	№ формул	Автор	Расстояние между дренами, м
$H_c=0$	(138)	Кене	65
$H_c=\infty$	(118)	В. В. Ведерников	320
$H_c=\infty$	(119)	С. Н. Нумеров	308
$H_c=\infty$	(120)	А. Н. Костяков	350
$H_c=\infty$	(121)	H. Hammad	327
$H_c=\infty$	(117)	С. Ф. Аверьянов, Цюй Син-е	368
$H_c=20$ м	(133)	А. Н. Костяков	202
$H_c=20$ м	(129), (131), (132)		248
	Рисунок 23	С. Ф. Аверьянов и Цюй Син-е	
$H_c=20$ м	(135), (136)	S. B. Hooghoudt — С. Ф. Аверьянов	251

Для реальной глубины залегания водоупора $H_c=20$ м неучет движения в зоне ниже размещения дрен ведет к явно неправильным результатам (формула Кене). Принятие $H_c\to\infty$ преувеличивает роль этой зоны, давая близкие значения B по разным формулам в пределах $B=308$—368 м. Наконец, учет реальной глубины залегания поверхности водоупора по формулам (129)—(137) дает промежуточные значения $B=202$—251 м, причем формулам (129) с определением α по рисунку 23 и (132) с нахождением $Б$ по выражению (131) следует отдать, по-видимому, предпочтение, так как они показали лучшее совпадение с данными многочисленных лабораторных опытов, проведенных в МГМИ.

Если исходить из заданного понижения уровня грунтовых вод и среднегодового питания, в данном примере следовало бы принять $B=250$ м.

Расчет осушительного действия горизонтального дренажа в условиях напорного питания (установившийся режим)

Для ряда крупных орошаемых массивов характерно наличие восходящих токов минерализованных подземных вод, поступающих под напором из глубоко залегающих водоносных пластов. На значение такого подпитывания для условий Голодной степи указывали Н. В. Макридин, В. М. Легостаев, А. Г. Владимиров, А. И. Загуменный, А. П. Вавилов, для части территории Кура-Араксинской низменности — А. Г. Владимиров и др.

Практика осушения также показала, что неучет подпитывания осушаемых земель напорными грунтовыми водами приводит к недостаточному осушению (торфяные массивы Подозерское, Чистое-Борское, часть поймы р. Яхромы и др.).

Один из возможных методов борьбы с засолением орошаемых земель и избыточным увлажнением — устранение восходящих токов напорных подземных вод путем снижения напорности (пьезометрической поверхности) напорного водоносного пласта, из которого происходит подпитывание покровных, менее проницаемых почвогрунтов. Это достигается врезкой дренирующих сооружений (глубокий горизонтальный дренаж, вертикальный дренаж, комбинированные системы) в основной напорный водоносный пласт. Однако при таком способе, особенно при большой мощности покровных пород, возникает ряд трудностей: необходимость механической откачки, создание устойчивых против оползания глубоких открытых каналов и т. д. Влияние напорного водоносного пласта устраняет обычный, относительно неглубокий, систематически размещенный горизонтальный дренаж, расположенный в покровных, плохопроницаемых почвогрунтах при наличии наряду с питанием его со стороны поверхности земли постоянных восходящих токов из напорного водоносного пласта.

Если такой дренаж применяют для борьбы с засолением орошаемых земель, то питание со стороны поверхности земли будет состоять из промывных вод и фильтрационных потерь при орошении. Если же он предназначен для осушения земель, и в частности болот, его пита-

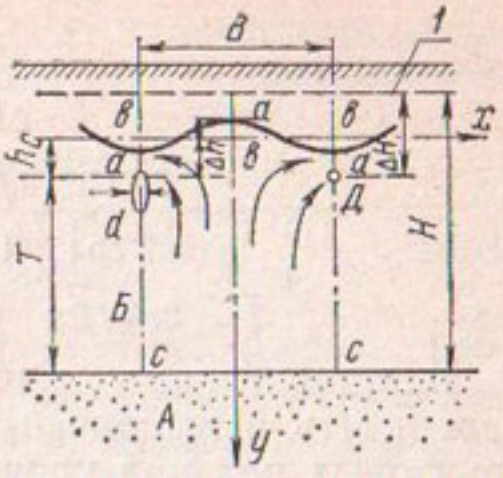


Рис. 25. Схема к расчёту горизонтального дренажа, работающего по отводу восходящих напорных вод (инфильтрация отсутствует):

1 — пьезометрическая поверхность до осушения; *ааа* — поверхность грунтовых вод при работе дренажа; *ввв* — осредненная поверхность грунтовых вод.

ние со стороны поверхности земли идет за счет части атмосферных осадков, которые просачиваются до грунтовых вод. В обоих случаях в качестве первого приближения можно считать инфильтрационное питание равномерно распределенным по площади и постоянным по величине, то есть рассматривать случай стационарного режима (Аверьянов, 1960).

Питание дренажа за счет напорных вод. Основная расчетная схема для рассматриваемого случая изображена на рисунке 25. Здесь принято, что напор в водоносном пласте A равен $H=T+\Delta H$, или ΔH, при отсчете его над уровнем воды в систематических дренах.

Подземная вода, поднимаясь под напором снизу вверх через пласт $Б$, который принимается значительно менее водопроницаемым, чем пласт A, поступает в дрены $Д$, образуя поверхность грунтовых вод *ааа*.

Точное решение такой задачи приводит к результатам, которые трудно использовать в практике ввиду их сложности, отчего здесь применяют некоторые упрощения.

Решение М. Маскета. М. Маскет (1949) заменяет область фильтрации прямоугольником *свввс*, то есть слабоизогнутую поверхность грунтовых вод *ааа* горизонтальной плоскостью *ввв*. При этом, по-видимому, принимается, хотя и не оговаривается автором, условие $\frac{T}{B} \geqslant 1$.

В этой задаче подлежат определению расход Q_1, поступающий в дрены, и напор Δh в середине между дренами. Для их определения М. Маскет приводит следующие формулы (в наших обозначениях):

$$Q_1 = \frac{4\pi k\,(\Delta H - \Delta h)}{\ln \dfrac{\operatorname{ch} \bar{T} \operatorname{ch}\left[\bar{T}\left(1 + 4\,\bar{h}_c/\bar{T}\right)\right]}{4 \operatorname{ch}^4 \bar{h}_c}}, \qquad (148)$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta H - \Delta h} =$$

$$= \frac{2\left[2 \ln \operatorname{ch} \bar{h}_c - \ln\left(\operatorname{sh} \bar{d} \operatorname{sh} 2\bar{h}_c\right)\right]}{\ln \operatorname{ch} \bar{T} \operatorname{ch}\left[\bar{T}\left(1 + 4\bar{h}_c/\bar{T}\right)\right] - 2 \ln 2 \operatorname{ch}^2 \bar{h}_c}, \qquad (149)$$

где $\bar{T} = 2\pi T/B; \quad \bar{h}_c = \pi h_c/B; \quad \bar{d} = \pi d/2B.$

В приведенном решении имеется некоторая неопределенность в выборе h_c — среднего превышения уровня грунтовых вод над уровнем воды в дренах. Так как эта величина лежит в пределах $d/2 < h_c < \Delta h$ и заранее неизвестна, то формулами (148), (149) пользуются путем подбора. Так, зная напор в водоносном пласте ΔH, диаметр дрен d, расстояние между ними B и глубину залегания водоносного пласта T, по формуле (149), задаваясь величиной h_c, например $h_c = d/2$, можно найти напор посредине между дренами Δh, после чего расчет уточняют, принимая условно $h_c \approx 0{,}5(d/2 + \Delta h)$. Пользуясь уточненным значением Δh, по формуле (148) можно определить расход дрены. Формулы (148) и (149) сложны для практического использования, упростим их, учитывая малость величин $d/B \ll 1$, $h_c/B \ll 1$, $h_c/T \ll 1$. Принятые допущения позволяют считать

$$\operatorname{ch} \bar{T} \sim \operatorname{ch} \bar{T}\left(1 + 4\bar{h}_c/\bar{T}\right), \operatorname{ch} \bar{h}_c \sim 1, \operatorname{sh} \bar{d} \sim \bar{d} = \pi d/2B,$$

$$\operatorname{sh} 2\bar{h}_c \sim 2\pi h_c/B.$$

Тогда формулы (148) и (149) примут вид:

$$Q_1 \sim \frac{2\pi k (\Delta H - \Delta h)}{\ln [0{,}5 \operatorname{ch} \bar{T}]}, \qquad (150)$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta H - \Delta h} \sim \frac{\ln\left(1/2\bar{d}\,\bar{h}_c\right)}{\ln\left(0{,}5\,\bar{T}\right)}. \qquad (151)$$

Примеры расчетов показывают, что наличие напорного пласта даже на большой глубине ($T \geqslant 50$ м), несмотря на плохую проницаемость покровных отложений ($k \approx 0{,}2$ м/сут), создает тяжелые условия для работы дренажа.

Формула А. Н. Костякова. Решение А. Н. Костякова (1960) имеет вид:

$$B = \frac{2\pi \Delta h (T + \Delta H)}{(\Delta H - \Delta h)[\ln (B/d) - 1]} \cdot \frac{k_1}{k_2}, \qquad (152)$$

где k_1, k_2 — коэффициенты фильтрации плохопроницаемого почвогрунта $Б$, в котором заложены дрены, и напорного водоносного пласта $А$ (см. рис. 25).

Формулу (152) можно написать в виде

$$\Delta h = \Delta H \frac{1}{1+f}; \quad f = \frac{2\pi(T+\Delta H)}{B[2{,}3\lg(B/d)-1]} \cdot \frac{k_1}{k_2}. \qquad (153)$$

Решение В. И. Аравина. Рассмотрение притока из глубинного напорного пласта к системе «щелей Н. Е. Жуковского» (Аравин, 1936; Аравин, Нумеров, 1953; Полубаринова-Кочина, 1952) приводит к следующим расчетным формулам:

$$\Delta H/T = \beta\left[1 - \frac{B(1+\beta)}{\pi T}\ln\sin\frac{\pi\beta}{2(1+\beta)}\right], \qquad (154)$$

$$Q_1 = \beta k B, \qquad (155)$$

$$\Delta h = \frac{B\beta}{\pi}\ln\operatorname{ctg}\frac{\pi\beta}{4(1+\beta)}. \qquad (156)$$

Из уравнения (154) подбором находят величину β, а затем по формулам (155) и (156) определяют расход дрены Q_1 и напор посредине между дренами Δh.

Решения (154)—(156) предполагают ширину дренажной щели при малых значениях β равной (Полубаринова-Кочина, 1952):

$$d^* \sim 0{,}26\frac{Q_1}{k}, \qquad (157)$$

что для плохопроницаемых грунтов обычно не соблюдается.

Результаты расчетов по формулам М. Маскета и В. И. Аравина близки.

При малых значениях $\beta \ll 1$ формулы В. И. Аравина упрощаются и принимают вид:

$$\Delta H/T = \beta\left(1 + \frac{B}{\pi T}\ln\frac{2}{\pi\beta}\right), \qquad (158)$$

$$\Delta h = \frac{B\beta}{\pi}\ln\frac{4}{\pi\beta}, \qquad (159)$$

что следует из приближенных равенств:

$$1+\beta \sim 1; \quad \ln\sin\frac{\pi\beta}{2(1+\beta)} \sim \ln\frac{\pi\beta}{2};$$

$$\ln\operatorname{ctg}\frac{\pi\beta}{4(1+\beta)} \sim \ln\frac{4}{\pi\beta}.$$

При этом $Q_1=\beta kB$.

Формула (159) с учетом выражения (158) может быть преобразована:

$$\Delta h=\frac{B\beta}{\pi}\ln\frac{2}{\pi\beta}+\frac{B\beta}{\pi}\ln 2=\Delta H-\beta\left(T-\frac{B}{\pi}\ln 2\right). \quad (160)$$

Решение В. И. Аравина получено при условии глубокого залегания напорного пласта, то есть при большом отношении T/B. Это видно из формулы (160), по которой отношение T/B должно быть больше $\ln 2/\pi=0{,}22$ (при $T/B=0{,}22$ получается неверный результат $\Delta h=\Delta H$, то есть дренаж не снижает уровня грунтовых вод). Правильным условием применения формул В. И. Аравина является соблюдение неравенства $2T/B\geqslant 1$ или $T/B\geqslant 0{,}5$, что редко бывает в реальных условиях (например, $T=20$ м, $B=200$ м).

Ниже приведено общее решение для произвольного отношения T/B.

Решение для произвольной глубины залегания водоносного пласта. За область движения приближенно можно принять прямоугольник *савввас* (рис. 25), ограниченный снизу водоносным напорным пластом с постоянным напором $H=T+\Delta H$ (поверхность *сс*), из которого происходит восходящее движение напорных вод к дренам (*Д*); сверху за границу потока может быть принята, как это делает М. Маскет, осредненная поверхность грунтовых вод (плоскость *ввв*). Вертикальными границами потока служат плоскости *сав*, отделяющие рассматриваемый поток от соседних с ним аналогичных течений к дренам, находящимся слева и справа (рассматривается весьма большое число дрен).

Будем считать, что давление в дренах равно атмосферному. Тогда полным действующим напором, за счет которого происходит движение снизу вверх, будет разность $(T+\Delta H)-T=\Delta H$, то есть превышение статического напора в водоносном напорном пласте *А* над уровнем воды в дренах.

Аналогичная задача, но для случая движения грунтовых вод с затопленной поверхности земли была решена В. В. Ведерниковым (1939) и несколько видоизменена В. И. Аравиным и С. Н. Нумеровым (1955); при $h_c=0$ такая же задача решалась автором (Аверьянов, 1949б).

Приняв за основу указанные решения, после некоторых преобразований получим следующие соотношения.

Расход притока к одной дрене:

$$Q_1 = \frac{\pi k \Delta H}{\operatorname{Arth} \dfrac{\operatorname{cn}(\bar{h}_c + \bar{d}/2)\operatorname{dn}\bar{h}_c}{\operatorname{dn}(\bar{h}_c + \bar{d}/2)\operatorname{cn}\bar{h}_c}}. \qquad (161)$$

Превышение напора посредине между дренами над уровнем воды в дренах равно:

$$\Delta h = \Delta H - \frac{Q_1}{k\pi} \operatorname{Arth}\left[\varkappa_1 \frac{\operatorname{cn}\bar{h}_c}{\operatorname{dn}\bar{h}_c}\right], \qquad (162)$$

где $\bar{h}_c = \dfrac{h_c}{h_c + T} K_1$, $\bar{d} = \dfrac{d}{h_c + T} K_1$; Arth — функция, обратная гиперболическому тангенсу; cn, dn — эллиптические функции Якоби при аргументах $\bar{h}_c$ или $\bar{h}_c + \bar{d}/2$ и модуле $\varkappa_1$. Модуль $\varkappa_1$ и соответствующий эллиптический интеграл I рода K_1 находятся из соотношения

$$K/K_1 = B/2(T + h_c); \qquad (163)$$

K — полный эллиптический интеграл при модуле $\varkappa = \sqrt{1 - \varkappa_1^2}$.

Выражения (161)—(163) являются общим решением задачи, которое не ограничено, как для приведенных ранее зависимостей, условием глубокого или неглубокого залегания напорного горизонта.

Так как выбор величины h_c не сильно влияет на результаты, приведем частные зависимости при $h_c = 0$. В этом случае формулы, аналогичные (161) и (162), примут вид:

$$Q_1 = \frac{\pi k \Delta H}{\operatorname{Arth} \dfrac{\operatorname{cn}\bar{d}/2}{\operatorname{dn}\bar{d}/2}}; \qquad (164)$$

$$\Delta h = \Delta H - \frac{Q_1}{k\pi} \operatorname{Arth} \varkappa_1. \qquad (165)$$

Формулы (164) и (165) сложны для практического использования, поэтому рассмотрим частные случаи глубокого и близкого залегания водоносного пласта.

а) *Глубокое залегание водоносного пласта.*

В этом частном случае при $B/2(T + h_c) \leqslant 0{,}5$ достаточно точно с учетом равенства (163) можно принять (Аравин, Нумеров, 1953):

$$K=\frac{\pi}{2};\quad K_1=\frac{\pi(T+h_c)}{B},\quad \varkappa_1\sim 1,\quad \varkappa\sim 4e^{-\frac{\pi(T+h_c)}{B}}.$$

Выпишем входящие в формулы (161) и 162) значения для рассматриваемого случая:

$$\bar{h}_c=\pi h_c/B,\quad \bar{d}=\pi d/B.$$

Эллиптические функции при модуле $\varkappa_1\sim 1$ вырождаются в гиперболические:

$$\mathrm{cn}\,(u,\varkappa)=1/\mathrm{ch}\,u;\quad \mathrm{dn}\,(u,\varkappa_1)=1/\mathrm{ch}\,u;\quad \mathrm{sn}\,(u,\varkappa_1)=\mathrm{th}\,u.$$

Непосредственная подстановка приведенных значений в формулы (161) и (162) не дает желаемых результатов. Поэтому воспользуемся зависимостью:

$$\mathrm{Arth}\,u=\frac{1}{2}\ln\frac{1+u}{1-u},$$

после ряда преобразований найдем:

$$Q_1=\frac{2\pi k\Delta H}{\ln\dfrac{4}{\varkappa^2\left[\mathrm{sh}^2\left(\bar{h}_c+\bar{d}/2\right)-\mathrm{sh}^2\bar{h}_c\right]}}=$$

$$=\frac{k\Delta H}{\dfrac{T+h_c}{B}+\dfrac{1}{\pi}\ln\dfrac{1}{2\sqrt{\mathrm{sh}\,\bar{d}/2\cdot\mathrm{sh}\,(2\bar{h}_c+\bar{d}/2)}}},\qquad (166)$$

где $\bar{h}_c=\pi h_c/B,\ \bar{d}=\pi d/B.$

При $h_c=0$ получим (учтя малость $\bar{d}\ll 1$):

$$Q_1=\frac{k\Delta H}{T/B+\dfrac{1}{\pi}\ln\dfrac{1}{2\,\mathrm{sh}\,\bar{d}/2}}\sim\frac{k\Delta H}{T/B+\dfrac{1}{\pi}\ln B/\pi d},\qquad (167)$$

что можно найти непосредственно по формуле (164), приняв допущения, вытекающие из соотношения $B/2T\leqslant$ $\leqslant 0{,}5$.

Для нахождения величины Δh воспользуемся формулой (162), которая после ряда преобразований с учетом упомянутых допущений примет вид:

$$\Delta h=\frac{Q_1}{k\pi}\ln\frac{\mathrm{ch}\,\bar{h}_c}{\sqrt{\mathrm{sh}\,\bar{d}/2\cdot\mathrm{sh}\,(2\bar{h}_c+\bar{d}/2)}}.\qquad (168)$$

При $h_c=0$ имеем:

$$\Delta h = \frac{Q_1}{k\pi} \ln \frac{1}{\operatorname{sh} \bar{d}/2} \sim \frac{Q_1}{k\pi} \ln \frac{2B}{\pi d}. \qquad (169)$$

Зависимости (166), (167), (168) и (169) несложные и вполне доступные для практического применения.

б) *Неглубокое залегание водоносного пласта.*

При $B/2(T+h_c) \geqslant 2$ с учетом формулы (163) можно написать:

$$\varkappa \sim 1, \quad K_1 \sim \pi/2, \quad K \sim \frac{\pi B}{4(T+h_c)}, \quad \varkappa_1 \sim 4e^{-\frac{\pi B}{4(T+h_c)}},$$

$$\operatorname{cn}(u, \varkappa) \sim \cos u, \ \operatorname{dn}(u, \varkappa_1) \sim 1, \ \operatorname{sn}(u, \varkappa_1) \sim \sin u.$$

Подставляя эти значения в формулу (161) и используя равенство

$$\operatorname{Arth} u = \frac{1}{2} \ln \frac{1+u}{1-u},$$

после некоторых преобразований получим:

$$Q_1 = \frac{2\pi k \Delta H}{\ln \dfrac{1}{\operatorname{tg} \dfrac{\bar{d}}{4} \operatorname{tg} \left(\bar{h}_c + \dfrac{\bar{d}}{4} \right)}}, \qquad (170)$$

где $\bar{h}_c = \dfrac{\pi}{2} \cdot \dfrac{h_c}{(T+h_c)}$, $\bar{d} = \dfrac{\pi}{2} \cdot \dfrac{d}{(T+h_c)}$.

При $h_c=0$ формула (170) имеет вид:

$$Q_1 = \frac{\pi k \Delta H}{\ln \dfrac{1}{\operatorname{tg} \dfrac{\bar{d}}{4}}} \sim \frac{\pi k \Delta H}{\ln \dfrac{8T}{\pi d}}. \qquad (171)$$

Второе выражение формулы (171) получено при условии $\bar{d} \ll 1$.

Аналогично для превышения напора на междренье над уровнем воды в дренах, пользуясь формулой (162), найдем:

$$\Delta h = \Delta H \left[1 - \frac{8e^{-\frac{\pi B}{4(T+h_c)}} \cos \bar{h}_c}{\ln \dfrac{1}{\operatorname{tg} \dfrac{\bar{d}}{4} \operatorname{tg} \left(\bar{h}_c + \dfrac{\bar{d}}{4} \right)}} \right]. \qquad (172)$$

Таблица 8. **Результаты вычислений значений $\overline{Q}$ по различным формулам**

$\frac{B}{2T}$	$\frac{T}{B}$	Формула	B/d		
			10	100	1000
$\frac{1}{2}$	1	(171)	0,968	0,567	0,410
		(164)	0,730	0,476	0,353
		(167)	0,730	0,476	0,353
$\frac{2}{3}$	$\frac{3}{4}$	(171)	1,065	0,598	0,416
		(164)	0,894	0,540	0,387
		(167)	0,894	0,540	0,387
1	$\frac{1}{2}$	(171)	1,237	0,648	0,439
		(164)	1,152	0,624	0,428
		(167)	1,150	0,623	0,428
$1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	(171)	1,471	0,706	0,466
		(164)	1,446	0,701	0,463
		(167)	1,427	0,697	0,461
2	$\frac{1}{4}$	(171)	1,697	0,755	0,486
		(164)	1,691	0,754	0,486
		(167)	1,617	0,739	0,479

При $h_c=0$ формула (172) примет вид:

$$\Delta h = \Delta H\left[1-\frac{4e^{-\frac{\pi B}{4T}}}{\ln\frac{1}{\operatorname{tg}\frac{\bar{d}}{4}}}\right]\sim\Delta H\left[1-\frac{4e^{-\frac{\pi B}{4T}}}{\ln\frac{8T}{\pi d}}\right]. \quad (173)$$

С целью выяснения точности приближенных формул в интервале $0{,}5\leqslant B/2T\leqslant 2$ при $T=10$ м $\Delta H=2$ м, $k=0{,}3$ м/сут вычислим значения приведенных расходов $\overline{Q}=Q_1/k\Delta H$ по формулам (164), (167) и (171) (табл. 8).

Приведенные данные показывают, что для обычно встречающихся в практике случаев с ошибкой менее 2% для $B/d\geqslant 10$ и менее 1% для $B/d\geqslant 100$ можно пользоваться упрощенными формулами (171) и (167), не прибегая к более точной и сложной формуле (164). При этом можно считать водоносный пласт залегающим относительно глубоко, если соблюдается неравенство

Таблица 9. **Сопоставление расчетов Q_1 и Δh для нескольких примеров**

Условия примера	Автор	№ формулы	Q_1, м³/сут на 1 м	Δh, м	Примечание
$B=20$ м, $T=50$ м, $k=0{,}2$ м/сут, $d=0{,}3$ м, $\Delta H=2$ м, $B/2T=0{,}2$	М. Маскет	(150)—(151)	0,124	0,58	
	А. Н. Костяков	(153)	—	1,06	
	В. И. Аравин	(154)—(159)	0,112	0,68	
	Предлагаемые решения	(166)—(169)	0,125	0,57	
$B=100$ м, $T=20$ м, $k=0{,}1$ м/сут, $d=0{,}4$ м, $\Delta H=2$ м, $B/2T=2{,}5$	Предлагаемые решения	(170)—(173)	0,172	1,97	
		(167), (169)	0,126	2,03	Ошибочные результаты
	В. И. Аравин	(158), (159)	0,142	2,03	Ошибочные результаты
$B=20$ м, $T=10$ м, $k=0{,}3$ м/сут, $d=0{,}1$ м, $\Delta H=2$ м, $B=2T$	Предлагаемые решения	(164), (165)	0,330	1,69	Более точные решения
		(167), (169)	0,330	1,70	Приближенные решения
		(171), (173)	0,341	1,70	Приближенные решения

$B/T\leqslant 3$, а расчеты вести по формулам (166)—(169); при $B/T\geqslant 3$ вычисления с достаточной для практики точностью проводят по формулам (170)—(173).

В таблице 9 сопоставлены результаты расчетов, проведенных для нескольких примеров.

Проведенный анализ погрешностей рекомендуемых упрощенных формул может быть распространен также и на формулы В. И. Аравина и М. Маскета, что позволяет их считать достаточно точными при соблюдении неравенства $B/T\leqslant 3$.

Рассмотрим более сложный случай совместного питания дренажа за счет напорных вод, поступающих из нижележащих водоносных пластов и инфильтрационного питания (промывки, часть поливных вод).

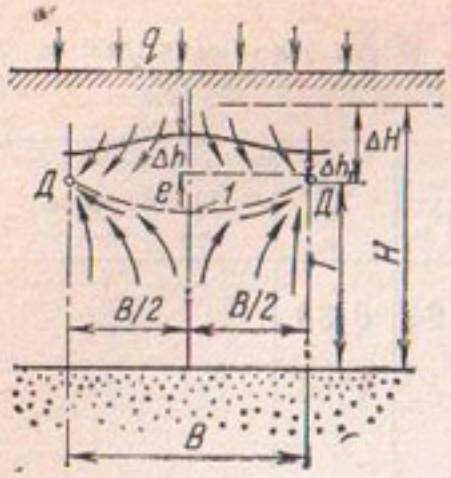


Рис. 26. Схема к расчету горизонтального дренажа при напорном и инфильтрационном питании:

1 — поверхность раздела опускающихся инфильтрационных и восходящих напорных вод.

Совместное питание дренажа за счет напорных подземных вод и инфильтрации. Два решения этой задачи приведены ниже.

Решение В. В. Ведерникова (1948). В. В. Ведерниковым составлены следующие уравнения (рис. 26):

$$B=\frac{2}{1-\bar{q}}\left(H_0\frac{K_1}{K}-\frac{Q}{k}\cdot\frac{a}{2K}\right),\ \text{при}\ H_0=H+h_к \quad (174)$$

где $h_к$ — высота капиллярного поднятия; $\bar{q}=q/k$; K, K_1 — полные эллиптические интегралы при модулях $\varkappa=\sqrt{(\alpha^2-\beta^{*2})(\alpha^2-1)}$ и $\varkappa_1=\sqrt{1-\varkappa^2}$; a — эллиптический интеграл при модуле $\varkappa$ и угле

$$\varphi=\arcsin\frac{\sqrt{\alpha^2-1}}{\alpha}.$$

Напор h_d на верхней кромке дрены равен:

$$h_d=H-H_0\frac{u}{K}+\frac{Q}{k2\pi}\ln\frac{\vartheta_1[\pi(u-a)/2K,\varkappa]}{\vartheta_1[\pi(u+a)/2K,\varkappa]}; \quad (175)$$

$$h_d+d=H-H_0\frac{p}{K}+\frac{Q}{k2\pi}\ln\frac{\vartheta_1[\pi(a-p)/2K,\varkappa]}{\vartheta_1[\pi(a+p)/2K,\varkappa]}, \quad (176)$$

где u и p — эллиптические интегралы I рода при модуле $\varkappa$ и углах соответственно

$$\varphi=\arcsin\frac{\sqrt{\alpha^2-1}}{\sqrt{\alpha^2-\zeta_0^2}}\ \text{и}\ \varphi=\arcsin\frac{\sqrt{\alpha^2-1}}{\sqrt{\alpha^2+\eta_0^2}}.$$

$$\eta_0=\frac{\alpha}{\operatorname{sh}\left[\frac{\pi(\Delta H-h_d+\bar{q}T-\bar{q}d)\,k}{Q}\right]};$$

$$\zeta_0=\frac{\alpha}{\operatorname{ch}\left[\frac{\pi\bar{q}d}{Q}+\operatorname{Arcsh}\frac{\alpha}{\eta_0}\right]}; \quad (177)$$

ϑ_1 — тэта функции.

Нависание и напор между дренами определяют соответственно по формулам:

$$\Delta h_1 - h_к = \frac{1}{1-\bar{q}}\left(H + h_к - \frac{Q}{k\pi}\operatorname{Arch}\alpha\right) - T, \quad (178)$$

$$\Delta h - h_к = \frac{1}{1-\bar{q}}\left(H + h_к - \frac{Q}{k\pi}\operatorname{Arch}\frac{\alpha}{\beta^*}\right) - T - h_к. \quad (179)$$

При отсутствии нависания, то есть при диаметре дрены $d > d_{кр}$, неучете капиллярных сил ($h_к = 0$) и давлении у верхней кромки дрены, равном атмосферному ($h_d = 0$), формулы (174)—(179) упрощаются:

$$\Delta h = \frac{1}{1-\bar{q}}\left(H - \frac{Q}{k\pi}\operatorname{Arch}\frac{\alpha}{\beta^*}\right) - T;$$

$$d = H\left(1 - \frac{p}{K}\right) + \frac{Q}{k2\pi}\ln\frac{\vartheta_1[\pi(a-p)/2K, \varkappa]}{\vartheta_1[\pi(a+p)/2K, \varkappa]};$$

$$\varkappa = \sqrt{(\alpha^2 - \beta^{*2})(\alpha^2 - 1)}; \quad \alpha = \operatorname{ch}\frac{\pi k}{Q}(\Delta H + \bar{q}T),$$

где p — эллиптический интеграл I рода при модуле $\varkappa$ и угле $\varphi = \arcsin\dfrac{\sqrt{\alpha^2-1}}{\sqrt{\alpha^2+\eta_0^2}}$; a — эллиптический интеграл I рода при модуле $\varkappa$ и угле $\varphi = \arcsin\dfrac{\sqrt{\alpha^2-1}}{\alpha}$.

$$\eta_0 = \frac{\operatorname{ch}\frac{\pi k}{Q}(\Delta H + \bar{q}T)}{\operatorname{sh}\frac{\pi k}{Q}(\Delta H + \bar{q}T - \bar{q}d)},$$

$$\frac{B}{2} = \frac{1}{1-\bar{q}}\left(H\frac{K_1}{K} - \frac{Q}{k}\cdot\frac{a}{2K}\right).$$

После упрощения решение остается трудным для практического использования, так как параметр β^* входит как в величину модуля $\varkappa$, так и в функции a и p.

Решение С. Н. Нумерова. Оно предполагает весьма глубокое залегание напорного водоносного пласта (Аравин, Нумеров, 1953; Ведерников, 1939; Нумеров, 1948).

$$\Delta h = \frac{Q}{\pi k(1-\bar{q})}\ln\operatorname{ctg}\frac{\pi\beta'}{4(1+\beta')}, \quad (180)$$

$$Q = Q_1 + qB, \quad qB = Q_0, \quad (181)$$

$$\beta' = \frac{Q}{kB(1-\bar{q})}, \quad (182)$$

$$\Delta H = \frac{Q_1 T}{kB} + \frac{Q}{k}\Phi(\beta'), \qquad (183)$$

$$\Phi(\beta') = -\frac{1}{\pi}(1+\beta')\ln\sin\frac{\pi\beta'}{2(1+\beta')}, \qquad (184)$$

где Q — полный расход дрены, причем из водоносного напорного пласта поступает расход Q_1, а от инфильтрации — расход $Q_0 = qB$; $\bar{q} = q/k$; β' — параметр, находящийся из совместного решения уравнений (180) — (184).

Непосредственное пользование формулами (180) — (184) связано с некоторыми трудностями.

Упрощенные решения С. Н. Нумерова. При глубоком залегании водоносного пласта ввиду уменьшения Q_1 значение β' невелико. При $\bar{q} = q/k \ll 1$ приближенные формулы имеют вид:

$$\Delta h \sim \frac{Q}{\pi k}\ln\frac{4}{\pi\beta'}, \quad \beta' \sim \frac{Q}{kB}, \quad \Phi(\beta') \sim \frac{1}{\pi}\ln\frac{2}{\pi\beta'}.$$

Эти упрощения позволяют написать зависимости:

$$\Delta h = \frac{B}{T}\cdot\frac{(\Delta H - \Delta h + \bar{q}T)}{\pi\left(1-\frac{B}{\pi T}\ln 2\right)}\ln\frac{4T\left(1-\frac{B}{\pi T}\ln 2\right)}{\pi(\Delta H - \Delta h + \bar{q}T)}, \qquad (185)$$

$$Q = \frac{kB}{T}\cdot\frac{(\Delta H - \Delta h + \bar{q}T)}{1-\frac{B}{\pi T}\ln 2}. \qquad (186)$$

Выражения (185), (186) пригодны для дрен размером:

$$d \geqslant 0{,}26\frac{Q}{k-q}. \qquad (187)$$

Последовательность расчетов по формулам (185), (186): при известных k, B, T, q, ΔH — подбором по формуле (185) определяют Δh, затем по уравнению (186) — полный расход дренажа Q; подпитывание из напорного пласта находят по формуле (181).

Формулы (185) и (186) пригодны для относительно глубокого залегания водоносного пласта (учитывая положительность члена $1 - B/T \cdot \ln 2/\pi = 1 - 0{,}22\,B/T$).

Решения С. Н. Нумерова достаточно точны при соблюдении неравенства $B/T \leqslant 3$; следует также учесть ограничение, выраженное формулой (187).

Пример. Оценим влияние инфильтрационного питания на положение уровня грунтовых вод на дренированной площади при сле-

Таблица 10. **Влияние инфильтрации на работу дренажа при напорном питании** (по формулам С. Н. Нумерова)

Показатели	q, л/с·га			
	0	0,1	0,2	0,5
Δh, м	1,690	1,860	2,030	2,540
$(\Delta H - \Delta h)$, м	+0,310	+0,140	—0,030	—0,540
Q, м³/сут на 1 м	0,222	0,253	0,286	0,382
Q_0, м³/сут на 1 м	0	0,086	0,173	0,431
Q_1, м³/сут на 1 м	0,222	0,167	0,113	—0,049
Q_0/Q	0	0,340	0,600	1,130
Q_1/Q	1,000	0,660	0,400	—0,130

дующих условиях: $T=50$ м; $B=100$ м; $\Delta H=2$ м; $d=0{,}30$ м; $k=0{,}2$ м/сут. Примем интенсивность инфильтрационного питания в пределах модуля q от 0 до 0,5 л/с·га.

Так как $B/T=2$, применяем формулы С. Н. Нумерова (185) — (187) (табл. 10).

По мере возрастания инфильтрационного питания повышается напор между дренами Δh, становясь при $q>0{,}2$ л/с·га больше, чем напор в водоносном пласте, несмотря на работу дренажа. Значения $(\Delta H - \Delta h)$ при этом становятся отрицательными, то есть вместо понижения начального напора ΔH наблюдается за счет усиленной инфильтрации повышение уровня грунтовых вод на междренье.

Представляют интерес также изменения расходов — полного Q и инфильтрационного Q_0.

Если при отсутствии инфильтрации весь расход из водоносного напорного пласта Q_1 поступает в дрены, то по мере увеличения инфильтрационного питания как абсолютное значение Q_1, так и его доля в дренажном расходе (Q_1/Q) падают, а при $q=0{,}5$ л/с·га расход Q_1 становится отрицательным, то есть начинается питание водоносного пласта за счет инфильтрационных вод.

Проведенное нами упрощение решения С. Н. Нумерова требует оценки погрешности. Основные допущения, принятые нами: малость параметра β' и отношения $\bar{q}=q/k$; кроме того, сама формула С. Н. Нумерова выведена при условии глубокого залегания водоносного пласта.

Для условий примера $\beta' = \dfrac{Q}{kB(1-\bar{q})}$ изменялась в пределах от $\beta'=0{,}0111$ до $\beta'=0{,}0195$ при $T/B=0{,}5$ и $\bar{q}=0 \div 0{,}0215$.

Проведем подсчеты по основным формулам (180) — (184) для наиболее неблагоприятного случая $q=0{,}5$ л/с·га. Решая совместно уравнения (181) и (184), будем иметь:

$$0{,}0633 = \beta' \left[1 - \frac{2}{\pi} (1+\beta') \ln \sin \frac{\pi\beta'}{2(1+\beta')} \right].$$

Подбором находим: $\beta'=0{,}0193$; $Q=0{,}375$ м³/сут на 1 м; $Q_1=Q-Q_0=-0{,}057$ м³/сут; $\Delta h=2{,}56$ м.

Сопоставление полученных результатов с ранее проведенными вычислениями по приближенным формулам показывает, что даже для наиболее неблагоприятного случая приближенные формулы оказались достаточно точными. Так как отношение $\bar{q} \ll 1$ (даже для неблагоприятных значений $q=1$ л/с·га, $k=0{,}1$ м/сут, $\bar{q} \sim 0{,}1$), параметр β' также невелик, то основным препятствием для широкого применения приближенных формул (185), (186) является ограничение $B/T \leqslant 3$. Это условие обычно не соблюдается, и погрешность, вносимая применением формул С. Н. Нумерова, в этом случае неопределенна.

Ниже приведено приближенное решение, свободное от указанного ограничения.

Решение для произвольной глубины залегания водоносного пласта. Воспользуемся приближенным способом, рекомендованным применительно к дренажу автором и разработанным для решения ряда дренажных задач совместно с Цюй Син-е (Аверьянов, Цюй Син-е, 1957); ранее Н. Н. Веригиным было указано на возможность использования аналогичных приемов для решения задач по расчету движения грунтовых вод при подтоплении земель.

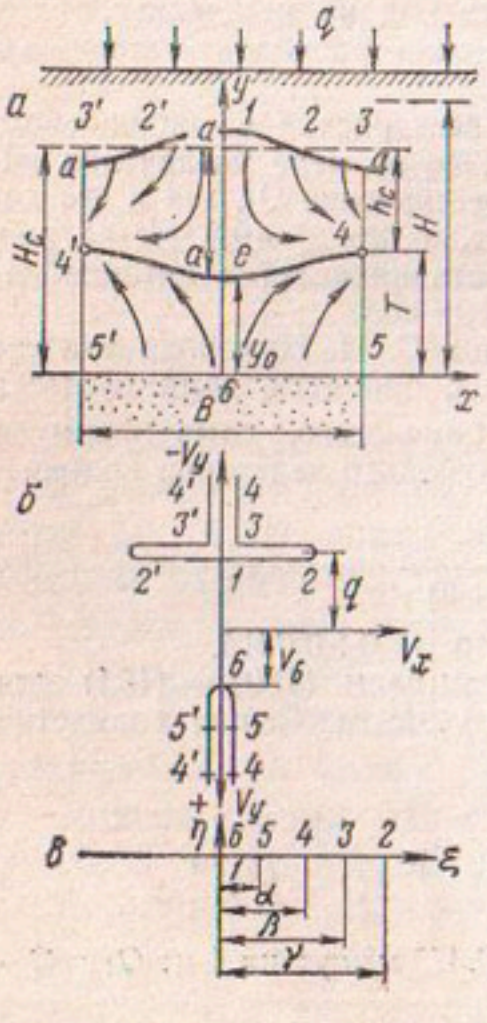


Рис. 27. Схема к расчету дренажа при одновременном напорном и инфильтрационном питании:

а, б — области потока z и комплексной скорости V; *в* — вспомогательная полуплоскость.

Плоско-изогнутая поверхность грунтовых вод *ааа* (рис. 27, *а*) заменяется плоскостью *3′ 2′ 1 2 3* и при наличии инфильтрационного питания точные условия В. В. Ведерникова (1939) заменяются приближенным условием:

$$V_y = -q, \qquad (188)$$

то есть принимается, что вертикальная составляющая скорости на свободной поверхности равна интенсивности инфильтрации. Принятые допущения позволяют составить годограф скорости $V=V_x+iV_y$ или комплекс $\overline{V}=V_x-iV_y$ в виде прямых линий. Отображая область комплекса $\overline{V}$ и область потока $z=x+iy$ на вспомогательную полуплоскость $\zeta=\xi+i\eta$, находим связь $\overline{V}=f(z)$, после чего потенциал течения $\omega=\varphi+i\psi$ определяем по формуле $\omega=\int f(z)\,dz$, что и является решением задачи.

Применительно к схеме движения, изображенной на рисунке 27, *а*, составлен годограф скоростей (рис. 27, *б*). Отображение области z на ζ проводим, используя формулу Кристоффеля—Шварца:

$$z=A\int_0^{\zeta}\frac{d\zeta}{\sqrt{(\zeta^2-1)\,(\zeta^2-\beta^{*2})}}+B=A\varkappa F(\varphi,\varkappa)+B, \qquad (189)$$

где $F(\varphi, \varkappa)$ — эллиптический интеграл I рода при модуле $\varkappa$, $\varphi=\arcsin\zeta$.

При $\zeta=0$; $F=0$; $B=0$.

При $\zeta=\beta^*=1/\varkappa$; $z=B/2+iH_c=(K+iK_1)A$; $A=B/2K=H_c/K_1$, что дает условие:

$$B/2H_c=K/K_1, \qquad (190)$$

где K и K_1 — полные эллиптические интегралы I рода при модулях $\varkappa$ и $\varkappa_1=\sqrt{1-\varkappa^2}$.

Окончательно связь (189) принимает вид:

$$\zeta=\operatorname{sn}\left(K_1\frac{z}{H_c},\varkappa\right)=\operatorname{sn}\left(\frac{2Kz}{B},\varkappa\right), \qquad (191)$$

где $\operatorname{sn}(u,\varkappa)$ — эллиптический синус Якоби.

Отображение области комплекса $\overline{V}$ на полуплоскость ζ, имея в виду соответствие точек, показанное на рисунке 27, *в*, приведет к зависимости:

$$\overline{V}=A_1\int_0^{\zeta}\frac{(\zeta^2-\gamma^2)\,\zeta d\zeta}{(\zeta^2-\alpha^2)^2\sqrt{\zeta^2-\beta^{*2}}}+B=A_1I+B_1. \qquad (192)$$

Интеграл I берется подстановкой $\zeta^2=\beta^{*2}-h_c$, что даст решение:

$$I=\frac{1}{2(\beta^{*2}-\alpha^2)}\left[\frac{(2\beta^{*2}-\alpha^2-\gamma^2)}{\sqrt{\beta^{*2}-\alpha^2}}\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{\zeta^2-\beta^{*2}}{\beta^{*2}-\alpha^2}}+\right.$$

$$\left.+(\alpha^2-\gamma^2)\frac{\sqrt{\zeta^2-\beta^{*2}}}{\zeta^2-\alpha^2}\right].$$

Для точки *3*: $\zeta=+\beta^*$, $V_x=0$; $V_y=-q$; $\overline{V}=iq$; значение $I=0$, отчего $B_1=iq$.

Для точки *1*: $\zeta=\infty$; $I=\frac{\pi}{2}\cdot\frac{(2\beta^{*2}-\alpha^2-\gamma^2)}{2(\beta^{*2}-\alpha^2)}$; $V_x=0$; $V_y=-q$. Следовательно,

$$\frac{\pi}{4}\cdot\frac{(2\beta^{*2}-\alpha^2-\gamma^2)}{(\beta^{*2}-\alpha^2)}=0.$$

Отсюда получаем: $\gamma^2=2\beta^{*2}-\alpha^2$. С учетом этого условия интеграл I становится равным

$$I=-\frac{\sqrt{\zeta^2-\beta^{*2}}}{\zeta^2-\alpha^2}$$

и формула (192) упрощается до выражения:

$$\overline{V}=-A_1\frac{\sqrt{\zeta^2-\beta^{*2}}}{\zeta^2-\alpha^2}+iq. \qquad (193)$$

Для точки *6*: $\zeta=0$; $V_x=0$; $V_y=+V_6$; $\overline{V}=-iV_6$; $-iV_6=\frac{iA_1\beta^*}{\alpha^2}+iq$; $A_1=-\frac{\alpha^2}{\beta^*}(q+V_6)=\varkappa(q+V_6)\alpha^2$.

Следовательно, формула (192) примет вид:

$$\overline{V}=\varkappa\alpha^2(q+V_6)\frac{\sqrt{\zeta^2-\beta^{*2}}}{\zeta^2-\alpha^2}+iq. \qquad (194)$$

Для точки *4*: $\zeta=\alpha$; $z=B/2+iT$. По формуле (191) имеем:

$$\alpha=\operatorname{sn}\left(K+iK_1\frac{T}{H_6},\varkappa\right)=1/\operatorname{dn}(\overline{T},\varkappa_1),\quad \overline{T}=\frac{T}{H_6}K_1.$$

С учетом выражения (191) получим:

$$\overline{V}=-i(q+V_6)\frac{\operatorname{dn}(\bar{z},\varkappa)}{1-\operatorname{dn}^2(\overline{T},\varkappa_1)\operatorname{sn}^2(\bar{z},\varkappa)}+iq, \qquad (195)$$

где $\bar{z}=\frac{z}{H_6}K_1$; dn — эллиптическая функция, $\operatorname{dn}u=\sqrt{1-\varkappa^2\operatorname{sn}^2 u}$,

Проверим значение скоростей и определим изменения их величин по участкам (см. рис. 27).

Участок *6—5* (поверхность напорного пласта): $z=x$;

$$\overline{V}=-i(q+V_6)\frac{\mathrm{dn}(\overline{x},\varkappa)}{1-\mathrm{dn}^2(\overline{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2(\overline{x},\varkappa)}+iq;\quad \overline{x}=x\frac{2K}{B},$$

где $\mathrm{dn}(\overline{T},\varkappa_1)$ изменяется от 1 до $\varkappa_1$. Функция $\mathrm{sn}\,x$ изменяется в пределах от 0 до 1 и, следовательно, знаменатель — положительное действительное число меньше 1.

Функция $\mathrm{dn}(\overline{x},\varkappa)$ изменяется от 1 при $\overline{x}=0$ до $\varkappa_1$ при $x=B/2$, то есть при $\overline{x}=K$. Следовательно, на участке *6—5* комплекс $\overline{V}$ изменяется от $\overline{V}=-iV_6$ в точке *6* до

$$\overline{V}=-iV_y=i\frac{(q+V_6)}{\varkappa_1\,\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)}.$$

Так как $\varkappa_1\,\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)<1$, то для точки *5* имеем

$$V_5=\frac{(q+V_6)}{\varkappa_1\,\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)}-q>V_6.$$

Итак, для участка *6—5*:

$$V_x=0;\quad V_y=\frac{(q+V_6)\,\mathrm{dn}(\overline{x},\varkappa)}{1-\mathrm{dn}^2(\overline{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2(\overline{x},\varkappa)}-q. \qquad (196)$$

Участок *5—4*: $z=B/2+iy$, причем $0<y<T$. Так как

$$\mathrm{dn}\left(K+i\frac{y}{H_c}K_1,\varkappa\right)=\frac{\varkappa_1\,\mathrm{cn}(\overline{y},\varkappa_1)}{\mathrm{dn}(\overline{y},\varkappa_1)},\quad \text{при } \overline{y}=\frac{y}{H_c}K_1,$$

а функция $\mathrm{sn}(K+i\overline{y},\varkappa)=1/\mathrm{dn}(\overline{y},\varkappa_1)$, то после некоторых преобразований по формуле (195) получим:

$$\overline{V}=-i\frac{(q+V_6)\,\mathrm{cn}(\overline{y},\varkappa_1)\,\mathrm{dn}(\overline{y},\varkappa_1)}{\varkappa_1[\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)-\mathrm{sn}^2(\overline{y},\varkappa_1)]}+iq.$$

Это равносильно равенствам:

$$V_x=0;\quad V_y=\frac{(q+V_6)\,\mathrm{cn}(\overline{y},\varkappa_1)\,\mathrm{dn}(\overline{y},\varkappa_1)}{\varkappa_1[\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)-\mathrm{sn}^2(\overline{y},\varkappa_1)]}-q. \qquad (197)$$

В частности, при $y=0$ (то есть для точки *5*) имеем:

$$V_5=\frac{(q+V_6)}{\varkappa_1\,\mathrm{sn}^2(\overline{T},\varkappa_1)}-q,$$

что совпадает с найденным ранее значением.

Для точки 4 получим $V_4=\infty$, причем при $y\leqslant T$ имеем $V_4=+\infty$, а при $y\geqslant T$ $V_4=-\infty$, что и должно быть по смыслу задачи, так как скорость V_y меняет направление на обратное.

Участок 4—3 $(T<y\leqslant H_c)$:

$$V_x=0;\quad V_y=-\frac{(q+V_6)\,\mathrm{cn}\,(\bar{y},\varkappa_1)\,\mathrm{dn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}{\varkappa_1\,[\mathrm{sn}^2\,(\bar{y},\varkappa_1)]-\mathrm{sn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)}-q. \quad (198)$$

При $y=H_c$, $\bar{y}=K_1$ найдем $V_y=-q$, так как $\mathrm{cn}\,(K_1,\varkappa_1)=0$.

Участок 6—1: $z=iy$; $\mathrm{dn}\,(i\bar{y},\varkappa)=\dfrac{\mathrm{dn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}$; $\mathrm{sn}\,(i\bar{y},\varkappa)=i\dfrac{\mathrm{sn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}$.

Подставляя в формулу (195), получим:

$$\bar{V}=-i\frac{(q+V_6)\,\mathrm{dn}\,(\bar{y},\varkappa_1)\,\mathrm{cn}(\bar{y},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}^2\,(\bar{y},\varkappa_1)+\mathrm{dn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{y},\varkappa_1)}+iq.$$

Таким образом,

$$V_x=0;\quad V_y=\frac{(q+V_6)\,\mathrm{dn}\,(\bar{y},\varkappa_1)\,\mathrm{cn}\,(\bar{y},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}^2\,(\bar{y},\varkappa_1)+\mathrm{dn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{y},\varkappa_1)}-q. \quad (199)$$

В частности, при $\bar{y}=0$ (точка 6) $V_6=q+V_6-q=+V_6$; при $y=H_c$ (точка 1) $\bar{y}=K_1$, $\mathrm{cn}\,(\bar{y},\varkappa_1)=0$, $V_y=V_1=-q$.

Пользуясь формулой (199), найдем точку раздела двух потоков — верхнего инфильтрационного и нижнего напорного. Условие $\bar{V}=0$ при подстановке в выражение (199) дает:

$$q=\frac{(q+V_6)\,\mathrm{dn}\,(\bar{y}_0,\varkappa_1)\,\mathrm{cn}\,(\bar{y}_0,\varkappa_1)}{\mathrm{cn}^2\,(\bar{y}_0,\varkappa_1)+\mathrm{dn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{y}_0,\varkappa_1)}, \quad (200)$$

откуда можно найти координату y_0, причем $\bar{y}_0=\dfrac{y_0}{H_c}K_1$.

Эту формулу можно записать несколько иначе, введя переменную $a=H_c-y_0$:

$$q=\frac{(q+V_6)\,\varkappa^2\,\mathrm{sn}\,(\bar{a},\varkappa_1)}{\mathrm{dn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)-\varkappa_1^2\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{a},\varkappa_1)\,\mathrm{cn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)}, \quad (201)$$

при $\bar{a}=\dfrac{a}{H_c}K_1$; $H_c=T+h_c$.

Участок *1—2—3*: $z=x+iH_c$. Используя формулу (195), имеем:

$$\overline{V}=\frac{(q+V_6)\,\varkappa^2\,\mathrm{cn}\,(\bar{x},\varkappa)\,\mathrm{sn}\,(\bar{x},\varkappa)}{\mathrm{dn}^2\,(\overline{T},\varkappa_1)-\varkappa^2\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{x},\varkappa)}+iq,$$

при $\bar{x}=\frac{2x}{B}K$; $0\leqslant x\leqslant B/2$.

Отсюда находим:

$$V_y=-q,\quad V_x=\frac{(q+V_6)\,\varkappa^2\,\mathrm{cn}\,(\bar{x},\varkappa)\,\mathrm{sn}\,(\bar{x},\varkappa)}{\mathrm{dn}^2\,(\overline{T},\varkappa_1)-\varkappa^2\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{x},\varkappa)}. \qquad (202)$$

Скорость V_x увеличивается от $V_x=0$ при $x=0$ до некоторого максимального значения V_2 и затем снова убывает до $V_x=0$ в точке *3*.

Найдя производную от V_x по формуле (202), определим координату x_2, где скорость V_x максимальна:

$$\mathrm{sn}^2\,(\bar{x}_2,\varkappa)=\frac{\mathrm{dn}^2\,(\overline{T},\varkappa_1)}{2\mathrm{dn}^2\,(\overline{T},\varkappa_1)-\varkappa^2}. \qquad (203)$$

Подставив значение x_2 из формулы (203) в (202), получим максимальное значение горизонтальной скорости на поверхности грунтовых вод:

$$V_2=\frac{(q+V_6)\,\varkappa^2}{2\varkappa_1\,\mathrm{cn}\left(\overline{T},\varkappa_1\right)\mathrm{dn}\left(\overline{T},\varkappa_1\right)}. \qquad (204)$$

Для определения комплексного потенциала течения $\omega=\varphi+i\psi$, как указано выше, следует использовать формулу

$$\omega=\int_c \overline{V}dz. \qquad (205)$$

Как известно, интеграл по комплексному переменному вдоль линии может быть выражен через два действительных криволинейных интеграла следующим образом:

$$\int_c f(z)\,dz=\int_c udx-vdy+i\int_c vdx+udy,$$

где $f(z)=u+iv$.

Учитывая, что $\overline{V}=V_x-iV_y$, получим следующее выражение для комплексного потенциала:

$$\omega=\varphi+i\psi=\int_c V_x\,dx+V_y\,dy+i\int_c V_x\,dy-V_y\,dx+C. \qquad (206)$$

Следовательно, потенциал скорости равен:

$$\varphi = \int_c V_x\,dx + V_y\,dy + C_1, \qquad (207)$$

а функция тока найдется по формуле:

$$\psi = \int_c V_x\,dy - V_y\,dx + C_2. \qquad (208)$$

Зная по участкам выражения для скоростей V_x и V_y, подставляя их в формулы (207) и (208) и производя интегрирование, определим функции φ и ψ.

Участок *6—5*: $V_x=0$; V_y определяется формулой (196). Интегрируем по линии $y=0$; $0\leqslant x\leqslant B/2$. Так как $V_x=0$, $d_y=0$, то по формуле (206) найдем:

$$\omega = -i\int_0^x V_y\,dx = -i\int_0^x \left[\frac{(q+V_6)\,\mathrm{dn}\,(\bar{x},\varkappa)}{1-\mathrm{dn}^2\,(\bar{T},\varkappa_1)\,\mathrm{sn}^2\,(\bar{x},\varkappa)} - q\right]dx + C.$$

Учитывая, что $\mathrm{d}(\mathrm{sn}\,u)=\mathrm{cn}\,u\cdot\mathrm{dn}\,u\cdot du$ и обозначив $p=\mathrm{sn}\,(\bar{x},\varkappa)$, $m=\mathrm{dn}\,(\bar{T},\varkappa_1)$, получим:

$$\omega = iqx - i\,(q+V_6)\frac{H_c}{K_1}\int_0^p \frac{dp}{(1-m^2p^2)\sqrt{1-p^2}} +$$

$$+C = iqx - i\,(q+V_6)\frac{H_c}{K_1}\left|\frac{1}{\sqrt{1-m^2}}\,\mathrm{arctg}\,\frac{p\sqrt{1-m^2}}{\sqrt{1-p^2}}\right|_0^p +$$

$$+C = iqx - \frac{i\,(q+V_6)\,H_c}{\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\bar{T},\varkappa_1)\,K_1}\,\mathrm{arctg}\,\frac{\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\bar{x},\varkappa)\,\mathrm{sn}\,(\bar{T},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}\,(\bar{x},\varkappa)} + C.$$

Так как потенциал скорости фильтрации равен $\varphi=-kh$ (k — коэффициент фильтрации, h — напор), то принимаем значение $C=-kH$ (H — напор в водоносном пласте).

Следовательно, функция тока ψ будет равна:

$$\psi = qx - \frac{(q+V_6)\,H_c}{\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\bar{T},\varkappa_1)\,K_1}\,\mathrm{arctg}\,\frac{\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\bar{x},\varkappa)\,\mathrm{sn}\,(\bar{T},\varkappa_1)}{\mathrm{cn}\,(\bar{x},\varkappa)}.$$

На участке 6—5 $\bar{x}$ меняется в пределах $0 \leqslant \bar{x} \leqslant K$ $\left(\bar{x} = \frac{2x}{B} K\right)$, и, следовательно, $0 < \operatorname{sn}(\bar{x}, \varkappa) < 1$, $1 > \operatorname{cn}(\bar{x}, \varkappa) > 0$ и выражение аргумента arctg изменяется от нуля при $x=0$ до $+\infty$ при $x=B/2$. Тогда для точки 5:

$$\psi = \frac{qB}{2} - \frac{(q+V_6)}{\varkappa_1 \operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} \cdot \frac{H_c}{K_1} \cdot \frac{\pi}{2} = -\frac{Q_1}{2}, \qquad (209)$$

где Q_1 — расход притока к дрене из напорного пласта; знак минус поставлен в соответствии с правилом Н. Е. Жуковского (1936).

Участок 5—4: $V_x=0$; V_y принимаем по формуле (197), при $d\bar{y} = \frac{K_1}{H_c} dy$.

Подставляя значения V_x и V_y в формулу (206), получим:

$$\omega = \int_0^y V_y\, dy + C_1 = \frac{(q+V_6)}{\varkappa_1} \cdot \frac{H_c}{K_1} \int_0^{\bar{y}} \frac{\operatorname{cn}(\bar{y}, \varkappa_1) \operatorname{dn}(\bar{y}, \varkappa_1)\, d\bar{y}}{\operatorname{sn}^2(\bar{T}, \varkappa_1) - \operatorname{sn}^2(\bar{y}, \varkappa_1)} -$$

$$- qy + C_1 = \frac{(q+V_6)}{\varkappa_1 \operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} \cdot \frac{H_c}{K_1} \operatorname{Arth} \frac{\operatorname{sn}(\bar{y}, \varkappa_1)}{\operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} - qy + C_1. \qquad (210)$$

Здесь $C_1 = kH - i\frac{Q_1}{2}$.

В частности, для нижней кромки дрены, в которой напор считаем равным h_g, получим:

$$\varphi = -kh_g = -kH - q\left(T - \frac{d}{2}\right) + \frac{(q+V_6) H_c}{\varkappa_1 K_1 \operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} \times$$

$$\times \operatorname{Arth} \frac{\operatorname{sn}\left(\bar{T} - \frac{\bar{d}}{2}, \varkappa_1\right)}{\operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)}, \qquad (211)$$

где $\bar{d} = \frac{d}{H_c} K_1$.

Отсюда найдем, обозначив $\Delta H = H - h_g$:

$$A = \frac{(q+V_6) H_c}{\varkappa_1 K_1 \operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} = \frac{k\Delta H + q\left(T - \frac{d}{2}\right)}{\operatorname{Arth} \frac{\operatorname{sn}\left(\bar{T} - \frac{\bar{d}}{2}, \varkappa_1\right)}{\operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)}}. \qquad (212)$$

По формуле (212) находим V_6 и расход Q_1.

Для участка *4—3*, произведя аналогичные расчеты, получим (вычет точки $y=T$ дает πi):

$$\omega = A\,\mathrm{Arth}\frac{\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)}{\mathrm{sn}\,(\overline{y}, \varkappa_1)} - qy - kH + \frac{iqB}{2}. \qquad (213)$$

Для точки *3* отсюда можно найти напор над дреной

$$k(\Delta H - \Delta h_3) + qH_c = A\,\mathrm{Arth}\,[\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)], \qquad (214)$$

где $\Delta h_3 = h_2 - h_g$.

Участок *6—1*: $V_x=0$; V_y найдем по (199) и, произведя интегрирование аналогично предыдущему, получим:

$$\omega = \frac{(q+V_6)\,H_c}{\varkappa_1 K_1\,\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)}\,\mathrm{Arth}\,[\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\overline{y}, \varkappa_1)\,\mathrm{sn}(\overline{T}, \varkappa_1)] - qy - kH. \qquad (215)$$

Для междренья (точка *1*): $y=H_c$; $\overline{y}=K_1$; напор — h_1

$$k(H - h_1) + qH_c = A\,\mathrm{Arth}\,[\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)]. \qquad (216)$$

Выпишем расчетные формулы:

1) полный расход, поступающий в дрены:

$$Q = \frac{\pi k\left[\Delta H + \overline{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right]}{\mathrm{Arth}\,\dfrac{\mathrm{sn}\left(\overline{T} - \dfrac{\overline{d}}{2}, \varkappa_1\right)}{\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)}}, \qquad (217)$$

где $\Delta H = H - h_g$;

2) расход инфильтрационного питания: $Q_0 = qB$;

3) расход, поступающий из напорного пласта:

$$Q_1 = Q - Q_0; \qquad (218)$$

4) превышение напора на междренье над уровнем воды в дрене ($\Delta h = h_1 - h_g$) равно:

$$\Delta h = \left[\Delta H + \overline{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right](1 - \Phi_1) + \overline{q}\left(h_c + \frac{d}{2}\right), \qquad (219)$$

при

$$\Phi_1 = \frac{\mathrm{Arth}\,[\varkappa_1\,\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)]}{\mathrm{Arth}\,\dfrac{\mathrm{sn}\left(\overline{T} - \dfrac{\overline{d}}{2}, \varkappa_1\right)}{\mathrm{sn}\,(\overline{T}, \varkappa_1)}};$$

5) превышение напора над дреной над уровнем воды в дрене:

$$\Delta h_3 = \left[\Delta H + \bar{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right](1 - \Phi_2) + \bar{q}\left(h_c + \frac{d}{2}\right), \quad (220)$$

при

$$\Phi_2 = \frac{\operatorname{Arth}\left[\operatorname{sn}\left(\overline{T},\ \varkappa_1\right)\right]}{\operatorname{Arth}\dfrac{\operatorname{sn}\left(\overline{T} - \dfrac{\bar{d}}{2},\ \varkappa_1\right)}{\operatorname{sn}\left(\overline{T},\ \varkappa_1\right)}}.$$

В приведенных формулах

$$\frac{B}{2(T + h_c)} = \frac{K}{K_1}.$$

При отсутствии инфильтрационного питания в формулах (217)—(220) следует принять $q=0$; если, кроме того, приближенно принять $T \sim H_c$, то есть $h_c=0$(см. рис. 27), аналогично тому, как это делалось для случая чисто напорного питания, то формулы (217) и (219) переходят в ранее выведенные формулы соответственно (164) и (165).

Действительно, при $T \sim H_c$, $\overline{T} \sim K_1$, $\operatorname{sn}(K_1, \varkappa_1) = 1$.

$$\operatorname{sn}\left(K_1 - \frac{\bar{d}}{2},\ \varkappa_1\right) = \frac{\operatorname{cn}\left(\dfrac{\bar{d}}{2},\ \varkappa_1\right)}{\operatorname{dn}\left(\dfrac{\bar{d}}{2},\ \varkappa_1\right)},$$

формула (217) совпадает с формулой (164), а формула (219) переходит в формулу (165). Формула (220) в этом случае не имеет места, так как Δh_3 соответствует верху дрены, тогда как при допущении $h_c=0$ считаются работающими полудрены.

Формулы (217)—(220) решают поставленную задачу, так как по ним, зная k, q, T, B, ΔH, можно найти Q, Q_1, Δh, Δh_3.

Упростим полученные формулы.

а) *При глубоком залегании водоносного пласта.*

$$\frac{K}{K_1} = \frac{B}{2H_c} < 0{,}5,\ K \sim \frac{\pi}{2},\ K_1 \sim \frac{\pi H_c}{B},\ \varkappa_1 \sim 1,\ \varkappa \sim 4e^{-\frac{\pi H_c}{B}}.$$

Обозначив $T=H_c-h_c$, имеем:

$$\overline{T}=\left(1-\frac{h_c}{H_c}\right)K_1=K_1-\overline{h}_c.$$

Здесь

$$\overline{h}_c=\frac{h_c}{T+h_c}K_1.$$

Тогда

$$\operatorname{sn}(\overline{T},\varkappa_1)=\operatorname{sn}(K_1-\overline{h}_c,\varkappa_1)=\frac{\operatorname{cn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)}{\operatorname{dn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)}.$$

$$\operatorname{Arth}[\varkappa_1\operatorname{sn}(\overline{T},\varkappa_1)]=\operatorname{Arth}\frac{\varkappa_1\operatorname{cn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)}{\operatorname{dn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)}=\operatorname{Arch}\frac{\operatorname{dn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)}{\varkappa}.$$

Так как модуль $\varkappa$ очень мал, при $\varkappa_1\sim 1$ можно принять:

$$\operatorname{Arch}u\sim\ln 2u,\ \operatorname{dn}(\overline{h}_c,\varkappa_1)\sim\frac{1}{\operatorname{ch}\overline{h}_c}.$$

Следовательно,

$$\operatorname{Arth}[\varkappa_1\operatorname{sn}(\overline{T},\varkappa_1)]\sim\frac{\pi H_c}{B}-\ln 2\operatorname{ch}\frac{\pi h_c}{B},\qquad(221)$$

$$\operatorname{Arth}[\operatorname{sn}(\overline{T},\varkappa_1)]\sim\frac{\pi H_c}{B}-\ln 2\operatorname{sh}\frac{\pi h_c}{B}.\qquad(222)$$

После преобразования получим:

$$\operatorname{Arth}\frac{\operatorname{sn}\left(\overline{T}-\frac{\overline{d}}{2},\varkappa_1\right)}{\operatorname{sn}(\overline{T},\varkappa_1)}\sim\operatorname{Arch}\frac{1}{\varkappa\sqrt{\operatorname{sh}\frac{\overline{d}}{2}\operatorname{sh}\left(2\overline{h}_0+\frac{\overline{d}}{2}\right)}}\sim$$

$$\sim\ln\frac{2e^{\frac{\pi H_c}{B}}}{\sqrt[4]{\overline{d}\left(\overline{h}_c+\frac{\overline{d}}{4}\right)}}=\frac{\pi H_c}{B}+\ln\frac{B}{2\pi\sqrt[4]{d\left(h_c+\frac{d}{4}\right)}}.\qquad(223)$$

В формуле (223) ввиду малости отношений $\overline{h}_c=\pi h_c/B$ и $\overline{d}=\pi d/B$ принято $\operatorname{sh}u\sim u$.

Учитывая приведенные упрощения, получим основные расчетные формулы:

$$Q = \frac{\pi k\left[\Delta H + \bar{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right]}{\frac{\pi(T+h_c)}{B} + \ln \frac{B}{2\pi\sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}}, \qquad (224)$$

$$\Delta h = \left[\Delta H + \bar{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right] \frac{\ln \frac{B \operatorname{ch} \frac{\pi h_c}{B}}{\pi\sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}}{\frac{\pi(T+h_c)}{B} + \ln \frac{B}{2\pi\sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}}, \qquad (225)$$

$$Q_1 = Q - Q_0,\ Q_0 = qB,\ \bar{q} = q/k. \qquad (226)$$

Нетрудно показать, что при отсутствии инфильтрационного питания ($\bar{q}=0$) формулы (224), (226) переходят в формулы (166) и (168), а при $\bar{q}=0$ и $h_c=0$ — в формулы (167) и (169).

б) *При близком залегании водоносного пласта.*

В этом случае можно принять:

$$\frac{K}{K_1} = \frac{B}{2H_c} > 2,\ \varkappa \sim 1,\ K_1 \sim \frac{\pi}{2},\ K \sim \frac{\pi B}{4H_c},\ \varkappa_1 \sim 4e^{-\frac{\pi B}{4H_c}},$$

$$\bar{h}_c = \frac{h_c}{H_c} \cdot K_1 \sim \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_c}{H_c}.$$

$$\operatorname{sn}(u, \varkappa_1) \sim \sin u,\ \operatorname{cn}(u, \varkappa_1) \sim \cos u,\ \operatorname{dn}(u, \varkappa_1) \sim 1.$$

$$\operatorname{Arth}\left[\varkappa_1 \operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)\right] = \operatorname{Arth} \frac{\varkappa_1 \operatorname{cn}(\bar{h}_c, \varkappa_1)}{\operatorname{dn}(\bar{h}_c, \varkappa_1)} \sim$$

$$\sim \operatorname{Arth}\left[\varkappa_1, \cos \bar{h}_c\right] \sim \operatorname{Arth}\left[4e^{-\frac{\pi B}{4H_c}} \cos \bar{h}_c\right].$$

$$\operatorname{Arth} \frac{\operatorname{sn}\left(\bar{T} - \frac{\bar{d}}{2}, \varkappa_1\right)}{\operatorname{sn}(\bar{T}, \varkappa_1)} \sim \operatorname{Arch} \frac{\cos \bar{h}_c}{\varkappa\sqrt{\sin^2\left(\bar{h}_c + \frac{\bar{d}}{2}\right) - \sin^2 \bar{h}_c}} \sim$$

$$\sim \operatorname{Arch} \frac{\cos \bar{h}_c}{\sqrt{\sin \frac{\bar{d}}{2} \sin\left(2\bar{h}_e + \frac{\bar{d}}{2}\right)}} \sim \ln \frac{4H_e \cos \bar{h}_c}{\pi \sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}.$$

Расчетные формулы примут вид:

$$Q = \frac{\pi k \left[\Delta H + \bar{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right]}{\ln \frac{4(T+h_c)\cos \frac{\pi h_c}{2(T+h_c)}}{\pi \sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}}, \tag{227}$$

$$\Delta h = \left[\Delta H + \bar{q}\left(T - \frac{d}{2}\right)\right] \times$$

$$\times \left[1 - \frac{\operatorname{Arth}\left[4e^{-\frac{\pi B}{4(T+h_c)}} \cos \frac{\pi h_c}{2(T+h_c)}\right]}{\ln \frac{4(T+h_e)\cos \frac{\pi h_c}{2(T+h_c)}}{\pi \sqrt{d\left(h_c + \frac{d}{4}\right)}}}\right] + \bar{q}\left(h_c + \frac{d}{2}\right). \tag{228}$$

Отметим, что если $\bar{q}=0$ и $T=H_c$, то есть в правых частях формул (227) и (228) принять $h_c=0$ и $q=0$, то они приближенно будут соответствовать формулам, ранее выведенным для близкого залегания водоносного пласта (171) и (173) (при малых u, $\operatorname{Arth} u \sim u$, $\cos u \sim \sim 1$).

Рассмотрим важный для выяснения рассоляющего действия дренажа вопрос о положении раздела между опускающимся инфильтрационным и поднимающимся напорным потоком, то есть положение точки e на рисунке 27.

Выше, при рассмотрении изменения скоростей на участке *6—1*, было найдено условие (201), из которого можно найти координату y_0 или глубину опускания инфильтрационных вод $a=H_c-y_0$.

Учитывая обозначения

$$\bar{h}_c = \frac{h_c}{T+h_c} K_1,\ \bar{T} = \frac{T}{T+h_c} K_1,\ \bar{a} = \frac{a}{T+h_c} K_1$$

и используя равенства (212) и (217), формулу (201) можно записать в следующем виде:

$$q = \frac{Q}{\pi (T+h_c)} \cdot \frac{\varkappa_1 K_1 \operatorname{cn}(\bar{h}_c, \varkappa_1) \operatorname{dn}(\bar{h}_c, \varkappa_1) \operatorname{sn}(\bar{a}, \varkappa_1)}{\left[1 - \varkappa_1^2 \operatorname{sn}^2(\bar{h}_c, \varkappa_1) \operatorname{sn}^2(\bar{a}, \varkappa_1)\right]}. \quad (229)$$

При глубоком залегании водоносного пласта $\varkappa_1 \sim 1$ и

$$\operatorname{cn}(\bar{h}_c, \varkappa_1) \sim \operatorname{dn}(\bar{h}_c, \varkappa_1) \sim \frac{1}{\operatorname{ch} \bar{h}_c}, \quad \operatorname{sn}(\bar{a}, \varkappa_1) \sim \operatorname{th} \bar{a},$$

$$K_1 = \frac{\pi (T + h_c)}{B}.$$

Подставив эти значения в выражение (229), найдем:

$$\frac{qB}{Q} = \frac{\operatorname{th} \bar{a}}{\operatorname{ch}^2 \bar{h}_c - \operatorname{sh}^2 \bar{h}_c \operatorname{th}^2 \bar{a}}.$$

Учитывая малость $\bar{h}_c$, получим:

$$a \sim \frac{B}{\pi} \operatorname{Arth} q^*, \quad (230)$$

причем $q^* = \frac{qB}{Q} = \frac{Q_0}{Q}$ — есть отношение инфильтрационного расхода Q_0 к полному дренажному Q.

Из формулы (230) видно, что чем больше доля инфильтрационного питания в общем расходе, тем глубже проникают инфильтрационные воды.

При близком залегании водоносного пласта аналогичные выкладки таковы:

$$\varkappa_1 \sim 4e^{-\frac{\pi B}{4H_c}}, \quad K_1 \sim \frac{\pi}{2}, \quad K \sim \frac{\pi B}{4H_c},$$

$$H_c = T + h_c.$$

$$q = \frac{Q}{2H_c} \cdot \frac{\varkappa_1 \cos \bar{h}_c \sin \bar{a}}{\left[1 - \varkappa_1^2 \sin^2 \bar{h}_c \sin^2 \bar{a}\right]}, \text{ при } \bar{a} = \frac{\pi a}{2H_c},$$

$$\bar{h}_c = \frac{\pi h_c}{2 (T + h_c)}.$$

Решение квадратного уравнения дает:

$$\varkappa_1 \sin \bar{a} \sin \bar{h}_c = \frac{\sqrt{1 + 4\lambda^2} - 1}{2\lambda},$$

где $\lambda = \frac{2qH_c \operatorname{tg} \bar{h}_c}{Q}$.

Таблица 11. **Влияние инфильтрации на работу дренажа при напорном питании** (по формулам С. Н. Нумерова и С. Ф. Аверьянова)

Показатели	Способ расчета	Интенсивность инфильтрационного питания q, л/с·га			
		0	0,1	0,2	0,5
Δh	(185) (224)—(226)	1,690 1,630	1,860 1,810	2,030 1,990	2,540 2,520
Q, м³/сут	(186) (224)—(226)	0,222 0,252	0,253 0,281	0,286 0,310	0,382 0,403
Q_0, м³/сут		0	0,086	0,173	0,431
Q_1, м³/сут	(181) (224)—(226)	0,222 0,252	0,167 0,195	0,113 0,137	—0,049 —0,028
a, м	(230)	0	10,100	20,000	$\geqslant 50$

Учитывая малость величины λ, приближенно можно написать $\sqrt{1+4\lambda^2} \sim 1+2\lambda^2$, откуда получим:

$$a \sim \frac{2(T+h_c)}{\pi} \arcsin\left[\frac{q^*(T+h_c)}{2B\cos\frac{\pi h_c}{2(T+h_c)}} e^{-\frac{\pi B}{4(T+h_c)}}\right] \sim$$

$$\sim \frac{2H_c}{\pi} \arcsin\left[\frac{q^* H_c}{B} \operatorname{sh} \frac{\pi B}{4H_c}\right]. \qquad (231)$$

Из уравнения (231) можно найти предельное соотношение инфильтрационного и полного дренажного расхода $\left(q^* = \frac{qB}{Q}\right)$, при котором инфильтрационные воды дойдут до водоносного пласта и начнут его питать. Для этого, приняв $a=T$ (при $h_c \sim 0$), найдем:

$$\frac{B}{T} = q^* \operatorname{sh} \frac{\pi B}{4T}. \qquad (232)$$

Например, при $B/T=4$ $q^*=0{,}346$; при $B/T=8$ $q^*=0{,}030$.

Сравним для условий рассмотренного ранее примера величины Δh, Q, Q_1, вычисленные по формулам С. Н. Нумерова и по формулам, приведенным в настоящем разделе.

При разборе примера были приняты следующие исходные данные: $B=100$ м; $T=50$ м; $\Delta H=2$ м; $k=0{,}2$ м/сут; $d=0{,}30$ м; модуль инфильтрационного питания принят от $q=0$ до $q=0{,}5$ л/с·га. Величины Δh, Q и Q_1 определим, пользуясь формулами (224)—(226), глубину опускания инфильтрационных вод на междренье найдем по формуле (230), так как отношение B/T для условий примера равно $100/50=2<3$, что удовлетворяет требованиям глубокого залегания водоносного пласта (табл. 11).

Сопоставление показывает, что формулы С. Н. Нумерова и (224)—(226) дают практически сходные результаты. Так как рассмотренные ранее формулы М. Маскета, В. И. Аравина, С. Ф. Аверьянова предусматривают наличие только напорного питания, то для учета совместного действия напорных и инфильтрационных вод остаются формулы С. Н. Нумерова и автора. Сложные для пользования формулы (180)—(184), (217)—(219) были упрощены автором книги.

В формулах С. Н. Нумерова принято:

$$\bar{q}=q/k\ll 1 \text{ и } \beta'=\frac{Q}{kB}\ll 1.$$

Обычно эти условия соблюдаются. В выводе С. Н. Нумеровым были приняты «дренажные щели Жуковского», чем определяется критический размер дрен, равный $d_{кр}=0{,}26\,\frac{Q}{k-q}$, что далеко не всегда соблюдается в натуре (тем более для тяжелых грунтов), а также достаточно глубокое залегание водоносного пласта ($B/T\leqslant 3$).

В связи с принятием С. Н. Нумеровым «щелей Жуковского» в качестве дрен диаметр дрены в расчетные формулы не входит. Допущения, принятые автором книги при выводе общих формул (217)—(219), заключались в замене условия В. В. Ведерникова на свободной поверхности условием $V_y=-q$ и упрощением области фильтрации. Как показали другие наши исследования, проведенные совместно с Цюй Син-е (1957), для других схем расчета дренажа указанные допущения не вносят существенной погрешности, что проверено на данных лабораторных опытов. В связи с этим общие формулы

(217)—(219) можно считать достаточно точными. Переход от этих формул к упрощенным проведен для двух случаев: глубокого ($B/T \leqslant 3$) и близкого ($B/T \geqslant 3$) залеганий водоносного пласта. В обоих случаях принималось $d/B \leqslant 1$ или $d/T \leqslant 1$, что обычно соблюдается, кроме случая очень близкого залегания водоносного пласта.

Для практического использования можно рекомендовать при расчете осушительного действия дренажа, питающегося одновременно напорными и инфильтрационными водами, при глубоком залегании водоносного пласта ($B/T \leqslant 3$) упрощенные формулы С. Н. Нумерова (185)—(186) и формулы автора книги (224)—(226), а для близкого залегания ($B/T \geqslant 3$) — формулы автора (227)—(229). Глубину проникновения инфильтрационных вод (без учета разности в удельном весе инфильтрационных и напорных вод) на междренье можно найти, пользуясь для глубокого залегания водоносного пласта формулой (230), а для близкого — формулой (231).

О расчете расстояний между дренами при наличии напорного и инфильтрационного питания. Выше предполагалось, что коэффициент фильтрации (k), интенсивность инфильтрационного питания (q), глубина залегания водоносного пласта (T), превышение напора в нем над уровнем воды в дренах (ΔH), диаметр дрен (d) и расстояние между дренами (B) известны, требовалось определить превышение уровня грунтовых вод на междренье над уровнем воды в дренах (Δh) и приток воды к дренам (суммарный Q и из водоносного пласта Q_1).

Однако в практике проектирования требуется определить расстояние между дренами (B) при заданных величинах Δh, q, k, T, d. Допустим, что ΔH известно на основании данных гидрогеологических исследований. Выпишем рассмотренные выше формулы и преобразуем их для более простого определения расстояния между дренами B.

а) *Относительно глубокое залегание водоносного пласта* ($B/T \leqslant 3$).

Формулы С. Н. Нумерова (185)—(186) не удается изменить так, чтобы величина B была выражена в явной форме, отчего задачу приходится решать подбором.

Перепишем формулы (185) и (186) в виде

$$T^* + (\Delta\bar{H} - 1)\ln\frac{T^*}{T^* - \ln 2} =$$

$$= \ln 2 + (\Delta\bar{H} - 1)\ln\frac{4T}{\pi\Delta h\,(\Delta\bar{H} - 1)}; \qquad (233)$$

$$Q = \frac{k\pi\Delta h\,(\Delta\bar{H} - 1)}{T^* - \ln 2}. \qquad (234)$$

Здесь

$$T^* = \frac{\pi T}{B}; \quad \Delta\bar{H} = \frac{\Delta H + \bar{q}T}{\Delta h}.$$

В правой части формулы (233) все величины известны, из левой части подбором находим T^*, затем определяем расстояние между дренами $B = \pi T/T^*$ и расход Q по формуле (234).

Формулы (224)—(225), учитывая неравенство $B/T \leqslant 3$ и принимая ввиду малости отношений h_c/B, h_c/T, $\operatorname{ch}\pi h_c/B \sim 1$, $T + h_c \sim T$, $\bar{q}\left(h_c + \frac{d}{2}\right) \ll \Delta h$, напишем в следующем виде:

$$\Delta h = \frac{[\Delta H + \bar{q}T]\ln\frac{2B}{\pi d^*}}{\frac{\pi T}{B} + \ln\frac{B}{\pi d^*}}; \qquad (235)$$

$$Q = \frac{\pi k\,(\Delta\bar{H} + \bar{q}T)}{\frac{\pi T}{B} + \ln\frac{B}{\pi d^*}}. \qquad (236)$$

Здесь

$$d^* = d \text{ при } h_c = 0; \quad d^* = 2\sqrt{d\Delta h} \text{ при } h_c = \Delta h;$$

$$d^* = \sqrt{2d\,(\Delta h + d)} \text{ при } h_c = 0{,}5\left(\Delta h + \frac{d}{2}\right).$$

Вводя относительные значения, как это сделано выше для формул С. Н. Нумерова, получим вместо (235) и (236) следующие выражения:

$$T^* + (\Delta\bar{H} - 1)\ln T^* = (\Delta\bar{H} - 1)\ln\frac{2T}{d^*} + \ln 2, \qquad (237)$$

$$Q = \frac{\pi k\Delta h\Delta\bar{H}}{T^* + \ln\frac{B}{\pi d^*}} = \frac{\pi k\Delta h\,(\Delta\bar{H} - 1)}{T^* - \ln 2}, \qquad (238)$$

что совпадает с формулой С. Н. Нумерова (234) для определения расхода.

По формуле (237) подбором находим значение T^*, после чего определяем расстояние между дренами $B=\pi T/T^*$ и по выражению (238) вычисляем расход Q.

Пример. Требуется определить расстояние между дренами глубиной 2 м, которые предполагается осуществить в виде открытых каналов шириной по дну $b_0=0{,}5$ м. Известно, что на глубине 40 м от поверхности земли и на глубине $T=38$ м от дна дрен залегает водоносный пласт с напором $H=39$ м, то есть превышение этого напора над отметкой дна каналов (дрен) $\Delta H=1$ м.

Интенсивность инфильтрационного (среднегодового) питания $q=0{,}2$ л/с·га. Требуется, чтобы при наличии как инфильтрационного питания, так и напорного подпитывания грунтовые воды не поднимались на междренье более чем на 1,5 м от поверхности земли ($\Delta h=2-1{,}5=0{,}5$ м, считая глубину воды в каналах $h_0=0$); коэффициент фильтрации грунта $k=0{,}2$ м/сут.

1. Определим расстояние между дренами и их расход по формулам С. Н. Нумерова (233) — (234).

Находя вспомогательные величины $\Delta\overline{H}=\dfrac{\Delta H+\bar{q}T}{\Delta h}=2{,}66$ $\left(\bar{q}=\dfrac{q}{k}=0{,}00864\right)$, по формуле (233) подбором находим $T^*=7{,}25$, откуда $B=16{,}5$ м. По формуле (234) найдем полный расход притока к дрене $Q=0{,}0795$ м³/сут на 1 м.

Полный модуль дренажного стока $q_{др}=0{,}56$ л/с·га.

Из общего количества 0,56 л/с·га за счет инфильтрационного питания поступает 0,2 л/с·га и за счет подпитывания напорными водами $0{,}56-0{,}20=0{,}36$ л/с·га.

2. Проведем аналогичные расчеты, пользуясь формулами (237)—(238).

Для величины d^* примем среднее значение $d^*=\sqrt{2d(\Delta h+d)}$, соответствующее $h_c=0{,}5(\Delta h+d/2)$. В случае, когда дренаж представлен каналом, приближенно в расчетных формулах вместо диаметра дрены d можно принимать $d=0{,}5b_0+h_0$.

Для условий примера $d=0{,}25$ м; $d^*=0{,}64$ м; $\Delta\overline{H}=2{,}66$.

Подставляя в формулу (237) значения известных величин, подбором находим $T^*=5{,}71$, откуда $B=20{,}9$ м. Расход дрены определим по формуле (238) $Q=0{,}104$ м³/сут на 1 м. Полный модуль дренажного стока $q_{др}=0{,}005$ м/сут $=0{,}58$ л/с·га, причем из напорного водоносного пласта поступает 0,38 л/с·га.

Глубину проникания инфильтрационных вод на междренье a определим по формуле (230) $a=2{,}4$ м.

Граница раздела нисходящих инфильтрационных и восходящих напорных вод будет находиться ниже поверхности земли на 3,9 м и ниже дна каналов-дрен на 1,9 м.

Таким образом, несмотря на глубокое залегание водоносного пласта ($T=38$ м) и относительно небольшую его напорность ($H=1$ м), наличие восходящих напорных токов существенно увеличивает дренажный модуль и вынуждает часто размещать дрены для обеспечения необходимого понижения уровня грунтовых вод.

б) *Относительно близкое залегание водоносного пласта* ($B/T \geqslant 3$).

Для этого случая были предложены формулы (227)—(228). Приведем их к виду, удобному для непосредственного определения расстояния между дренами.

Так как $0{,}5d \ll T$, $h_c \ll T$, а $\bar{q} \ll 1$, то приближенно можно принять:

$$\cos \frac{\pi h_c}{2(T+h_c)} \sim 1; \quad T - 0{,}5d \sim T; \quad T + h_c \sim T.$$

Вводим, как и для случая глубокого залегания водоносного пласта, относительные величины $\Delta\bar{H}$ и d^*. Формулы (227) и (228) имеют вид:

$$Q = \frac{\pi k \Delta\bar{H} \Delta h}{\ln \frac{8T}{\pi d^*}}; \tag{239}$$

$$\Delta\bar{H} \operatorname{Arth}\left(4e^{-\pi B/4T}\right) = (\Delta\bar{H} - 1) \ln \frac{8T}{\pi d^*}. \tag{240}$$

Здесь

$$d^* = \sqrt{2d(\Delta h + d)}.$$

Из формулы (240) получим:

$$B = \frac{4T}{\pi} \ln \frac{4}{\operatorname{th}\left[\frac{(\Delta\bar{H} - 1)}{\Delta\bar{H}} \ln \frac{8T}{\pi d^*}\right]} =$$

$$= \frac{4T}{\pi} \ln \frac{4}{\operatorname{th}\left[\frac{\pi(\Delta\bar{H} - 1) k \Delta h}{Q}\right]}. \tag{241}$$

Для случая относительно близкого залегания водоносного пласта удалось в явном виде выразить расстояние между дренами B. По формуле (239) определяют расход Q, а затем по формуле (241) находят расстояние B.

Рассмотренные способы определения расстояний между дренами предполагали ограничения в смысле относительной глубины залегания водоупора. Формулы (234), (235) и (237), (238) действительны при $B/T \leqslant 3$, а формулы (239) и (241) — при $B/T \geqslant 3$. При определении расстояния между дренами B отношение B/T является неизвестным, вначале находят B по одной из

групп формул, а затем устанавливают приемлемость их.

Определение расстояний между дренами при известном полном модуле дренажного стока. Полная интенсивность внутреннего питания $q_{др}$ состоит из интенсивности инфильтрационного питания q и интенсивности питания напорными водами q_1. Полный расход может быть записан в виде

$$Q = (q + q_1) B = q_{др} B. \tag{242}$$

Подставив значение расхода в виде формулы (242) в ранее приводившиеся формулы, после некоторых преобразований получим следующие результаты.

а) *Относительно глубокое залегание водоносного пласта* ($B/T \leqslant 3$).

Формулы С. Н. Нумерова (185) и (186) примут вид:

$$B = \frac{\pi k \Delta h}{q_{др} \ln \frac{4t}{\pi q_{др}}}. \tag{243}$$

При этом ΔH уже не может быть произвольно задана, а определяется из уравнения:

$$\Delta H = \frac{q_1}{k} T + \Delta h \frac{\ln \frac{2t}{\pi q_{др}}}{\ln \frac{4t}{\pi q_{др}}}. \tag{244}$$

С учетом выражения (242) формулы автора (235) и (236) после некоторых преобразований примут следующий вид:

$$\Delta h = \frac{q_{др} B}{\pi k} \ln \frac{2B}{\pi d^*}. \tag{245}$$

Расстояние B здесь находят подбором; $d^* = \sqrt{2d(\Delta h + d)}$.

Напор в водоносном пласте установится равным:

$$\Delta H = \frac{q_1}{k} T + \Delta h \frac{\ln \frac{B}{\pi d^*}}{\ln \frac{2B}{\pi d^*}} = \frac{q_1}{k} T - \frac{Q}{\pi k} \ln 2 + \Delta h. \tag{246}$$

б) *Относительно неглубокое залегание водоносного пласта* ($B/T \geqslant 3$).

Формулы (227)) и (228) примут вид:

$$\text{th}\left[\ln\frac{8T}{\pi d^*}-\Delta h\frac{\pi k}{q_{\text{др}}B}\right]=4e^{-\pi B/4T}. \qquad (247)$$

Учитывая, что при $B/T=3$, $e^{-\frac{3}{4}\pi}=0{,}061$, $\text{th}\,x\sim x$, для $x\leqslant 0{,}25$ с точностью 2%, можно написать:

$$\ln\frac{8T}{\pi d^*}\sim\Delta h\frac{\pi k}{q_{\text{др}}B}+4e^{-\pi B/4T}, \qquad (248)$$

откуда подбором определяется расстояние B.

Значение ΔH будет равно:

$$\Delta H=\Delta h-\frac{qT}{k}+\frac{4q_{\text{др}}B}{\pi k}e^{-\pi B/4T}=\frac{q_{\text{др}}B}{\pi k}\ln\frac{8T}{\pi d^*}-\frac{q}{k}T. \qquad (249)$$

Учет неоднородности (слоистости) грунта и снижения напорности водоносного пласта. Рассмотренные выше способы и примеры расчетов наглядно показывают, как трудно добиться необходимого осушительного действия дренажа при наличии напорных подземных вод. Для обеспечения расчетной глубины грунтовых вод при отводе инфильтрационных и напорных подземных вод дрены приходится размещать значительно чаще, чем при одном инфильтрационном питании.

При этих расчетах не учтены два обстоятельства, иногда существенно облегчающие осушительное действие дренажа при напорных подземных водах: 1) наличие горизонтальной слоистости грунтов; 2) снижение напорности водоносного пласта под влиянием устройства дренажа.

Учет неоднородности (слоистости) грунта. Толща грунтов обычно бывает слоистой, причем сплошные или линзообразные прослойки имеют горизонтальное простирание, что препятствует вертикальному восходящему току напорных вод. При этом коэффициенты фильтрации, входящие в расчетные формулы, обычно определяют (или принимаются по аналогии) путем откачек или другими способами, основанными на учете в основном горизонтального движения подземных вод к выработке по более проницаемым слоям. В связи с этим в расчетные формулы необходимо внести поправки.

По данным П. Я. Полубариновой-Кочиной (1952), Г. Н. Каменского (1943), проницаемость слоистых грун-

тов при движении поперек направления простирания пластов выражается формулой:

$$k_0 = \frac{L}{l/k + l_1/k_1 + \cdots + l_n/k_n}, \qquad (250)$$

где k_0 — приведенный коэффициент фильтрации; L — длина потока, проходящего через пласты мощностью l, l_1, ..., l_n, имеющие коэффициенты фильтрации k, k_1, ..., k_n.

Поэтому вместо фактической глубины залегания водоносного пласта T можно ввести приведенную глубину T_0, равную:

$$T_0 = l + \frac{k}{k_1} l_1 + \cdots + \frac{k}{k_n} l_n, \qquad (251)$$

где k — коэффициент фильтрации основного пласта мощностью l.

Даже небольшие прослойки тяжелых суглинков, а тем более глин могут весьма существенно увеличить приведенную глубину залегания водоносного пласта, что уменьшит влияние напорных подземных вод и позволит реже размещать дрены.

Учет снижения напорности в водоносном пласте. При выводе вышеприведенных формул предполагалось, что напор в водоносном пласте остается неизменным после устройства дренажа. Это положение основано на том, что поток в подземном, относительно глубоко расположенном водоносном пласте формируется где-то в стороне (например, приток с окружающих возвышенностей и т. д.) и его напор и расход не зависят от таких локальных сооружений, как дренаж. Это положение справедливо для одиночных дрен или небольшого их числа. В том случае, когда дренируются значительные площади, неизбежно сказывается влияние дренирования на подземном напорном потоке. Оно снижает его напор за счет сработки части запасов этого потока. Возникает вопрос: сможет ли приток подземных вод по напорному пласту обеспечить количество воды, поступающее в дрены? В том случае, когда это не будет обеспечено (в большинстве случаев, это так), напор в водоносном пласте начнет падать и поступление напорных вод в дрены будет уменьшаться до тех пор, пока режим не стабилизируется. Следовательно, при дренировании значительных площадей необходимо учитывать общие запасы подземных вод и возможность их истощения (в том числе напорных относительно глубо-

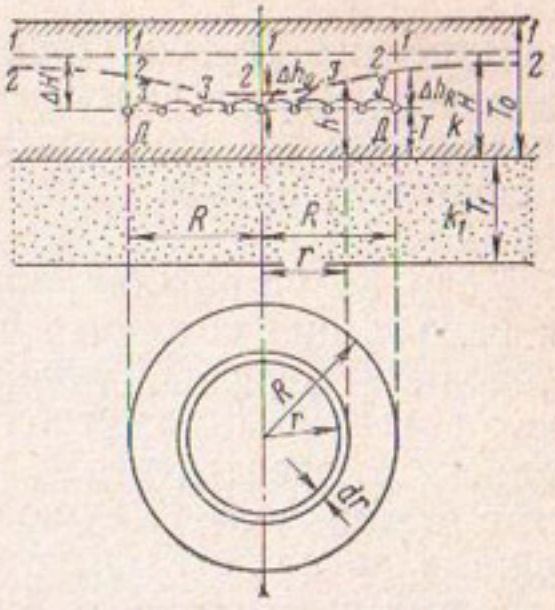


Рис. 28. Схема к расчету снижения напорности в водоносном пласте под влиянием устройства горизонтального дренажа.

ко залегающих горизонтов), с тем чтобы рассчитывать дренаж не только на начальный момент его работы (при начальном напоре в водоносном пласте ΔH), но и на стабилизированную работу (в условиях сниженного значения ΔH под воздействием дренажа).

Рассмотрим расчетную схему, приведенную на рисунке 28. Допустим, что существует бассейн напорных подземных вод, представленный водоносным пластом мощностью T_1, коэффициентом фильтрации k_1 и напором H. Водоносный пласт прикрыт сверху значительно менее проницаемым грунтом, например лессовидным суглинком, с коэффициентом фильтрации k, причем $k \ll k_1$. Можно принять, что до устройства дренажа пьезометрическая поверхность занимала положение, показанное на рисунке 28 пунктирной линией *1 1 1 1 1*, при этом толща суглинка ниже пьезометрической поверхности полностью была насыщена водой. Если питание грунтовых вод от орошения или других источников (осадки и т. д.) отсутствует, то фактическая поверхность грунтовых вод располагается несколько ниже пьезометрической поверхности, так как часть грунтовых вод расходуется на транспирацию и испарение. В этом случае имеется постоянный восходящий ток из водоносного пласта в толщу суглинков, причем интенсивность этого тока определится как

$$e_1 = k \frac{\Delta h}{b},$$

где Δh — превышение пьезометрической поверхности над фактической поверхностью грунтовых вод; b — расстояние от водоносного пласта до уровня грунтовых вод.

При интенсивном орошении или ином усиленном питании грунтовых вод со стороны поверхности земли

фактический уровень грунтовых вод может быть выше пьезометрической поверхности. В этом случае возможен нисходящий ток грунтовых вод и питание подземного водоносного пласта за счет опускающихся масс грунтовых вод.

Если до устройства дренажа имелся установившийся режим, при котором существенного подпитывания со стороны водоносного пласта не было, то пъезометрическая поверхность до строительства дренажа мало отличалась от фактической поверхности грунтовых вод. Этот режим должен существенно измениться после устройства дренажа на некоторой ограниченной площади. Действительно, дренаж опустит фактический уровень грунтовых вод, что неизбежно вызовет восходящий ток из водоносного пласта. Расчет дренажа с учетом этого восходящего тока приведен выше, при этом допускалось, что напор в водоносном пласте не изменится и останется равным H.

Действительно, если рассмотреть приток подземных вод по водоносному пласту в зону устройства дренажа, то пьезометрическая поверхность не может остаться неизменной, а займет новое, более пониженное положение, показанное на рисунке 28 линией *22222*. Новое положение пьезометрической поверхности определится условиями движения подземных вод в водоносном пласте, причем на участке устройства дренажа будет осуществляться восходящее движение подземных вод, а вне пределов дренажа — нисходящее.

Считая, что дренаж осуществлен на площади радиуса R и принимая понижение уровня грунтовых вод на этой площади под действием дренажа равным ΔH (рис. 28), для области $0 \leqslant r \leqslant R$ можно составить следующие приближенные выражения.

Расход подземного радиального потока, протекающего по нижнему водоносному пласту через поперечное сечение площадью $2\pi r T_1$, будет равен:

$$Q_r = 2\pi r T_1 k_1 \frac{dh}{dr}, \qquad (252)$$

где h — пьезометрический напор в водоносном пласте на расстоянии r от центра дренированной площади.

Примем, что изменение расхода в радиальном направлении идет на питание дренажа, причем интенсивность восходящего тока определится градиентом $(h—T)/T$,

то есть в зоне дренажа считаем фактический уровень грунтовых вод опущенным до плоскости закладки дренажа, а в водоносном пласте напор выше и равен h.

Тогда можно написать:

$$\frac{dQ_r}{dr} = k\frac{(h-T)}{T}2\pi r. \qquad (253)$$

Соединив равенства (252) и (253), получим:

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{dh}{dr} - \alpha^2(h-T) = 0, \alpha^2 = \frac{k}{k_1 T T_1}. \qquad (254)$$

Решение уравнения (254) в функциях Бесселя (Полубаринова-Кочина, 1952) имеет вид:

$$h - T = C_1 I_0(\alpha r) + C_2 K_0(\alpha r), \qquad (255)$$

где I_0 — цилиндрическая функция мнимого аргумента нулевого порядка первого рода, изменяется в пределах $1 < I_0(x) < \infty$ при изменении аргумента $0 < x < \infty$; K_0 — соответствующая функция второго рода изменяется в пределах $\infty > K_0(x) > 0$; C_1, C_2 — постоянные.

Для нахождения постоянных C_1 и C_2 возьмем производную от выражения (255):

$$\frac{dh}{dr} = C_1\alpha I_1(\alpha r) - C_2\alpha K_1(\alpha r), \qquad (256)$$

где I_1, K_1 — цилиндрические функции мнимого аргумента первого порядка первого и второго рода, причем

$$\frac{d[I_0(\alpha r)]}{dr} = \alpha I_1(\alpha r); \quad \frac{d[K_0(\alpha r)]}{dr} = -\alpha K_1(\alpha r).$$

При изменении аргумента (αr) в пределах $0 < \alpha r < \infty$ функции $I_1(\alpha r)$ и $K_1(\alpha r)$ принимают значения $0 < I_1 < \infty$ и $\infty > K_1 > 0$. Так как при $r = 0$ (центр дренируемой площади) должно быть $\frac{dh}{dr} = 0$, из формулы (256) видно, что следует принять $C_2 = 0$. Тогда выражение (255) примет вид:

$$h - T = C_1 I_0(\alpha r). \qquad (257)$$

Обозначая пьезометрический напор в центре дренируемой площади через h_0 и учитывая, что $I_0(0) = 1$, получим $C_1 = h_0 - T$, после чего уравнение (257) можно записать как:

$$h - T = (h_0 - T) I_0(\alpha r). \qquad (258)$$

Положение пьезометрической поверхности на границе дренируемой площади получим из формулы (257), приняв $r=R$.

$$h_R - T = (h_0 - T)\, I_0(\alpha R). \tag{259}$$

Расход, притекающий по водоносному пласту со стороны дренированной площади, найдем по формуле

$$Q_R = 2\pi R k_1 T_1 \left(\frac{dh}{dr}\right)_{r=R} = 2\pi R k_1 T_1 (h_0 - T)\, \alpha I_1(\alpha R). \tag{260}$$

Приведенные формулы позволяют определить положение пьезометрической поверхности в центре дренируемой площади (h_0) и на ее границе (h_R), если известен расход притока подземных вод со стороны недренированных земель.

Проведем аналогичные выкладки для зоны $r \geqslant R$ (рис. 28). При наличии питания водоносного пласта нисходящими токами можно написать выражение для расхода радиального потока в виде

$$Q_r = 2\pi r k_1 T_1 \frac{dh}{dr}, \tag{261}$$

а увеличение расхода в радиальном направлении, происходящее за счет поступления грунтовых вод из верхнего плохопроницаемого пласта в нижний водоносный, определим величиной

$$\frac{dQ_r}{dr} = -k \frac{(H-h)}{H} 2\pi r. \tag{262}$$

Здесь начальный напор, соответствующий уровню грунтовых вод до устройства дренажа, принят равным H (см. линию *1 1 1 1 1* на рис. 28), а напор в водоносном пласте, сниженный за счет действия дренажа, равен h (см. линию *2 2 2 2 2* на рис. 28).

Ввиду того, что $H=T+\Delta H$ и обычно ΔH невелико по сравнению с H и T, приближенно примем в знаменателе уравнения (262) $H=T$. Тогда, учитывая (261) и (262), получим:

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dh}{dr} - \alpha^2 (h - H) = 0. \tag{263}$$

Здесь

$$\alpha^2 = \frac{k}{k_1 T T_1}.$$

Решение уравнения (263) имеет вид, аналогичный решению (255):

$$h - H = C_3 I_0(\alpha r) + C_4 K_0(\alpha r). \tag{264}$$

Так как при $r \to \infty$, $I_0 \to \infty$, $h \to H$, то $C_3 = 0$, после чего уравнение (264) примет вид:

$$h - H = C_4 K_0(\alpha r). \tag{265}$$

В частности, при $r \to \infty$ $K_0(\infty) = 0$, $h = H$, что и должно быть. При $r = R$ (граница дренируемой площади)

$$h_R - H = C_4 K_0(\alpha R). \tag{266}$$

Откуда

$$h - H = (h_R - H) \frac{K_0(\alpha r)}{K_0(\alpha R)}. \tag{267}$$

Производная от пьезометрического напора по уравнению (265) равна:

$$\frac{dh}{dr} = -\alpha C_4 K_1(\alpha r).$$

В частности, при $r = R$ получим [с учетом уравнения (266)]

$$\left(\frac{dh}{dr}\right)_{r=R} = -\alpha C_4 K_1(\alpha R) = (H - h_R)\,\alpha \frac{K_1(\alpha R)}{K_0(\alpha R)}. \tag{268}$$

Отсюда выражение (261) для расхода, притекающего по водоносному пласту через внешний периметр дренированной площади ($r = R$), примет вид:

$$Q_R = 2\pi R k_1 T_1 \alpha (H - h_R) \frac{K_1}{K_0} \tag{269}$$

(в дальнейшем аргумент αR у функции Бесселя опускаем).

Сравнение выражений для расхода на границе дренированного участка по формулам (260) и (269) дает:

$$H - h_R = (h_R - T) \frac{I_1 K_0}{I_0 K_1}. \tag{270}$$

Однако $H - h_R = T + \Delta H - h_R$, отчего имеем:

$$h_R - T = \frac{\Delta H}{1 - \dfrac{I_1 K_0}{I_0 K_1}}. \tag{271}$$

Учитывая равенство $I_0(x)K_1(x)+I_1(x)K_0(x)=1/x$, найдем с учетом формул (259), (260) и (271):

$$h_R - T = \Delta H \varphi_R; \quad \varphi_R = \alpha R I_0(\alpha R) K_1(\alpha R). \tag{272}$$

$$h_0 - T = \Delta H \varphi_0; \quad \varphi_0 = \alpha R K_1(\alpha R). \tag{273}$$

$$Q = Q_R = \frac{\pi R^2 k \Delta H}{T} \psi; \quad \psi = 2 I_1(\alpha R) K_1(\alpha R). \tag{274}$$

Приведенные формулы позволяют полностью решить задачу. Из формул (272) и (273) следует, что пьезометрический напор на границе дренированного участка ($h_R - T$) и посредине его ($h_0 - T$) составляет долю от начального пьезометрического напора $\Delta H = H - T$, причем коэффициенты уменьшения напора в водоносном пласте в связи с устройством дренажа φ_R и φ_0 зависят только от параметра αR, что позволяет составить несложные таблицы.

Из формулы (274) видно, что если не учитывать снижения напорности в водоносном пласте, то расход, притекающей к дренажу из водоносного пласта, определится как $\pi R^2 k \frac{\Delta H}{T}$, а коэффициент $\psi \leqslant 1$ показывает, насколько уменьшится этот расход в связи с падением напора в водоносном пласте, причем ψ зависит так же, как φ_0 и φ_R, только от параметра αR.

Параметр αR был принят равным

$$\alpha R = R \sqrt{\frac{k}{k_1 T T_1}} \tag{275}$$

и может изменяться в широких пределах. Он тем больше, чем больше площадь дренирования и чем более проницаем верхний покровный пласт (суглинок), и уменьшается с увеличением проницаемости, мощности и глубины залегания водоносного пласта.

Интересным является исследование решений для малых и больших значений параметра αR.

При малых значениях αR действительны приближенные формулы:

$$I_0(x) \sim 1 + \frac{x^2}{4}, \quad I_1(x) \sim \frac{x}{2}\left(1 + \frac{x^2}{8}\right),$$

$$K_0(x) \sim -I_0\left(C + \ln \frac{x}{2}\right); \quad C = 0{,}5772,$$

$$K_1(x) \sim \frac{1}{x}.$$

Тогда в соответствии с формулами (272)—(274) имеем для весьма малых значений αR:

$$\varphi_0 \sim \varphi_R \sim \psi \sim 1, \tag{276}$$

то есть при малых площадях дренирования и глубоком залегании мощного водоносного пласта не следует ожидать существенного снижения напора ΔH в водоносном пласте. Для больших значений αR пригодны такие приближенные формулы:

$$I_0(x) \sim \frac{e^x}{\sqrt{2\pi x}}\left[1 + \frac{1}{8x}\right], \quad I_1(x) \sim \frac{e^x}{\sqrt{2\pi x}}\left[1 - \frac{3}{8x}\right],$$

$$K_0(x) \sim \sqrt{\frac{\pi}{2x}}\, e^{-x}\left[1 - \frac{1}{8x}\right],$$

$$K_1(x) \sim \sqrt{\frac{\pi}{2x}}\, e^{-x}\left[1 + \frac{3}{8x}\right].$$

Учитывая эти формулы, получим для больших значений αR следующие выражения для коэффициентов в формулах (272)—(274):

$$\varphi_0 \sim \sqrt{\frac{\pi\alpha R}{2}}\left[1 + \frac{3}{8\alpha R}\right] e^{-\alpha R}, \tag{277}$$

$$\varphi_R \sim \frac{1}{2}\left[1 + \frac{1}{8\alpha R}\right]\left[1 + \frac{3}{8\alpha R}\right], \tag{278}$$

$$\psi \sim \frac{1}{\alpha R}\left[1 - \frac{9}{64\alpha^2 R^2}\right]. \tag{279}$$

Из приведенных формул видно, что при весьма больших значениях αR коэффициенты φ_0, φ_R и ψ стремятся к пределам $\varphi_0 \longrightarrow 0$, $\varphi R \longrightarrow 0{,}5$, $\psi \sim \frac{1}{\alpha R}$, что показывает на значительное снижение напорности водоносного пласта в случае больших величин параметра αR.

Приближенными формулами можно пользоваться для $\alpha R > 5$.

При $\alpha R \leqslant 5$ коэффициенты φ_0, φ_R и ψ для расчета снижения напорности водоносного пласта под влиянием дренирования территории можно определить с помощью рисунка 29.

Отметим соблюдение неравенства $\varphi_0 < \psi < \varphi_R$. Коэффициент расхода ψ может быть истолкован так же,

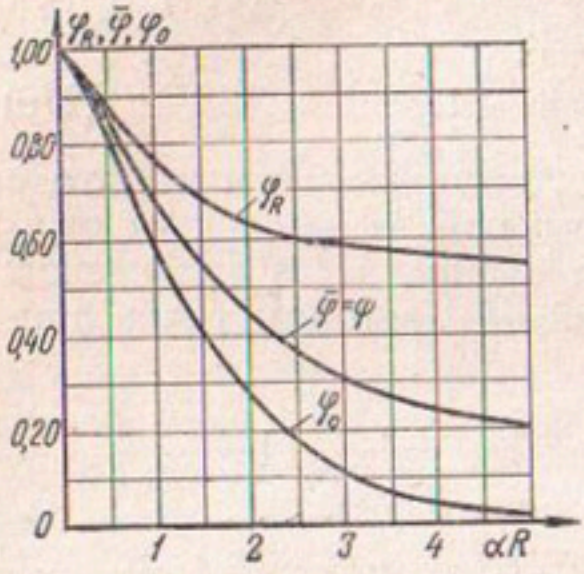


Рис. 29. Значения коэффициентов снижения напора в центре дренируемого массива φ_0, на его периферии φ_R и среднее значение для всего массива $\bar{\varphi}$ в зависимости от параметра αR.

как коэффициент среднего напора $\bar{\varphi}$. Это видно из выражения для среднего напора:

$$(h-T)_{\text{ср}} = \frac{1}{\pi R^2}\int_0^R (h-T)\,2\pi r dr.$$

Подставляя значение $(h—T)$ по формуле (258), получим:

$$(h-T)_{\text{ср}} = \frac{2(h_0-T)}{\alpha R^2}\int_0^{\alpha R} (\alpha r)\,I_0(\alpha r)\,d(\alpha r) =$$

$$= \frac{2}{\alpha R}(h_0-T)\,I_1(\alpha R).$$

С учетом выражений (273) и (274) имеем:

$$(h-T)_{\text{ср}} = \Delta H 2 I_1(\alpha R)\,K_1(\alpha R) = \Delta H \psi,$$

откуда $\bar{\varphi}=\psi$.

Пользуясь приведенными формулами, можно приближенно учесть снижение напорности в водоносном пласте за счет действия дренажа.

Для этого в расчетные формулы, приведенные на страницах 151—152, вместо начального превышения напора в водоносном пласте над уровнем воды в дренах ΔH вводят аналогичную величину ΔH^* с учетом снижения ее под действием дренажа. Ее можно определить по формуле

$$\Delta H^* = \varphi \Delta H. \qquad (280)$$

Коэффициент φ зависит только от параметра:

$$\alpha R = R\sqrt{\frac{k}{k_1 T T_1}} \sim \sqrt{\frac{Fk}{\pi k_1 T T_1}}, \qquad (281)$$

где F — площадь дренирования, м²; T и T_1 — глубина залегания водоносного пласта ниже уровня размещения дрен (T) и мощность водоносного пласта T_1, м; k и k_1 — коэффициенты фильтрации покровного (осушаемого) пласта, в который заложены дрены, и водоносного пласта, м/сут. Коэффициент φ находят по рисунку 29 или по формулам (277) — (279), причем для периферийных дрен принимается значение φ_R, для центральных дрен φ_0 и для всей площади дренирования (среднее значение) $\overline{\varphi} = \psi$.

В случае, если необходим также учет слоистости (неоднородности) грунта, в расчетные формулы вводят вместо фактической глубины залегания водоносного пласта T приведенную величину T_0, определяемую по формуле (251).

Пример. Определить расстояние между открытыми дренами глубиной 3,5 м, шириной по дну $b_0 = 1$ м, если известно, что в настоящее время засоленные грунтовые воды находятся на расстоянии 1,5 м от поверхности земли, а их необходимо снизить до глубины 2,5 м. На глубине 30 м от поверхности земли залегает водоносный пласт мощностью 20 м с коэффициентом фильтрации $k_1 = 40$ м/сут, пьезометрическая поверхность в котором совпадает с существующим уровнем грунтовых вод. Коэффициент фильтрации суглинка, в который закладывают дрены, $k = 0{,}5$ м/сут; однако ниже имеются горизонтальные прослойки тяжелого суглинка с $k_2 = 0{,}02$ м/сут общей мощностью 8 м; интенсивность (среднегодовая) инфильтрационного питания (потери из каналов и промывные воды, приведенные к среднегодовому питанию) $q = 0{,}20$ л/с·га. Площадь дренирования 500 га.

1. Определяем «приведенную» глубину залегания водоносного пласта с учетом плохопроницаемых прослоек. От дна дрены водоносный пласт залегает на глубине $T = 30 - 3{,}5 = 26{,}5$ м.

«Приведенная» глубина залегания водоносного пласта по формуле (251) будет равна $T_0 = 218{,}5$ м.

2. Определяем напор в водоносном пласте с учетом его уменьшения после строительства дренажа.

До устройства дренажа напор $\Delta H = 30 - 1{,}5 - 26{,}5 = 2$ м.

Средний радиус для дренированной площади (приводят ее к кругу) будет равен $R = \sqrt{F/\pi} = 1265$ м.

Параметр αR определим по формуле (281):

$$\alpha R = R\sqrt{\frac{k}{k_1 T_0 T_1}} = 2{,}14.$$

Зная параметр $\alpha R = 2{,}14$, пользуясь рисунком 29, находим значения коэффициентов напоров для центральных дрен $\varphi_0 = 0{,}25$, в среднем для всего массива $\overline{\varphi} = 0{,}42$ и для периферических дрен $\varphi_R = 0{,}63$.

Соответствующие значения напора в водоносном пласте с учетом его снижения под влиянием устройства дренажа определим по

формуле (280): начальный напор (без учета снижения) $\Delta H=2$ м, для центральных дрен $\Delta H^*=0{,}25\cdot 2=0{,}5$ м, в среднем для массива $\Delta H^*=0{,}42\cdot 2=0{,}84$ м и для периферических дрен $\Delta H^*=0{,}63\cdot 2=1{,}26$ м.

3. Определим расстояния между дренами, полагая, что будет иметь место неравенство $B/T_0\leqslant 3$, то есть применяя формулы для относительно глубокого залегания водоупора (233) — (238).

Расчетные данные: $k=0{,}5$ м/сут; $q=0{,}2$ л/с·га; $\bar{q}=q/k=0{,}00345$; $T_0=218{,}5$ м; $\bar{q}T_0=0{,}75$ м; $\Delta h=3{,}5-2{,}5=1{,}0$ м.

Вспомогательные величины, применяемые в формулах (235)—(238), следующие:

$$d=\frac{b_0}{2}=0{,}5\text{ м},\quad d^*=\sqrt{2d(\Delta h+d)}=1{,}22\text{ м},$$

$$\Delta\bar{H}=\frac{\Delta H^*+\bar{q}T_0}{\Delta h}=\Delta H^*+0{,}75,$$

причем без учета снижения напорности $\Delta\bar{H}=2{,}75$, для центральных дрен $\Delta\bar{H}=1{,}25$, в среднем для массива $\Delta\bar{H}=1{,}59$ и для периферических дрен $\Delta\bar{H}=2{,}01$.

Подставив в формулу С. Н. Нумерова (233) известные величины без учета снижения напорности ($\Delta\bar{H}=2{,}75$), подбором найдем значение $T^*=9{,}54$; расстояние между дренами будет равно $B=\pi T_0/T^*=72$ м.

Аналогично для центральных дрен ($\Delta\bar{H}=1{,}25$) имеем $T^*=2{,}35$, $B=292$ м.

В среднем для массива ($\Delta\bar{H}=1{,}59$) находим $T^*=4{,}21$, $B=163$ м и для периферических дрен ($\Delta\bar{H}=2{,}01$) $T^*=6{,}23$, $B=110$ м.

Для сопоставления определим расстояние между дренами, пользуясь формулой автора (237). Без учета снижения напорности ($\Delta\bar{H}=2{,}75$) имеем $T^*=7{,}46$, $B=92$ м.

Такие же расчеты для центральных дрен дают $T^*=1{,}99$, $B=345$ м, в среднем для массива $T^*=3{,}42$, $B=201$ м и для периферических дрен $T^*=4{,}98$; $B=138$ м.

Во всех случаях найденные расстояния между дренами (от 72 до 345 м) удовлетворяют неравенству $\frac{B}{T_0}\leqslant 3$ (при $T_0=218{,}5$ м), что позволяет пользоваться формулами (233) — (238) для относительно глубокого залегания водоносного пласта.

4. Находим приток воды к дренам и модуль дренажного стока. Пользуясь формулой С. Н. Нумерова (234), находим для случая, когда снижение напора не учитывается ($\Delta\bar{H}=2{,}75$ м), $Q=0{,}311$ м³/сут на 1 м дрены при $k=0{,}5$ м/сут, $\Delta h=1$ м, $T^*=9{,}54$ (найдено при определении расстояний между дренами). Этот приток воды при расстоянии между дренами $B=72$ м соответствует суммарному модулю дренажного стока $q_{др}=\frac{Q}{B}=0{,}5$ л/с·га.

Из общего количества 0,5 л/с·га инфильтрационное питание составляет $q=0{,}2$ л/с·га и подпитывание напорными водами $q_1=0{,}5-0{,}2=0{,}3$ л/с·га.

Таблица 12. **Влияние снижения напоров на работу дренажа**

Характеристика	$\Delta\overline{H}$	Q, м³/сут на 1 м	$q_{др}$, л/с·га	q_1, л/с·га
Без учета снижения напора	2,75	0,410	0,52	0,32
Центральные дрены	1,25	0,302	0,10	—0,10
В среднем для массива	1,59	0,340	0,20	0
Периферические дрены	2,01	0,370	0,31	0,11

Аналогичные расчеты для центральных дрен дают: $Q=-0{,}236$ м³/сут на 1 м, $q_{др}=0{,}09$ л/с·га, $q_1=-0{,}11$ л/с·га.

В среднем для массива получаем значения $Q=0{,}263$ м³/сут на 1 м, $q_{др}=0{,}19$ л/с·га, $q_1=-0{,}01$ л/с·га и для периферических дрен $Q=0{,}286$ м³/га на 1 м, $q_{др}=0{,}30$ л/с·га и $q_1=0{,}10$ л/с·га.

Результаты вычислений по формуле автора (238) приведены в таблице 12.

В приведенных расчетах обращают внимание на себя отрицательные значения модуля питания напорными водами (q_1) для некоторых случаев, что говорит о поступлении инфильтрационных вод в нижний водоносный пласт с промывкой толщи покровных грунтов (по крайней мере по вертикали между дренами).

5. Прежде чем сопоставлять результаты расчетов, определим расстояние между дренами и их расходы без учета слоистости грунта и снижения напорности в водоносном пласте.

В этом случае имеем $T=26{,}5$ м, $k=0{,}5$ м/сут, $\Delta H=2{,}0$ м, $qT=0{,}09$ м, $\Delta\overline{H}=2{,}09$. По формулам С. Н. Нумерова (233)—(234) найдем: $T^*=4{,}23$, $B=19{,}6$ м, $Q=0{,}484$ м³/сут на 1 м, чему соответствует дренажный модуль $q_{др}=2{,}87$ л/с·га и модуль подпитывания напорными водами $q_1=2{,}67$ л/с·га.

Аналогичные расчеты по формулам автора (237)—(238) дают значения $T^*=3{,}08$, $B=27$ м, $Q=0{,}652$ м³/сут на 1 м, $q_{др}=2{,}81$ л/с·га, $q_1=2{,}61$ л/с·га.

6. Сопоставление результатов расчетов для рассматриваемого примера приведено в таблице 13.

Кроме ранее вычисленных величин, в таблице даны значения глубины проникания инфильтрационных вод a, определенные по формуле (230). На основании данных таблицы 14 для условий примера можно сделать некоторые выводы, носящие в некоторой степени общий характер:

а) условия примера выбраны типичные для применения дренажа как средства борьбы с засолением орошаемых земель ($k=0{,}5$ м/сут, интенсивность инфильтрационного среднегодового питания $q=0{,}2$ л/с·га, понижение грунтовых вод на глубину 2,5 м при глубине дрен 3,5 м).

В таких условиях даже относительно глубокое залегание водоносного пласта (30 м от поверхности земли) с незначительным постоянным неснижающимся напором, превышающим уровень воды в дренах только на $\Delta H=1$ м, создает настолько интенсивное восходящее движение напорных вод, что для удовлетворения поставленным требованиям дренаж приходится размещать весьма часто ($B=20\div30$ м). При этом дренажный модуль составляет 2,8÷2,9 л/с·га, из

Таблица 13. **Влияние учета снижения напорности и слоистости на показатели работы дренажа**

Характер расчета	Способ расчета и № формул	В среднем для массива				Центральные дрены				Периферические дрены			
		B, м	$q_{др}'$, л/с·га	q_1, л/с·га	a, м	B, м	$q_{др}'$, л/с·га	q_1, л/с·га	a, м	B, м	$q_{др}'$, л/с·га	q_1, л/с·га	a, м
Без учета слоистости грунта и снижения напорности в водоносном пласте	С. Н. Нумеров, (233)—(234)	19,6	2,87	2,67	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	С. Ф. Аверьянов, (237)—(238) и (230)	27,0	2,81	2,61	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—
С учетом слоистости грунта и без учета снижения напорности водоносного пласта	С. Н. Нумеров, (233)—(234)	72	0,50	0,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	С. Ф. Аверьянов, (237)—(238) и (230)	92	0,52	0,32	11,9	—	—	—	—	—	—	—	—
С учетом обоих факторов (слоистости грунта и снижения напорности)	С. Н. Нумеров (233)—(234),	163	0,19	—0,01	—	292	0,09	—0,11	—	110	0,30	0,10	—
	С. Ф. Аверьянов, (237)—(238) и (230)	201	0,20	0,00	$\geqslant T_0$	345	0,10	—0,10	$\geqslant T_0$	138	0,31	0,11	$\geqslant T_0$

них только 0,2 л/с·га приходится на промывные (инфильтрационные) воды (дренаж в основном будет отводить глубинные, обычно засоленные напорные воды из водоносного пласта). Глубина погружения относительно пресных инфильтрационных вод на междренье составляет $a=0{,}6$ м, что создает угрозу реставрации засоления.

В таких случаях устройство горизонтального дренажа нецелесообразно. Этот вывод основан на предположении однородности покровного осушаемого грунта и неизменности напора в водоносном пласте; для последнего условия необходима весьма большая проницаемость и мощность водоносного напорного пласта;

б) условия работы горизонтального дренажа значительно улучшаются при наличии горизонтальных прослоек плохопроницаемых грунтов между дренами и водоносным пластом (для условий примера их мощность принята 8 м при $k_2=0{,}02$ м/сут), что часто встречается в практике (например, для условий древнеаллювиальных отложений). Несмотря на мощный водоносный пласт (и неснижающийся напор в нем), расстояние между дренами может быть увеличено до 70—90 м, причем суммарный дренажный модуль стока уменьшается до 0,5 л/с·га, из которых 40% составят промывные (инфильтрационные) и 60% напорные воды; предельная глубина опреснения возрастает приблизительно до 12 м.

В этом случае, хотя горизонтальный дренаж более целесообразен, чем для однородного грунта, все же его эффективность снижается относительно близкими расстояниями между дренами (70—90 м) и тем, что дренажный сток более чем наполовину (60%) будет состоять из глубинных напорных восходящих вод;

в) когда пропускная способность напорного водоносного пласта ограничена, то, пользуясь предлагаемым приближенным способом, можно учесть снижение напорности в водоносном пласте. Здесь обращает на себя внимание резкое различие в работе центральных и периферических дрен. Если в среднем для массива (для условий примера) можно принять расстояние между дренами $B=160\div200$ м, то для центральных дрен оно увеличивается до $290\div350$ м, а для периферических снижается до $110\div140$ м. Это обстоятельство в практике проектирования и строительства часто не учитывается.

Суммарный модуль дренажного стока в некоторых случаях равен промывному (инфильтрационному) питанию, а в некоторых меньше его. Так, для примера в среднем для массива дренаж будет отводить в основном инфильтрационные воды, хотя периферические дрены будут работать также по отводу глубинных восходящих вод, а для района центральных дрен характерно даже поступление в водоносный пласт инфильтрационных вод. Это явление объясняется тем, что в соответствии с основной расчетной схемой (рис. 27) имеется два встречающихся потока — нисходящий поток инфильтрационных вод и восходящий поток напорных вод. Оба потока встречаются, образуют линию раздела, затем заворачивают в сторону дрен, куда и поступают. В зависимости от интенсивности этих потоков граница между ними на междренье может быть расположена выше или ниже (она оценивается величиной a) и в том числе при малом напоре в водоносном пласте ΔH, большой интенсивности инфильтрационного питания и значительной величине Δh может опуститься непосредственно до водоносного пласта, то есть посредине междренья может образоваться сплошной, опускающийся в водоносный пласт инфильтрационный поток.

Полученные для примера расстояния между дренами с учетом неоднородности строения покровного грунта и снижения напорности будут приемлемыми для практики (160÷200 м), хотя этот вопрос должен решаться на основе технико-экономических расчетов;

г) из рисунка 29 видно, что значения коэффициентов φ, φ_0 и φ_R резко снижаются при увеличении параметра αR, что значительно улучшает условия работы дренажа. Так как параметр αR по формуле (281) равен $\alpha R = \sqrt{\frac{Fk}{\pi k_1 T T_1}}$, то вредное для дренажа влияние напорных грунтовых вод ослабевает с ростом площади дренирования (F) и уменьшением пропускной способности водоносного пласта ($k_1 T_1$); оценить влияние глубины залегания водоносного пласта (T_0) и коэффициента фильтрации покровных грунтов (k) сложнее, так как эти величины входят не только в параметр αR, но и в основные расчетные формулы.

Более тщательный анализ показывает, что увеличение мощности покровных пород (T) существенно снижает влияние напорности.

Неустановившийся режим работы дренажа

Выше указывалось, что недостаточно рассчитать дренаж на отвод среднегодового питания. Надо показать, что внутригодовые колебания уровня грунтовых вод не будут выходить за допустимые пределы. Необходимо рассмотреть неустановившийся режим, характеризующийся усиленным питанием грунтовых вод (периоды промывок и отчасти вегетационный) и сработкой накопленных запасов грунтовых вод в периоды ослабленного питания (главным образом зимой). Важно отметить, что в периоды усиленного питания грунтовых вод часть поступающей воды будет расходоваться на увеличение запасов грунтовых вод, на подъем их уровня, а часть — на дренажный сток, причем по мере подъема уровня грунтовых вод сток будет увеличиваться, пока при длительном питании не наступит равенство притока и оттока и не прекратится подъем уровня грунтовых вод. Допустим, что питание (промывки и т. д.) прекращается. Тогда будет происходить расходование ранее накопленной воды на дренажный сток, сначала более интенсивное, затем по мере сработки запасов грунтовой воды замедленное. В обоих случаях, то есть и при подъеме грунтовых вод и при их спаде, продолжительность периодов может оказаться недостаточной для наступления предельного состояния. В этих случаях следующий период может начаться, «наслаиваясь» на предыдущие.

Период подъема уровня грунтовых вод (периоды

усиленного питания). Возвращаясь к схеме (рис. 21, *а*), примем, что в начальный момент времени ($t=0$) уровень грунтовых вод совпадал с уровнем воды в дренах, но далее началось равномерное по площади поступление питания интенсивностью q. Тогда при $T=\text{const}$ следует рассматривать плоскую задачу неустановившегося движения, что для данной схемы представляет значительные трудности (Аравин, Нумеров, 1953; Аверьянов, 1956; Полубаринова-Кочина, 1952; Dumm, 1954; Hammad, 1957). Приведем приближенные решения, соответствующие близкому и глубокому залеганию поверхности водоупора.

а) *Близкое залегание поверхности водоупора.*

Считая, что относительный подъем поверхности грунтовых вод невелик $\left(\frac{H}{T} \ll 1\right)$, можно воспользоваться линеаризированным уравнением Буссинеска (Аверьянов, 1957 а; Аравин, Нумеров, 1953; Аверьянов, 1956; Полубаринова-Кочина, 1952):

$$\delta \frac{\partial h}{\partial t} = kH_c \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + q. \tag{282}$$

Введем безразмерные параметры: $\bar{x}=x/L$; L — длина потока (на рис. 21, *а* $L=B/2$); $\bar{h}=h/H_0'$; H_0' — предельный подъем поверхности грунтовых вод; $\bar{t}=t/\tau$ (τ — время стабилизации).

Относительная интенсивность питания η равна:

$$\eta = \frac{qL^2}{kH_c H_0'}. \tag{283}$$

Тогда формула (282) примет вид:

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{t}} = \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2} + \eta. \tag{284}$$

Размещая координаты: $\bar{x}=0$ — дрена; $\bar{x}=\pm 1$ — водораздел между дренами ($L=B/2$), получим решение уравнения (284):

$$\bar{h} = \eta\left\{\bar{x}\left(1-\frac{\bar{x}}{2}\right) - \frac{16}{\pi^3}\sum_{1}^{\infty}\frac{1}{(2n-1)^3} \times \right.$$

$$\left. \times \sin\frac{(2n-1)\pi\bar{x}}{2} \cdot e^{-\left[\frac{\pi^2(2n-1)^2}{4}\bar{t}\right]}\right\}. \tag{285}$$

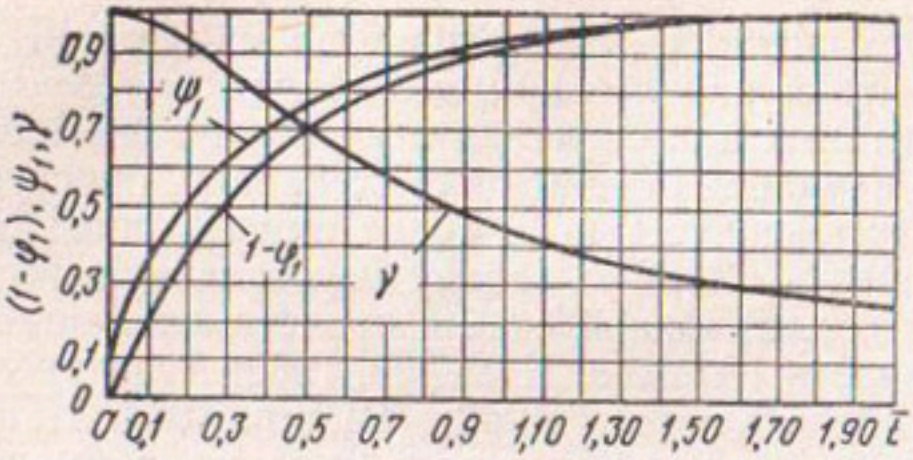


Рис. 30. Зависимости коэффициентов напоров $1-\varphi_1$, расходов ψ_1 и коэффициента использования свободной емкости грунта γ от относительного времени $\bar{t}$.

Посредине между дренами $\bar{x}=1$, тогда

$$\bar{h}_{L,\bar{t}} = \frac{\eta}{2}(1-\varphi_1) \tag{286}$$

или

$$h_{L,\bar{t}} = H_0'(1-\varphi_1), \tag{287}$$

где $H_0' = \dfrac{qL^2}{2kH_c}$ — наибольший подъем по Кене;

$$1-\varphi_1 = 1-\frac{32}{\pi^3}\left[q_*^{1/4} - \frac{1}{27}q_*^{9/4} + \frac{1}{125}q_*^{25/4} - \cdots\right], \quad q_* = e^{-\pi^2\bar{t}}. \tag{288}$$

Следовательно, коэффициент φ_1 зависит только от относительного времени, что позволяет составить график, приведенный на рисунке 30. На нем изображен подъем поверхности грунтовых вод на междренье в долях от наибольшего подъема H_0', определенного по Кене.

В начале питания подъем происходит линейно, причем $1-\varphi_1=2\bar{t}$, то есть $h=qt/\delta$. Это указывает на то, что питание вначале расходуется на простое заполнение свободной порозности и роль дренажа не сказывается. В дальнейшем при нарастании влияния дренажа подъем грунтовых вод затухает и уже при $\bar{t}=1$, то есть по достижении времени стабилизации, достигает более 90% своего наибольшего значения.

Определяя дренажный сток по формуле

$$Q = kH_c\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=0},$$

получим $Q=\psi_1 Q_0$.
Здесь $Q_0=2qL=qB$, а

$$\psi_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2}\left[q_*^{1/4} + \frac{1}{9}q_*^{9/4} + \frac{1}{25}q_*^{25/4} + \cdots\right]. \quad (289)$$

График ψ_1 (рис. 30) показывает, что дренажный расход возрастает со временем. Учитывая «висячесть» дрен, следует ввести поправку в величину времени стабилизации, считая его по формуле

$$\tau = \frac{\delta L^2}{kH_c\alpha}, \quad (290)$$

где α — коэффициент «висячести».

Если известно размещение дрен (B), то определение динамики подъема поверхности грунтовых вод и дренажного стока не представляет трудностей.

Для нахождения расстояния между дренами B по допустимому подъему сравним формулы $H_0'=q\tau/2\delta$ и $h=H_0'(1-\varphi_1)$, откуда получим

$$h = \frac{qt}{\delta}\gamma, \quad (291)$$

где $\gamma=\dfrac{1-\varphi_1}{2\bar{t}}$ — коэффициент, зависящий только от относительного времени (рис. 30).

Следовательно, подъем поверхности грунтовых вод при наличии дренажа может быть определен как произведение подъема поверхности грунтовых вод без дренажа qt/δ на коэффициент γ, показывающий, какая доля питания грунтовых вод идет на подъем их поверхности; коэффициент $(1-\gamma)$ показывает, какую долю «снимает» дренаж.

Коэффициент γ изменяется от $\gamma=1$ при $\bar{t}=0$ до $\gamma=0$ при $\bar{t}=\infty$.

Перепишем формулу (291) в виде

$$\gamma = \frac{h\delta}{qt}, \quad (292)$$

где h — допустимый подъем поверхности грунтовых вод; δ — свобод-

ная порозность; q — интенсивность и t — продолжительность питания грунтовых вод.

Числитель в правой части формулы (292) показывает допустимое увеличение запасов грунтовых вод за счет подъема их поверхности $h\delta$, а знаменатель — полное питание грунтовых вод qt, отчего коэффициент γ может быть назван коэффициентом использования свободной емкости грунта, а коэффициент $(1-\gamma)$ характеризует степень использования дренажа. Так как правая часть уравнения (292) известна, то, определив γ по рисунку 30, находим относительное время $\bar{t}$ и время стабилизации τ; затем определяем B по формуле

$$B = 2\sqrt{\frac{kH_c\tau\alpha}{\delta}}. \qquad (293)$$

б) *Глубокое залегание водоупора.*

В этом случае расстояние между дренами находят подбором, то есть задается величина B и характеризуется динамика подъема. Если эта динамика удовлетворяет поставленным требованиям, то принятое расстояние оставляют, если нет, то изменяют в нужном направлении. При этих расчетах могут быть использованы следующие формулы.

Наибольший подъем поверхности грунтовых вод посредине между дренами H_0' при установившемся инфильтрационном питании определяют подбором из формулы (117) при $\Delta H = H_0'$:

$$H_0' = \frac{Bq}{\pi k}\ln\frac{2B}{\pi\sqrt{2H_0'd}}. \qquad (294)$$

Время t, за которое грунтовые воды поднимаются на величину h, определяют по формуле

$$t = \frac{\delta B}{\pi k}\ln\frac{2B}{\pi\sqrt{2d}\cdot\sqrt[4]{H_0'(H_0'-h)}}\ln\frac{H_0'}{H_0'-h}. \qquad (295)$$

Период спада грунтовых вод. Этот период весьма важен для расчета дренажа, так как характеризует работу дренажа по отводу промывных вод после окончания промывки и своевременному (к началу полевых работ и вегетационных поливов) понижению уровня грунтовых вод.

Рассмотрим наиболее характерный случай, когда испарение с поверхности грунтовых вод и их питание отсутствуют, а дренаж работает по отводу ранее накопленных запасов грунтовых вод.

а) *Конечное залегание поверхности водоупора.*

Примем за начальное положение поверхности грунтовых вод положение, соответствующее установившемуся движению при инфильтрационном питании, рассмотренному при подъеме грунтовых вод, при этом можно записать: $t=0;\ h=\frac{4x}{B}\left(1-\frac{x}{B}\right)H_0'$.

Два других условия дают: $h=0$ при $x=0$ и $x=B$; $\frac{\partial h}{\partial x}=0$ при $x=\frac{B}{2}$.

Решая уравнение Буссинеска для этого случая, получим (Аверьянов, 1956, 1957а):

$$h=H_0'\frac{32}{\pi^3}\sum_1^{\infty}\frac{\sin^2\frac{n\pi}{2}}{n^3}\sin\frac{n\pi x}{B}\exp\left(-\frac{n^2\pi^2\bar{t}}{4}\right). \quad (296)$$

В частности, для $x=B/2$ имеем:

$$h=H_0'\frac{32}{\pi^3}\left[q_*^{1/4}-\frac{1}{27}q_*^{9/4}+\frac{1}{125}q_*^{25/4}-\dots\right]=H_0'\varphi_1. \quad (297)$$

Аналогично

$$Q_{др}=Q_0(1-\psi_1), \quad (298)$$

где $Q_0=qB$; коэффициент ψ_1 определяют по формуле (289).

Спад поверхности грунтовых вод и дренажный отток после прекращения питания грунтовых вод характеризуются коэффициентами φ_1 и $1-\psi_1$, зависящими только от относительного времени (рис. 30).

Приведенными формулами несложно пользоваться для определения расстояния между дренами. Для этого, зная необходимое опускание поверхности грунтовых вод $\Delta=H_0'-h$ в заданные сроки t, следует определить коэффициент $\varphi_1=h/H_0'$, по которому, пользуясь рисунком 30, найти относительное время $\bar{t}$.

Зная $\bar{t}$, находим необходимое время стабилизации τ и по формуле (293) расстояние между дренами B, причем значение α сначала принимается в пределах $0{,}5<\alpha<1$, а затем после определения B уточняется по рисунку 23.

б) *Глубокое залегание водоупора* ($T \to \infty$). Формула для этого случая принимает вид:

$$t = \frac{\delta B}{k\pi} \ln \frac{2B}{\pi \sqrt{2d} \cdot \sqrt[4]{hH_0'}} \ln \frac{H_0'}{h}. \qquad (299)$$

Расчет комбинированных дренажных систем в условиях напорного питания

Наблюдения в полевых условиях, а также лабораторные исследования (Рустамов, 1962) при наличии напорных вод показали, что действие горизонтального дренажа можно усилить путем устройства вдоль дрен относительно мелких самоизливающихся вертикальных скважин, не достигающих очень глубоко залегающего основного водоносного пласта (Аверьянов, Рустамов, 1963).

Схема решения. Рассматривается система параллельных открытых дрен (каналов) глубиной h, расположенных на расстоянии B одна от другой. На глубине T под дном каналов находится напорный водоносный пласт с превышением напора над уровнем воды в канале S_0'. В дне канала пробурены вертикальные скважины радиусом r_0 и глубиной l_0, причем $l_0 < T$; в своей нижней части (l) они имеют фильтр. По длине канала скважины размещены через $2R$. Грунтовые воды питаются как со стороны поверхности земли (промывные воды, потери от орошения), так и со стороны напорного водоносного пласта (рис. 31).

Сложность рассматриваемой картины движения заключается в наличии трех течений: потока опускающихся и поступающих в дрену инфильтрационных вод; потока напорных вод, поступающих в скважины; потока напорных вод, поступающих в дрены. Совокупность этих потоков и создает общее движение инфильтрационных и напорных вод к скважинам и дрене. Серьезным затруднением в решении задачи является то, что границы между этими потоками (*1—1—1—1*, *2—2—2—2*; *3—3—3—3* на рисунке 31) заранее неизвестны.

При отсутствии скважин задача о притоке напорных и инфильтрационных вод к дренам решена С. Ф. Аверьяновым (1960). Можно получить решение для притока воды к системе скважин (без учета работы дрены). Складывая эти течения и учитывая (экспериментально)

их интерференцию, будем искать результат совместной работы дрены и скважин.

Рассмотрение начнем с системы вертикальных скважин.

Как видно по рисунку 31, требуется найти приток воды к системе вертикальных несовершенных скважин, размещенных рядами с расстояниями между скважинами в ряду $2R$ и между рядами B, причем $B \gg 2R$.

За верхнюю границу потока примем горизонтальную плоскость $A—A$; нижней границей является поверхность напорного пласта; за боковые границы потока примем параллельные вертикальные плоскости, проходящие на расстояниях $2R$, и другую пару плоскостей (перпендикулярную к первой) на расстоянии B_0, причем $B_0 < B$. Следовательно, для параллелепипеда, имеющего основание $2R \times B_0$ и высоту $T (T = C_2 + l + C_1)$, надо найти приток к несовершенной скважине, ось которой совпадает с вертикальной осью параллелепипеда, а фильтр

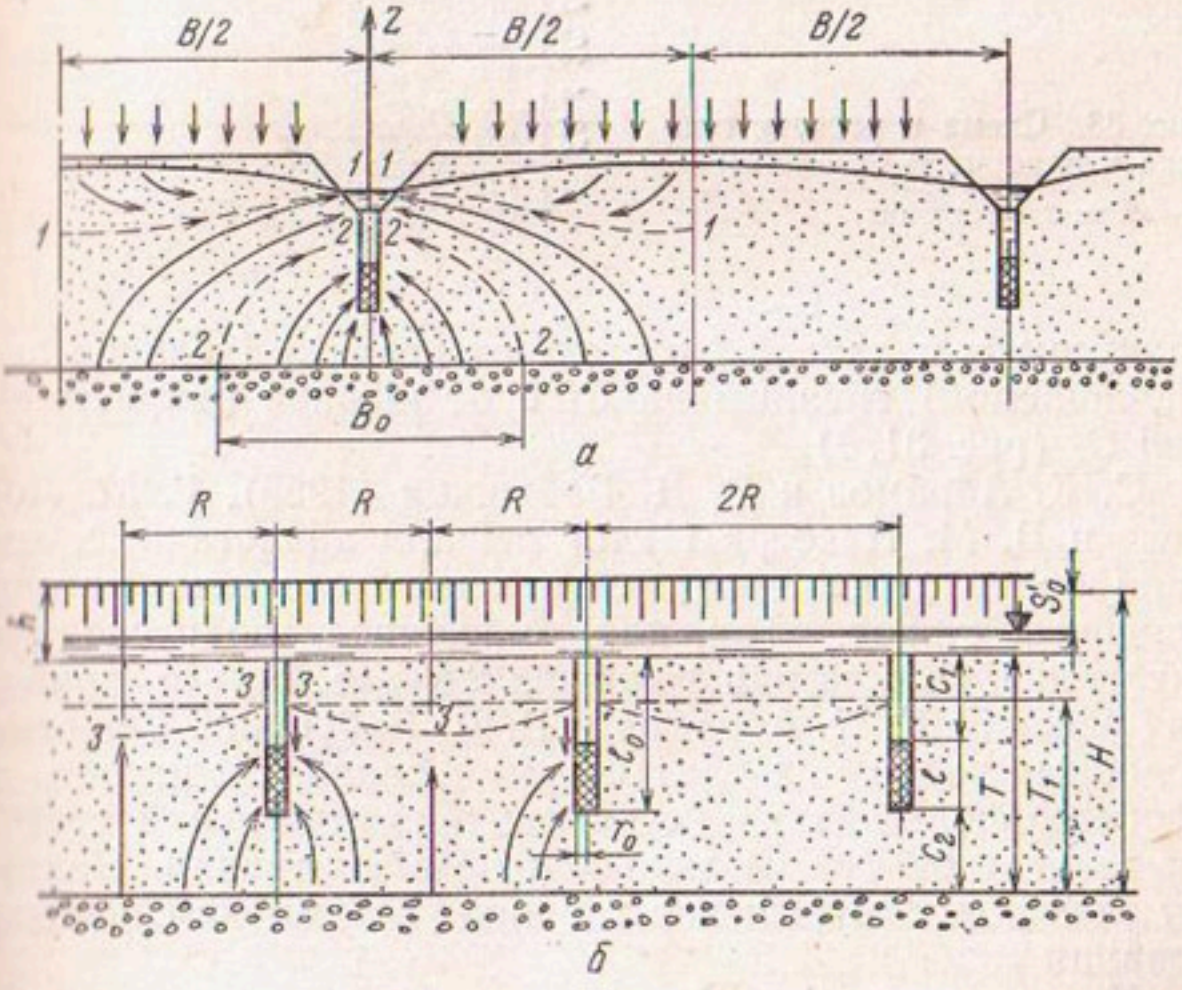


Рис. 31. Схема к расчету комбинированного дренажа в условиях напорного питания. Разрез через скважины перпендикулярно к дренам (*а*) и вдоль дрен (*б*).

Рис. 32. Схемы отображения пары линейных стоков.

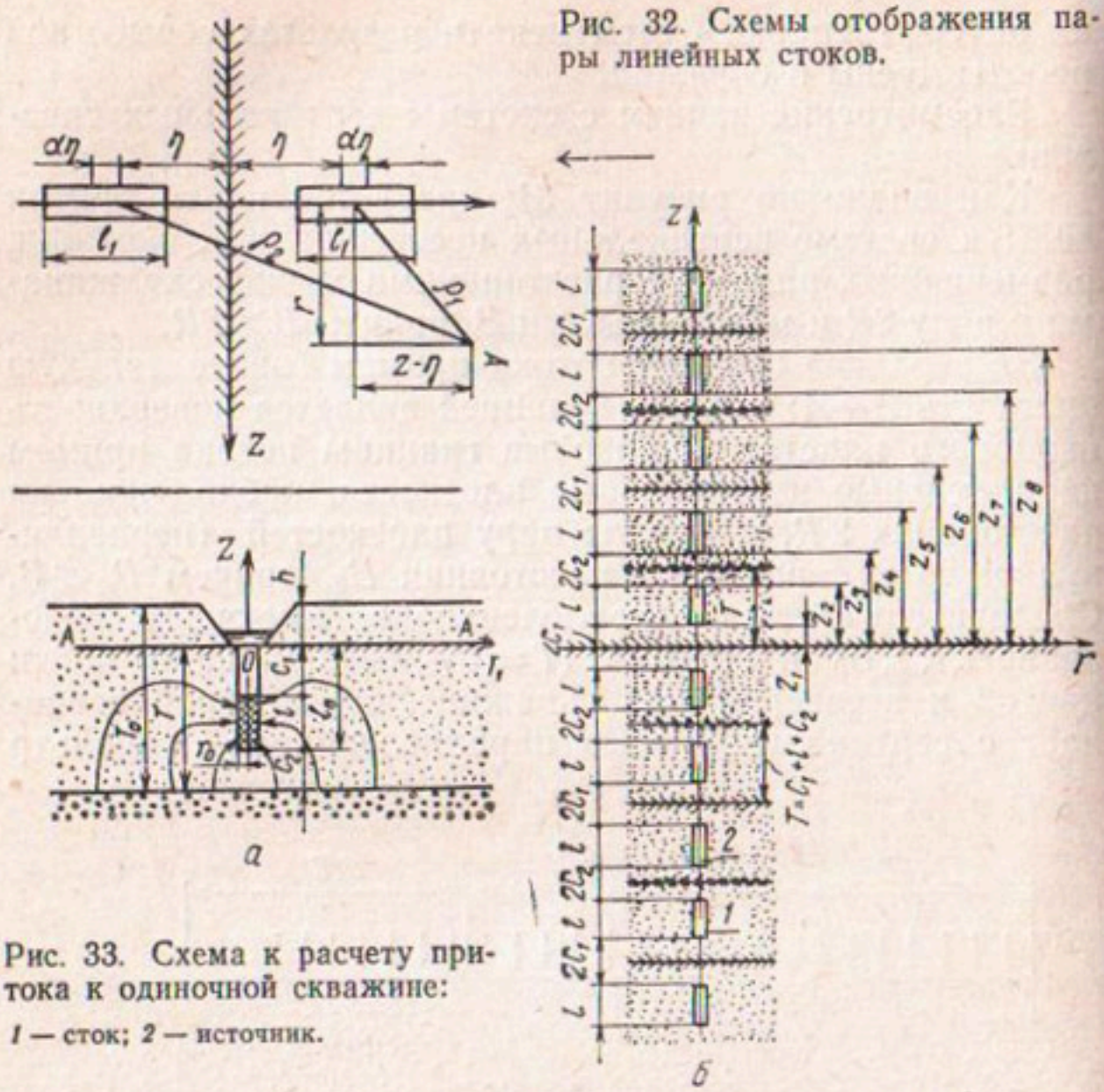


Рис. 33. Схема к расчету притока к одиночной скважине:

1 — сток; *2* — источник.

радиусом r_0 и длиной l отстоит от верхней (условно непроницаемой) границы на C_1 и от нижней на расстоянии C_2 (рис. 31, *б*).

С. К. Абрамов и В. Д. Бабушкин (1955), Г. М. Ломизе и В. М. Насберг (1946) решили аналогичные, однако более простые задачи с использованием метода линейных стоков. Так, для одиночной «подрусловой» скважины, то есть при условиях $2R \to \infty$, $B_0 \to \infty$, приводят решение С. К. Абрамов и В. Д. Бабушкин. Решение подобных задач приводит к сумме рядов, сходимость и удобство пользования которыми в значительной степени зависят от формы записи и преобразований. Поэтому приведем это решение в более удобном для использования виде.

Приток к одиночной скважине. Применяя метод линейных стоков, для их пары (рис. 32) имеем выражение:

$$dS = \frac{q_0}{4\pi kl}\left(\frac{1}{\sqrt{r^2+(z-\eta)^2}} + \frac{1}{\sqrt{r^2+(z+\eta)^2}}\right)d\eta, \quad (300)$$

где S — падение напора; q_0 — приток к одному стоку; l — длина линейного стока; k — коэффициент фильтрации.

Размещая координаты, как показано на рисунке 33 (справа), чередуя попарно линейные источники и стоки (что отражается на знаках перед соответствующими членами), интегрируя каждый член в пределах от $\eta = z_1$ до $\eta = z_2$ и т. д. и суммируя все члены, получим следующее выражение для понижения напора:

$$S = \frac{q_0}{4\pi kl}\left\{\sum_{n=1}^{\infty}\left[\operatorname{Arsh}\frac{T-C_2-z+4T(n-1)}{r} + \right.\right.$$

$$+ \operatorname{Arsh}\frac{T-C_2+z+4T(n-1)}{r} -$$

$$- \operatorname{Arsh}\frac{T-C_2-l-z+4T(n-1)}{r} -$$

$$\left.- \operatorname{Arsh}\frac{T-C_2-l+z+4T(n-1)}{r}\right] -$$

$$- \sum_{n=1}^{\infty}\left[\operatorname{Arsh}\frac{2T-C_1-z+4T(n-1)}{r} + \right.$$

$$+ \operatorname{Arsh}\frac{2T-C_1+z+4T(n-1)}{r} -$$

$$- \operatorname{Arsh}\frac{2T-C_1-l-z+4T(n-1)}{r} -$$

$$\left.- \operatorname{Arsh}\frac{2T-C_1-l+z+4T(n-1)}{r}\right] -$$

$$- \sum_{n=1}^{\infty}\left[\operatorname{Arsh}\frac{3T-C_2-z+4T(n-1)}{r} + \right.$$

$$+ \operatorname{Arsh}\frac{3T-C_2+z+4T(n-1)}{r} -$$

$$- \operatorname{Arsh}\frac{3T-C_2-l-z+4T(n-1)}{r} -$$

$$\left.- \operatorname{Arsh}\frac{3T-C_2-l+z+4T(n-1)}{r}\right] +$$

$$+\sum_{n=1}^{\infty}\left[\operatorname{Arsh}\frac{4T-C_1-z+4T(n-1)}{r}+\right.$$

$$+\operatorname{Arsh}\frac{4T-C_1+z+4T(n-1)}{r}-$$

$$-\operatorname{Arsh}\frac{4T-C_1-l-z+4T(n-1)}{r}-$$

$$\left.-\operatorname{Arsh}\frac{4T-C_1-l+z+4T(n-1)}{r}\right]\Bigg\}. \qquad (301)$$

Заменяем линейный сток реальным фильтром так, чтобы эквипотенциальная поверхность пересекала фильтр скважины радиуса r_0 на расстоянии $z_0=C_1+\alpha l$, где $0<\alpha<1$. Учитывая, что по формуле (301) при $r\to 0$ $S\to\infty$ и при $r\to\infty$ $S\to 0$, в выражение (301) следует подставить указанные координаты $z=z_0$ и $r=r_0$, что будет соответствовать понижению напора в скважине S_0.

Имея в виду, что обычно $1/3<\alpha<2/3$ и, следовательно, $\frac{\alpha l}{r_0}\gg 1$, для первых четырех членов и тем более остальных (так как $T/r_0\gg 1$) можно заменить $\operatorname{Arsh} u\sim$ $\sim\ln 2u$, что после группировки членов дает следующее выражение:

$$S_0=\frac{q_0}{4\pi kl}\left\{\ln\frac{4l^2(1-\alpha)\alpha}{r_0^2}+\right.$$

$$\left.+\ln\frac{2C_1+l(1+\alpha)}{2C_1+\alpha l}-2(f_1+f_2-f_3+f_4)\right\}. \qquad (302)$$

Здесь f_1, f_2, f_3, f_4 — функции одного вида бесконечных произведений:

$$f=-\frac{1}{2}\ln\frac{(1-u)\left(1+\frac{1}{2}u\right)\left(1-\frac{1}{3}u\right)\left(1+\frac{1}{4}u\right)}{(1+u)\left(1-\frac{1}{2}u\right)\left(1+\frac{1}{3}u\right)\left(1-\frac{1}{4}u\right)}, \qquad (303)$$

причем $u_1=\frac{\alpha\bar{l}}{2}$; $u_2=\frac{(1-\alpha)\bar{l}}{2}$; $u_3=\bar{C}_1+\frac{\alpha\bar{l}}{2}$;

$$u_4=\bar{C}_1+\frac{(1+\alpha)\bar{l}}{2};\quad \bar{l}=\frac{l}{T};\quad \bar{C}_1=\frac{C_1}{T}.$$

Так как всегда $u<1$, то, логарифмируя выражение (303), представляя бесконечное произведение в виде суммы, раскладывая каждый член этой суммы типа $\ln(1\pm x)$ в ряд и суммируя все члены, получим такое выражение для функций:

$$f = u\left[1-\frac{1}{2}+\frac{1}{3}-\frac{1}{4}+\ldots\right]+\frac{u^3}{3}\left[1-\frac{1}{2^3}+\frac{1}{3^3}-\ldots\right]+$$
$$+\frac{u^5}{5}\left[1-\frac{1}{2^5}+\frac{1}{3^5}-\ldots\right]+\ldots \qquad (304)$$

Это можно записать в виде

$$f=\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{u^{2n-1}}{2n-1}\sum_{K=1}^{\infty}\frac{(-1)^{K+1}}{K^{2n-1}}\right]. \qquad (305)$$

Вторая сумма равна:

$$\sum_{K=1}^{\infty}\frac{(-1)^{K+1}}{K^p}=\left(1-2^{1-p}\right)\zeta(p). \qquad (306)$$

Здесь $\zeta(p)$ — функция Римана.

Окончательно получим:

$$f=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{u^{2n-1}}{2n-1}\left[1-2^{2(n-1)}\right]\zeta(2n-1). \qquad (307)$$

Находя значения $\zeta(2n-1)$, имеем для вычислений ряд:

$$f=\left[u\ln 2+\frac{u^3}{3}\cdot\frac{3}{4}1{,}2021+\frac{u^5}{5}\cdot\frac{15}{16}1{,}0369+\frac{u^7}{7}\times\right.$$
$$\left.\times\frac{63}{64}1{,}0083+\frac{u^9}{9}\cdot\frac{255}{256}1{,}0020+\frac{u^{11}}{11}\cdot\frac{1023}{1024}1{,}0005+\ldots\right]. \qquad (308)$$

Легко заметить, что ряд (308) хорошо сходится уже для $u\leqslant 0{,}9$. Тогда расчетную формулу представим в виде

$$S_0=\frac{q_0}{4\pi kl}\left[\ln\frac{4l^2(1-\alpha)\alpha}{r_0^2}+\ln\frac{2C_1+l(1+\alpha)}{2C_1+\alpha l}-2f\right]. \qquad (309)$$

Формула для определения дебита одиночной скважины примет вид:

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{\ln\dfrac{l}{r_0}2\sqrt{\alpha(1-\alpha)}+\dfrac{1}{2}\ln\dfrac{2C_1+l(1+\alpha)}{2C_1+\alpha l}-f}. \qquad (310)$$

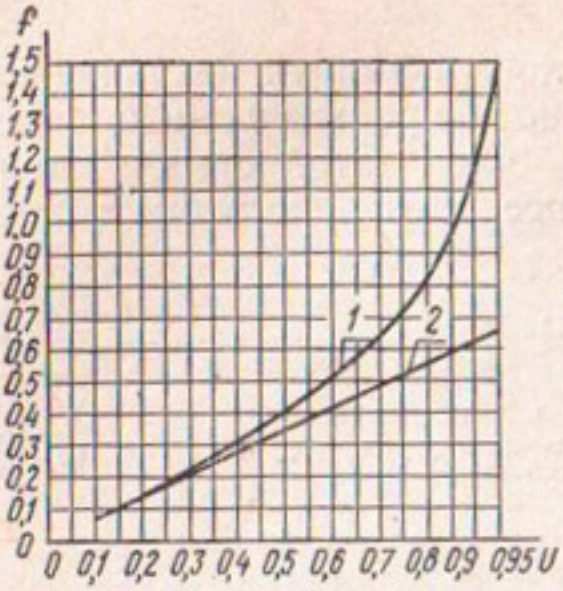
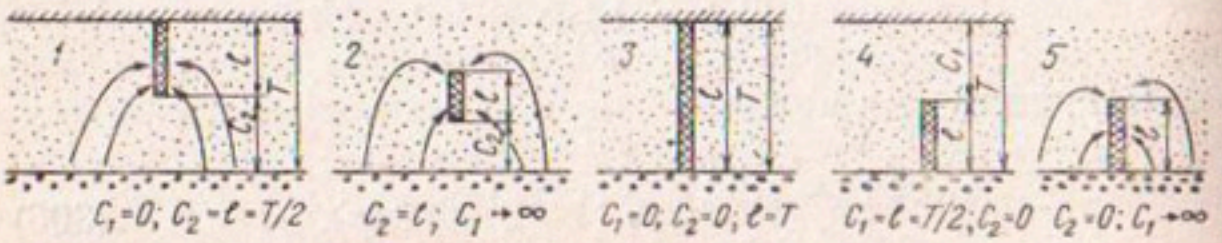


Рис. 34. Точные (*1*) и приближенные (*2*) значения сумм функции *f*. ←——

Рис. 35. Схемы расположения фильтра скважин в водоносном пласте.



Если принять по рекомендации Н. М. Решеткиной (1960) $\alpha=0{,}5$, формула упростится:

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{\ln\dfrac{l}{r_0}+\dfrac{1}{2}\ln\dfrac{C_1+0{,}75\,l}{C_1+0{,}25\,l}-f}. \tag{311}$$

Для частного случая $C_1=0$ получим:

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{\ln\dfrac{l}{r_0}\sqrt{3}-f}, \tag{312}$$

где $f=f_1+f_4$, так как $f_2=f_3$; $u_1=\dfrac{1}{4}\bar{l}$; $u_4=\dfrac{3}{4}\bar{l}$.

Наконец, если ограничиться в разложении (308) первым членом ряда (что с точностью, большей 5%, можно сделать при $u<0{,}3$), окончательно получим:

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{\ln\dfrac{l}{r_0}\sqrt{3}-\dfrac{l}{T}\ln 2}. \tag{313}$$

Для пользования более точной формулой (309) нами (при $\alpha=0{,}5$) построен график функции $f(u)$, где для сравнения показано приближенное значение $f=\frac{l}{T}\ln 2$ (рис. 34).

Приток к ряду скважин. Для решения задачи необходимо учесть интерференцию скважин в двух перпендикулярных направлениях — вдоль канала и между каналами. Ввиду того, что всегда $B\gg 2R$, будем рассматривать взаимодействие скважин, размещенных в одном ряду. Рассмотрим возможность упрощения расчетной схемы. Оценим, пользуясь полученными результатами для одиночной скважины, влияние величины C_1 (и, следовательно, значения T) на дебит скважины. Рассмотрим два крайних случая (схемы *1* и *2* на рис. 35), для которых $C_1=0$ и $C_1\to\infty$. Для удобства запишем выражение (310) в виде

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{A}. \tag{314}$$

Тогда для схемы (рис. 35, *1*) при $C_1=0$; $\bar{l}=1/2$; $u_1=1/8$;

$$u_2=\frac{1}{8};\ u_3=\frac{1}{8};\ u_4=\frac{3}{8};\ f_4\left(\frac{3}{8}\right)=0{,}277;$$

$$f_1\left(\frac{1}{8}\right)=0{,}087;\ f_2=f_3;\ f=0{,}277+0{,}087=0{,}364;$$

$$A=\ln\frac{l}{r_0}+\frac{1}{2}\ln 3-0{,}364=\ln\frac{l}{r_0}+0{,}136.$$

Для схемы (рис. 35, *2*) при $C_1\to\infty$ второй член знаменателя формулы (309) стремится к нулю. Значения $u_1\to 0$, $u_2\to 0$, отчего $f_1\to 0$, $f_2=0$.

Значение $f=f_4-f_3$ принимает вид неопределенности $\infty-\infty$, раскрывая которую, пользуясь тем, что ряд (304) можно представить в виде $f=\sum_1^{\infty}(-1)^{n+1}\operatorname{Arth}\frac{u}{n}$, получим выражение:

$$f=\frac{1}{2}\ln\frac{2C_2+(2-\alpha)l}{2C_2+(1-\alpha)l}, \tag{315}$$

используя которое, имеем (при $\alpha=0{,}5$):

$$A=\ln\frac{l}{r_0}-\frac{1}{2}\ln\frac{C_2+0{,}75\,l}{C_2+0{,}25\,l}, \tag{316}$$

или для условий примера ($C_2=l$)

$$A=\ln\frac{l}{r_0}-\frac{1}{2}\ln\frac{1{,}75}{1{,}25}=\ln\frac{l}{r_0}-0{,}168.$$

Аналогичные вычисления для схем (рис. 35, *3*, *4* и *5*) дают

$$A=\ln\frac{l}{r_0}-0{,}454;\quad A=\ln\frac{l}{r_0}-0{,}532;\quad A=\ln\frac{l}{r_0}0{,}549.$$

Сопоставление показывает, что для крайних случаев ($C_1=0$ и $C_1\to\infty$) при $C_2=0$ (схемы *3*, *4* и *5* на рис. 35) отклонения значений дебитов составляют около 2%, если принять обычные значения $l/r_0>100$. При увеличении C_2 расхождения возрастают, достигая 7% при $C_2=l$ (схемы *1* и *2* на рис. 35).

Для учета интерференции вполне допустимо сложную схему ($C_1=\text{const}$) заменить более простой ($C_1\to\infty$, рис. 35, схема *2*). Тогда, применяя для оценки взаимного влияния скважин метод линейных стоков, получим следующий результат.

Для одиночной скважины имеем:

$$S=\frac{q_0}{4\pi kl}\left(\operatorname{Arsh}\frac{z-C_2}{r}+\operatorname{Arsh}\frac{l+C_2-z}{r}-\right.$$
$$\left.-\operatorname{Arsh}\frac{l+C_2+z}{r}+\operatorname{Arsh}\frac{z+C_2}{r}\right),\qquad(317)$$

при замене $z=z_0=C_0+\alpha l$, $r=r_0$, $S=S_0$, $\alpha=0{,}5$ получим формулу (316). Для учета интерференции скважин следует к выражению (317) прибавить аналогичный член в виде суммы, где принимать координаты $z=C_2+\alpha l$, $r=2Rn-r_0$, $n=1, 2, 3\ldots$ Этот добавочный член примет вид (при $r_0\ll 2R$):

$$S_1=\frac{q_0}{4\pi kl}2\sum_1^\infty\left[\operatorname{Arsh}\frac{\alpha l}{2Rn}+\operatorname{Arsh}\frac{(1-\alpha)l}{2Rn}-\right.$$
$$\left.-\operatorname{Arsh}\frac{2C_2+(1+\alpha)l}{2Rn}+\operatorname{Arsh}\frac{2C_2+\alpha l}{2Rn}\right].\qquad(318)$$

Считаем возможным принять взаимное влияние скважин таким, каким оно будет для ряда скважин, имеющих $C_1\to\infty$, то есть учитывать его по формуле (318).

Принимая, как и раньше, $\alpha=0{,}5$ и обозначая $l^*=l/2R$, $\overline{C}_2=C_2/2R$, получим:

$$S_1=\frac{q_0}{4\pi kl}2F. \tag{319}$$

Здесь F — сумма в формуле (318), равная:

$$F=\sum_1^{\infty}\left[2\,\mathrm{Arsh}\frac{0{,}5\,l^*}{n}+\mathrm{Arsh}\,\frac{1}{n}\,(2\overline{C}_2+0{,}5\,l^*)-\right.$$

$$\left.-\mathrm{Arsh}\,\frac{1}{n}\,(2\overline{C}_2+1{,}5\,l^*)\right]. \tag{320}$$

При $\overline{C}_2=0$ имеем:

$$F_0=\sum_1^{\infty}\left[3\,\mathrm{Arsh}\,\frac{0{,}5\,l^*}{n}-\mathrm{Arsh}\,\frac{1{,}5\,l^*}{n}\right]. \tag{321}$$

Нами вычислены некоторые значения F_0 (при $\overline{C}_2=0$):

l^*	0	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
F_0	0	0,005	0,033	0,098	0,202	0,334

при $l^*=1$, $\overline{C}_2=0{,}5$, $F=0{,}774$ (рис. 36).

Учитывая таким способом интерференцию скважин, окончательно получим приток воды к одной скважине $2R$ на 1 м (по длине дрены) в виде

$$q_0=\frac{2\pi klS_0}{\ln\dfrac{l}{r_0}+\dfrac{1}{2}\ln\dfrac{C_1+0{,}75\,l}{C_1+0{,}25\,l}-f+F}, \tag{322}$$

где f — коэффициент, определяемый как $f=2f_1-f_3+f_4$, причем f_1, f_3, f_4 (рис. 34) в зависимости от $u_1=\overline{l}/4$; $u_3=\overline{C}_1+\overline{l}/4$; $u_4=\overline{C}_1+{}^3/_4\overline{l}$; $\overline{l}=l/T$; $\overline{C}_1=C_1/T$; коэффициент F — по формуле (320) или рисунку 36 при известных l^*, $\overline{C}_2$.

Совместный приток к системе скважин и дрене. Проведенные многочисленные эксперименты по совместному действию открытых дрен и систем вертикальных скважин (Рустамов, 1962) в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 31, показали следующее.

1. Приток воды к системе скважин практически не зависит от расхода открытых дрен и интенсивности инфильтрации.

2. Приток воды к дренам несколько снижается при увеличении дебита скважин (при увеличении их числа и т. д.), причем это влияние невелико и, по данным опытов, может быть оценено следующим образом:

$$Q_д = Q_д^0\left(1 - 0{,}072\frac{Q_{ск}}{Q_д^0}\right), \qquad (323)$$

где $Q_д$ — расход дрены при работе скважин; $Q_д^0$ — то же, без скважин; $Q_{ск}$ — расход скважин (рис. 37).

3. Понижение уровня грунтовых вод посредине междренья в равной степени зависит от дебитов дрены и скважины, то есть определяется суммарным дренажным стоком системы. При этом оказалось возможным подтвердить опытным путем приемлемость расчетных формул С. Ф. Аверьянова (1960) для оценки работы дрен при напорном питании. Указанные связи оказались действительными не только для работы дрен, но и для совместной работы дрен с усилителями. Это позволяет предложить следующий способ расчета комбинированного дренажа в рассматриваемых условиях. При известных q, k, T, ΔH, Δh, d можно определить расстояние между открытыми дренами (B). Так, для относительно глубокого залегания водоносного пласта ($B/T \leqslant 3$) можно воспользоваться формулой (237), из которой подбором находят T^* и B. Далее расстояние между открытыми дренами увеличивается до практически приемлемого расстояния $B_1 \gg B$. Тогда при новом расстоянии между дренами подъем грунтовых вод Δh_1 будет больше заданной величины, которую подсчитывают по формуле (235).

Потребовав снижения значения Δh_1 до необходимой величины Δh, возложим

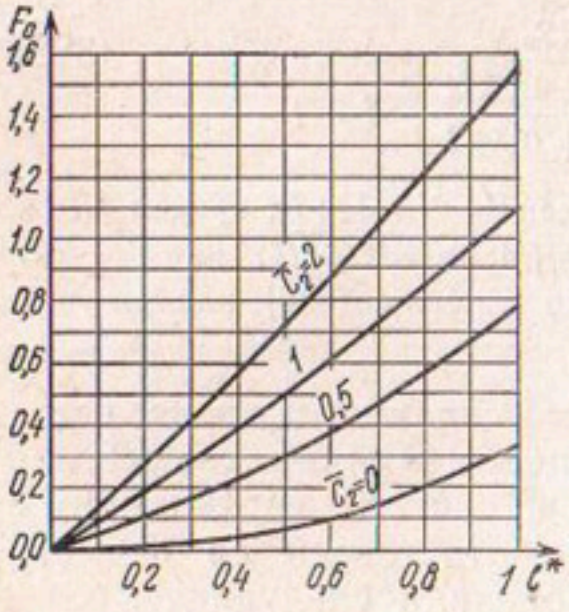


Рис. 36. График для расчета интерференции скважины.

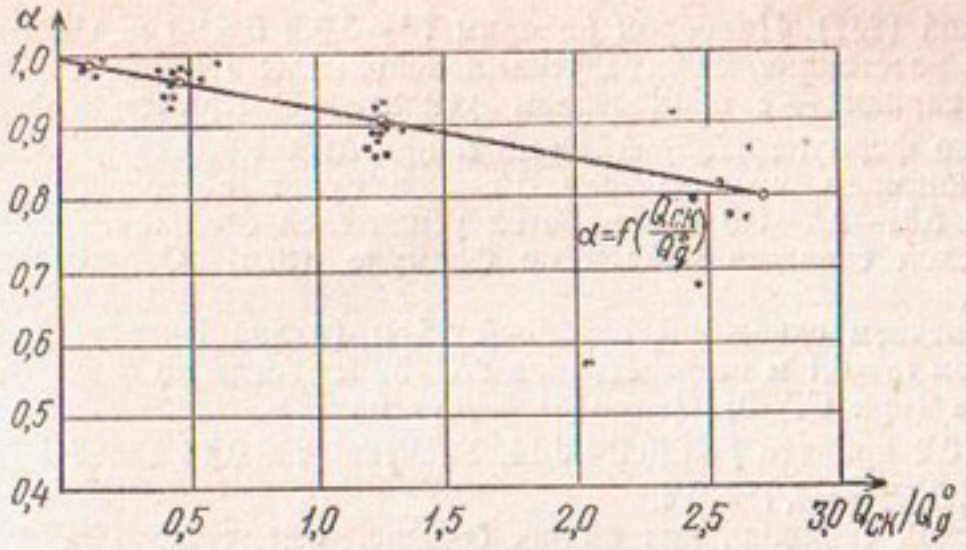


Рис. 37. Значения коэффициента уменьшения расхода дрены в зависимости от относительного расхода скважин.

эту работу на вертикальные усилители. Учитывая изложенное выше, принимаем, что расходы пропорциональны понижениям. Тогда часть общего расхода, поступающая в дрены, будет равна:

$$Q_д = \frac{\pi k \Delta h}{\ln \frac{2B_1}{\pi d^*}} \alpha, \tag{324}$$

а расход, который необходимо отвести скважинами,

$$Q_{ск} = 1{,}08 \frac{\pi k (\Delta h_1 - \Delta h)}{\ln \frac{2B_1}{\pi d^*}}. \tag{325}$$

Коэффициент 1,08 получен по формуле (323) [1/(1—0,072) ~ 1,08].

Зная расход системы скважин ($Q_{ск}$), их параметры (l, $2R$, r_0) подбираем так, чтобы приток на 1 м длины канала был равен дебиту системы скважин, определенному по итоговой формуле (322).

Пример. Требуется обеспечить рассоление орошаемых земель промывкой на фоне дренажа. Минерализованные грунтовые воды находятся на расстоянии 1,5 м от поверхности земли. На глубине $T \approx$ ≈ 100 м находятся подземные напорные воды. Напор их совпадает с существующим уровнем грунтовых вод. Коэффициент фильтрации грунтов k=0,5 м/сут, модуль инфильтрационного (промывного) питания q=0,2 л/с·га. Необходимо обеспечить устойчивое понижение грунтовых вод на 2 м от поверхности земли.

I вариант — работа открытых дрен. Глубину дрен принимаем равной 3,5 м, ширину по дну b_0=2 м и глубину воды в них h_0= =0,5 м. Для определения расстояния между дренами воспользуемся

формулой (237). Подбором находим $T^*=3{,}38$, $B=93$ м. Отсюда видно, что расстояния между дренами неприемлемо малы.

II вариант — с применением усилителей. Примем $B_1=200$ м. Тогда по формуле (235) $\Delta h_1=1{,}5$ м при $\Delta\overline{H}=1{,}845$.

Принимаем, что значение $\Delta h=1$ м будет обеспечено работой дрен, а $\Delta h_1-\Delta h=0{,}5$ м — работой усилителей скважин.

Расход скважин найдем по формуле (325) $Q_{\text{ск}}=0{,}22$ м³/сут на 1 м.

Намечаем скважины глубиной 25 м (длина фильтра $l=20$ м), радиусом $r_0=0{,}1$ м на расстоянии $2R=50$ м. Тогда по формуле (322) получим (при $C_1=0$) $Q_{\text{ск}}=0{,}31$ м³/сут на 1 м. Здесь ввиду малого $\overline{l}=l/T=0{,}2$ принято $f=\overline{l}\ln 2=0{,}14$. Значение $F=0{,}45$ взято по рисунку 36 при $\overline{C}_2=1{,}4$, $l^*=0{,}4$.

Расход скважин, как видно, больше, чем требуется. Поэтому следует уменьшить число скважин или сократить их длину. Возможен также вариант дальнейшей раздвижки каналов. Здесь требуются технико-экономические расчеты.

Рассматриваемые системы особенно эффективны при наличии хорошо проницаемых прослоек грунта на некоторой относительно небольшой глубине, в которые вводятся фильтры скважин.

Приближенная оценка роли фильтрации в зоне капиллярной каймы

При работе дренажа формируются потоки, для которых характерно наличие между поверхностью земли и поверхностью грунтовых вод зоны неполного насыщения, по которой влага передвигается более или менее параллельно основному потоку грунтовых вод.

На значение капиллярной зоны для теории фильтрации впервые обратил внимание Н. Е. Жуковский в своих работах по движению грунтовых вод (1889—1890 гг.). В 1923 г. он же предложил принимать за «поверхность осушения» поверхность с давлением, меньшим атмосферного на величину высоты капиллярного поднятия. Таким образом, в область движения грунтовых вод была включена капиллярная зона, причем законы передвижения влаги в ней были приняты теми же, что и для зоны грунтовых вод, и отличие между этими зонами было сведено к различию в величине давления: зона с давлением $P>P_{\text{атм}}$ принималась за область грунтовых вод, зона с $P<P_{\text{атм}}$ — за капиллярную зону. В дальнейшем, исходя из этих же положений, рядом авторов (Ведерников, 1935, 1940, 1947; Веригин, 1949) были получены решения для определения фильтрационных потерь из каналов. Некоторые исследователи считали возможным пренебрегать ввиду

малости расходом воды в капиллярной зоне и принимать за границу области движения поверхность грунтовых вод (Полубаринова-Кочина, 1942; Христианович, Михлин, Дэвисон, 1938; Нельсон-Скорняков, 1947). При передвижении влаги в капиллярной зоне оценим количественно ее участие в общем потоке грунтовых вод (Аверьянов, 1949 *а*, 1950 *б*).

Рассмотрим передвижение в зоне капиллярной каймы, то есть в случае передвижения капиллярного потока параллельно основному потоку грунтовых вод. Расход, проводимый плавно изменяющимся установившимся потоком грунтовых вод без учета движения в капиллярной зоне, может быть достаточно точно определен величиной q_0 (на единицу ширины потока):

$$q_0 = k_{w_1} \frac{\Delta H}{L} h_{ср}, \tag{326}$$

где k_{w_1} — коэффициент водопроницаемости грунта при полной его влагоемкости w_1 с учетом защемленного воздуха; ΔH — падение напора на длине L при средней глубине потока на этой длине $h_{ср}$, при обычном способе осреднения $h_{ср} = \frac{H_1 + H_2}{2}$.

Расход зоны капиллярной каймы для общего случая, когда расстояние y_0 от уровня грунтовых вод до поверхности земли меньше или равно максимальной высоте капиллярного поднятия $h_к$, может быть определен как

$$q_к = \frac{\Delta H}{L} \int_0^{y_0} k_y \, dy, \tag{327}$$

где k_y — переменная капиллярная проницаемость на высоте y от уровня грунтовых вод, зависящая от влажности.

Примем, что при капиллярном поднятии влажность распределяется по высоте параболически, что достаточно хорошо подтверждается опытными данными (Лебедев, 1936; Ковда, 1947, и др.).
Тогда

$$w_y = w_1 \sqrt{1 - \frac{y}{h_к}\left[1 - \left(\frac{w_0}{w_1}\right)^2\right]}, \tag{328}$$

где w_1, w_y, w_0 — влажность соответственно у поверхности грунтовых вод, на высоте y и при максимальной высоте капиллярного поднятия.

Для выяснения зависимости водопроницаемости k_w от влажности рассмотрим передвижение влаги в порах грунта при неполном влагонасыщении.

По зависимости Дарси расход жидкости Q_0, протекающей через постоянное поперечное сечение (брутто) грунта при разности напоров ΔH на длине Δl, определяется как

$$Q_0 = k\frac{\Delta H}{\Delta l}F \text{ или } k = \frac{Q_0 \Delta l}{F\Delta H}. \quad (329)$$

В формуле (329) принимается, что жидкость заполняет полностью все поры грунта, то есть движение происходит в двухфазной системе скелет грунта — жидкость; аналогично создаются и условия опыта, то есть «по возможности» при фильтрации из пор грунта удаляется воздух. Но в любом грунте, насыщенном водой, имеется вода, не участвующая в движении, прочно и рыхло связанная (Андриянов, 1946; Качинский, 1947) сорбционными силами со скелетом грунта. Для различных грунтов величина связанной воды изменяется в очень широких пределах — от 3—5% для песков до полной порозности для некоторых глин. В последних движение жидкости возможно при приложении сил, превышающих силы сорбции, которые иногда достигают десятков и сотен атмосфер. В этих случаях говорят о водонепроницаемых грунтах (для обычных условий).

Другой важный фактор — наличие в грунтовой воде изолированных пузырьков воздуха.

Обозначим полную порозность или равную ей пористость грунта через m (Полубаринова-Кочина, 1942), связанную воду в долях от объема грунта через w_0, полную влагоемкость в природных условиях, то есть с учетом некоторого количества зажатого воздуха, через w_1 (также в долях от объема грунта). Тогда $m \geqslant w_1 \geqslant w_0$.

Из формулы (329) следует, что коэффициент фильтрации — условная скорость движения жидкости, или так называемая скорость фильтрации при расходе, равном единице, через полное поперечное сечение (брутто) грунта, равное единице, при единичном падении напора на единицу длины.

Истинное значение скорости движения жидкости в этих условиях будет равно:

$$V = \frac{k}{w_1 - w_0}. \qquad (330)$$

При неполном насыщении передвижение жидкости происходит в условиях трехфазной системы: скелет грунта — жидкость — газ.

Водопроницаемость в этом случае будет зависеть, помимо факторов, определяющих коэффициент фильтрации, также и от влажности (степени насыщения) w.

Аналогично формуле (329) напишем:

$$k_w = \frac{Q_w \Delta l}{F \Delta H},$$

где k_w — коэффициент водопроницаемости при неполном насыщении, или коэффициент капиллярной проницаемости при влажности w, причем $w_0 < w < w_1$; Q_w — расход жидкости через полное сечение F при влажности w. Очевидно, что $k_w = 0$ при $w = w_0$, $k_w = k$ при $w = m$.

W. Gardner и J. Widstoe (1921), а позднее W. Gardner, Collin и Farr (1934) считали возможным принять зависимость для фактической скорости движения влаги при неполном насыщении $V = -aw\Delta\varphi$ (w — влажность; a — коэффициент, не зависящий от влажности, скорости и давления).

Для случая горизонтального тока $\Delta\varphi = \Delta P/w$ (ΔP — градиент давления). Отсюда, по W. Gardner, капиллярная проницаемость пропорциональна первой степени влажности, то есть $k_w = aw$.

Л. С. Лейбензон (1947), рассматривая движения газированной жидкости, получил зависимость расхода жидкости от процента насыщения, которая может быть записана:

$$k_w = k\left(\frac{w}{m}\right)^n. \qquad (331)$$

Л. С. Лейбензон обработкой опытных данных нашел, что $n = 3{,}67$.

Рассмотрим передвижение жидкости при неполном насыщении грунта как движение по частично заполненному капилляру (у его стенок).

Основанием к такой условной схеме может служить тот факт, что вне зависимости от формы пор грунта при наличии в них воздуха и воды непосредственно к скелету примыкает вода, а воздух заключен, так сказать, внутри воды.

Как известно (Ландау, Лифшиц, 1944), скорость течения вязкой жидкости по цилиндрической трубке на расстоянии r от продольной оси трубки при разности давлений ΔP, приложенных на расстоянии Δl, равна:

$$V = -\frac{\Delta P}{4\eta\,\Delta l} r^2 + a \ln r + b, \qquad (332)$$

где η — кинематический коэффициент вязкости.

Примем для частичного заполнения, что $V=0$ при $r=R_0$ (граница связанной воды), а при $r=R_1$ скорость достигает наибольшего значения (на границе с воздухом). Тогда $\left(\frac{\partial V}{\partial r}\right)_{r=R_1} = 0$.

Находя значения постоянных и подставляя их в формулу (332), получим:

$$V = \frac{\Delta P}{4\eta\,\Delta l}\left[R_0^2 - r^2 + 2R_1^2 \ln \frac{r}{R_0}\right]. \qquad (333)$$

Из выражения (333) следует, что скорость при движении по неполному капилляру меньше скорости движения воды при полном заполнении, так как $r/R_0<1$ и $\ln(r/R_0)<0$, тогда как $R_1>0$. Расход будет равен:

$$Q=2\pi\rho \int_{R_1}^{R_0} V\,r\,dr.$$

Значение V принимается по формуле (333), что дает:

$$Q = \frac{\pi\rho\Delta P}{8\eta\Delta l}\left[(R_0^2 - R_1^2)(R_0^2 - 3R_1^2) + 4R_1^4 \ln \frac{R_0}{R_1}\right], \qquad (334)$$

то есть расход неполного капилляра меньше расхода при полном его заполнении.

При $R_1=0$ формулы (333) и (334) переходят в формулы Пуазейля:

$$\lim R_1^4 \ln \frac{R_0}{R_1} \to 0, \text{ при } R_1 \to 0.$$

Вводя обозначение $\rho_0=R_1/R_0$, по формуле (334) получим выражение для расхода трубки при неполном заполнении

$$Q_w = \frac{\pi\rho\Delta P R_0^4}{8\eta\Delta l}\mu = Q_0\mu. \qquad (335)$$

Здесь Q_0 — расход трубки при полном заполнении; μ — коэффициент, зависящий только от заполнения капилляра (то есть от влажности) и равный

$$\mu = \left(1 - \rho_0^2\right)\left(1 - 3\rho_0^2\right) + 4\rho_0^4 \ln \frac{1}{\rho_0}. \qquad (336)$$

Исходя из определения коэффициента капиллярной проницаемости по формулам (329), (331) и (335), имеем:

$$k_w = \mu k, \qquad (337)$$

где k — коэффициент фильтрации при полном насыщении грунта; μ — коэффициент заполнения, определяемый по формуле (336).

Рассматривая пористую среду, как пучок капилляров, получим связь между величиной наполнения капилляра ρ_0 и влажностью:

$$\rho_0 = \frac{R_1}{R_0} = \sqrt{\frac{m - w}{m - w_0}}. \qquad (338)$$

Подставляя выражение (338) в (336), имеем:

$$\mu = w^0\left(3w^0 - 2\right) - 2\left(1 - w^0\right)^2 \ln\left(1 - w^0\right), \qquad (339)$$

где w^0 — относительная влажность с учетом связанной воды:

$$w^0 = \frac{w - w_0}{m - w_0}.$$

Формула (339) дает зависимость капиллярной проницаемости от влажности почвогрунта. Для практического использования выражение (339) неудобно, и его целесообразно заменить связью типа

$$\mu = w^{0n}. \qquad (340)$$

Сравнение формул (339) и (340) показывает, что при $n=4$ значения $\mu_{(339)}$ по формуле (339) во всем интервале $0<w^0<1$ меньше значений $\mu_{(340)}$ по формуле (340), тогда как $\mu_{(340)}>\mu_{(339)}$ при $n=3$.

При $3<n<4$ кривые $\mu_{(340)}$ и $\mu_{(339)}$ пересекаются, причем для значений относительной влажности w^0, близких к единице, отклонения $\Delta=\mu_{(340)}-\mu_{(339)}>0$, а для w^0, близких к нулю, $\Delta<0$. С учетом наилучшего приближения зависимости (340) к зависимости (339) решаем уравнение:

$$\Delta' = nw^{0^{n-1}} - 4\left(1 - w^0\right)\ln\left(1 - w^0\right) - 4w^0 = 0 \qquad (341)$$

для различных n относительно w^0 и находим по формулам (339) и (340) соответствующие значения наибольших отклонений Δ.

Результаты вычислений приведены в таблице 14.

Таблица 14. **Сравнение значений коэффициента заполнения пор μ, вычисленных по зависимостям (339) и (340)**

n	w^0		$\Delta = \mu_{(340)} - \mu_{(339)}$		
	для $-\Delta$	для $+\Delta$	$-\Delta$	$+\Delta$	$\Sigma \mid \Delta \mid$
3,0	0	0,80	0	+0,0633	0,0633
3,2	0,10	0,83	—0,0001	+0,0418	0,0419
3,4	0,40	0,88	—0,0034	+0,0232	0,0266
3,5	0,50	0,90	—0,0082	+0,0155	0,0237
3,6	0,58	0,93	—0,0145	+0,0093	0,0238
3,8	0,64	0,96	—0,0299	+0,0012	0,0311
4,0	0,68	1,00	—0,0468	0	0,0469

Наилучшим приближением $\mu_{(340)}$ к $\mu_{(339)}$ будет случай равенства $|+\Delta| = |-\Delta| \approx 0{,}012$ при $n = 3{,}56$.

Для удобства практического пользования формулой (340) можно принять $n = 3{,}5$; отклонения между приближенным значением по формуле (340) и более точным по формуле (339) не будут превышать $\Delta = 1{,}6\%$. Окончательно

$$k_w = k\left(\frac{w - w_0}{m - w_0}\right)^{3,5}, \qquad (342)$$

что и показывает зависимость капиллярной проницаемости от влажности почвогрунта.

Сравним значения коэффициента капиллярной проницаемости, вычисленные по формуле (342), с некоторыми опубликованными опытными данными.

В работе R. E. Moor (1939) приведены опытные значения капиллярной проницаемости при различных величинах «потенциала давления» и связь потенциала давления с влажностью для различных почв.

Пользуясь этими кривыми, для ряда значений влажности графически находим соответствующие значения капиллярной проницаемости. R. E. Moor в опытах выражает капиллярную проницаемость в долях от проницаемости при давлении, равном атмосферному;

Таблица 15. **Результаты обработки опытных измерений капиллярной проницаемости почвогрунтов, выполненных R. E. Moor**

Песок (сосуд 3) m=29,2, w_1=15,0, w_0=4,3, $э$=4,3			Тонкий песчаный суглинок (сосуд 1) m=39,8, w_1=28,6, w_0=24,2, $э$=18,1			Легкая глина (сосуд 2) m=37,5, w_1=37,5, w_0=24,6 $э$=25,0			Глина (сосуд 15) m=39,8, w_1=36,0, w_0=23,2, $э$=26,3		
μ	w	w^0	μ	w	w^0	μ	w	w^0	μ	w	w^0
0,003	6,3	0,19	0,10	26,3	0,48	0,10	30,0	0,42	0,10	29,4	0,49
0,015	7,3	0,28	0,15	26,7	0,57	0,15	31,8	0,56	0,15	30,8	0,59
0,03	8,6	0,40	0,20	27,1	0,66	0,20	33,0	0,65	0,20	31,6	0,66
1,0	15,0	1,00	0,25	27,3	0,70	0,25	33,8	0,71	0,25	32,2	0,70
			0,30	27,5	0,75	0,30	34,5	0,77	0,30	32,8	0,75
			0,40	27,7	0,80	0,40	35,2	0,82	0,40	33,2	0,78
			0,50	27,9	0,84	0,50	36,0	0,88	0,50	33,8	0,83
			1,00	28,6	1,00	0,75	36,6	0,93	0,75	34,4	0,88
						1,00	37,5	1,00	1,00	36,0	1,00

Примечание. m — влажность, соответствующая полной порозности, % от массы сухой почвы; w_1 — влажность, при которой в опытах проницаемость была наибольшей; w_0 — влажность, соответствующая связанной воде (определена при обработке опытных данных); $э$ — эквивалент влажности, определенный центрифугированием; w — влажность, при которой замерялась проницаемость k_w; $\mu = k_w/k_{w_1}$ — отношение капиллярной проницаемости при влажности w к проницаемости при влажности w_1.

однако из данных его же опытов следует, что влажность почв при этом меньше порозности (за счет защемленного воздуха). Поэтому при сравнении опытных данных принимаем по формуле (342) вместо отношения k_w/k отношение k_w/k_{w_1}, причем значение w_1, то есть влажности, соответствующей атмосферному давлению, берем по опытным данным ($w_1 < m$). Влажность, соответствующая началу интенсивного движения воды (w_0), при обработке данных взята произвольной постоянной, наилучшим образом удовлетворяющей связь (342). Найденные таким образом значения для различных грунтов близки к «эквивалентам влажности», указанным R. E. Moor.

Аналогично были обработаны данные опытов L. Richards (1936), причем здесь встретились затруднения, так как автором не указаны значения w_0, m, k; нами условно принято, что максимальная наблюдавшаяся в опытах проницаемость соответствует влажности w_1.

В таблицах 15 и 16 приведены данные обработки опытных измерений, полученных различными авторами.

Таблица 16. **Результаты обработки опытных измерений капиллярной проницаемости почвогрунтов, проведенных L. Richards**

Песок $w_1 = 13{,}0$; $w_0 = 3{,}2$			Глина $w_1 = 63{,}3$; $w_0 = 39{,}0$		
μ	w	w^0	μ	w	w^0
0,0075	5,4	0,22	0,0071	42,2	0,13
0,0176	6,3	0,32	0,293	59,0	0,82
1,0	13,0	1,00	1,00	63,3	1,00

На рисунке 38 нанесены данные опытов с газированной жидкостью Л. С. Лейбензона и опытов с почвами R. E. Moor и L. Richards при $w^0 = (w - w_0)/(w_1 - w_0)$.

Сопоставление теоретических и опытных данных показывает, что связь (342) может служить первым приближением для оценки движения влаги в почвогрунтах при неполном их насыщении, а предположение W. Gardner (1924, 1934) о линейной связи $\mu = aw^0$ не соответствует опытным данным.

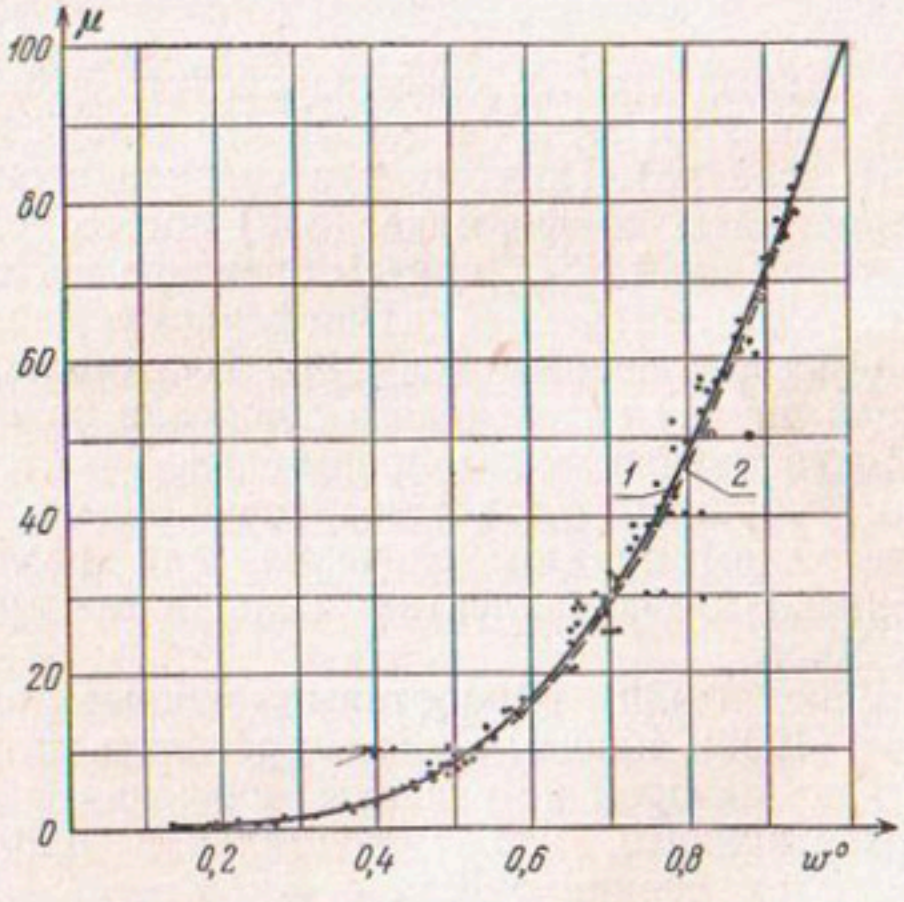


Рис. 38. Сравнение опытных (*1*) и рассчитанных (*2*) по формуле (342) значений коэффициента капиллярной проницаемости.

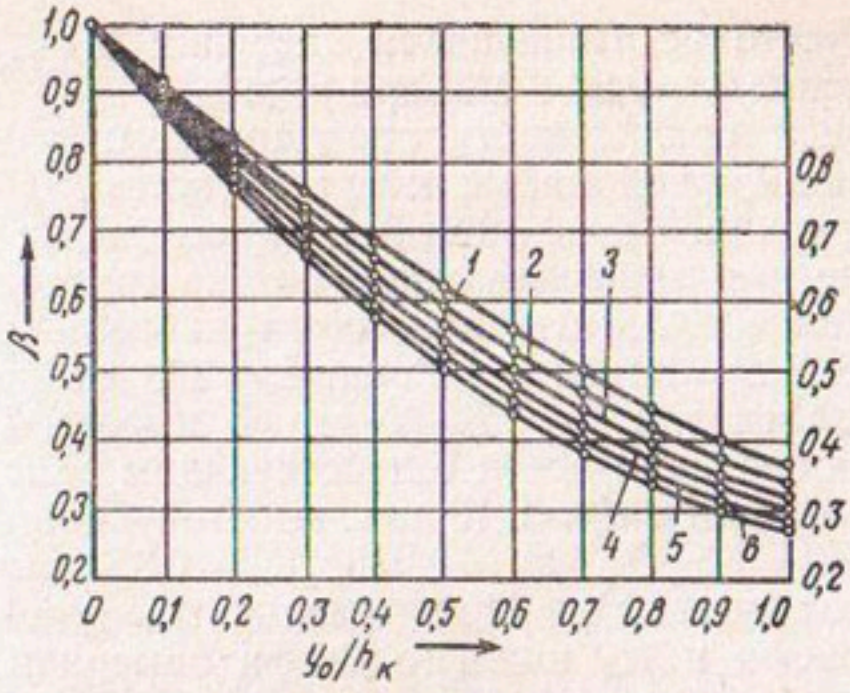


Рис. 39. График для определения расхода капиллярной зоны:

1 — $w_0/w_1=0$; *2* — $w_0/w_1=0{,}1$; *3* — $w_0/w_1=0{,}2$; *4* — $w_0/w_1=0{,}3$; *5* — $w_0/w_1=0{,}4$; *6* — $w_0/w_1=0{,}5$.

Используя выражения (328) и (342) и интегрируя по (327), получим:

$$q_к = \frac{\Delta H}{L} k_{w_1} y_0 \beta. \tag{343}$$

Здесь

$$\beta = \frac{4}{11} \cdot \frac{(1-\bar{w}_0^2)(1+2/9\bar{w}_0)}{(1-\bar{w}^2)(1+\bar{w}_0)} \left[1 - \frac{k_w(\bar{w}-\bar{w}_0)(\bar{w}+2/9\bar{w}_0)}{k_{w_1}(1-\bar{w}_0)(1+2/9\bar{w}_0)}\right] \tag{344}$$

при $\bar{w}=w/w_1$, $\bar{w}_0=w_0/w_1$.

Выражения (328), (342) и (344) показывают, что значение β зависит только от отношений w_0/w_1 и $y_0/h_к$ (рис. 39).

При $y_0/h_к=0$ $\beta=1$; если $y_0/h_к=1$, то β определяется так:

$$\beta = \frac{4}{11} \cdot \frac{1+{}^2/_9 w_0/w_1}{1+w_0/w_1}. \tag{345}$$

Суммарный расход потока грунтовых вод с учетом капиллярной зоны равен:

$$Q = \frac{\Delta H}{L} k_{w_1} \bar{h}, \quad \bar{h} = h_{ср} + \beta y_0. \tag{346}$$

При $y_0 < h_к$ β находится по формуле (344), а при $y_0 \geqslant h_к$ β определяют по выражению (345). В пределах

наиболее часто встречающихся значений $0{,}1<w_0/w_1<0{,}5$ значения $\beta=0{,}27\div0{,}36$ при $y_0\geqslant h_к$.

Проверкой правильности предлагаемого учета расхода в капиллярной кайме могут служить лабораторные определения коэффициента фильтрации грунта, проводимые для горизонтального потока грунтовых вод.

Приведем результаты некоторых наблюдений[1]. Лоток шириной $B=70$ см и длиной $L=298$ см насыпали грунтом в пределах $T=12$—70 см по высоте. Грунтом служил люберецкий песок с действующим диаметром, по Е. А. Замарину, $d_z=0{,}16$ мм, высотой капиллярного поднятия $h_к=35$ см, $w_0=0{,}035$, $w_1=0{,}350$, $m=0{,}415$ (в долях от объема). При различных уровнях H_1 верхнего бьефа и H_2 нижнего бьефа замеряли расход Q и вычисляли коэффициент водопроводимости: по формуле (326) и с учетом проводимости капиллярной зоны по формуле (346) (табл. 17).

Без учета расхода в капиллярной зоне среднее значение $k_{w_1}=0{,}0386\pm0{,}0117$; с учетом расхода в капиллярной зоне $k_{w_1}=0{,}0252\pm0{,}0016$. Вероятная ошибка среднего значения при учете расхода в капиллярной зоне снизилась в 5 раз, достигнув 6,1%. Если без учета расхода в капиллярной зоне отклонения значений k_{w_1} от среднего значения достигают 93,6% при среднеквадратичном отклонении $\sigma=44{,}9\%$, то с учетом расхода капиллярной каймы отдельные отклонения не превышают 18,4% при $\sigma=9{,}1\%$.

Учитывая, что опыты проводили в широких пределах изменений $y_0/h_к$ (от 0,24 до 0,83) и процента расхода капиллярной зоны (от 11 до 63,8), можно считать, что приближенная связь (346) удовлетворительно отражает опытные данные.

Таким образом, расход по капиллярной кайме при плавно изменяющемся по длине потоке грунтовых вод иногда может играть существенную роль в общем расходе потока грунтовых вод. Считая заметным 5% капиллярного расхода, можно приближенно (при $\beta\approx0{,}3$) принять, что движение в капиллярной зоне нецелесообразно учитывать только в том случае, если средняя глубина потока грунтовых вод превышает более чем в 6 раз максимальную высоту капиллярного поднятия. Эти средние глубины потоков грунтовых

[1] Работа выполнена в МГМИ М. И. Каплинским под руководством А. Н. Костякова и автора книги при участии Б. М. Живовой.

Таблица 17. **Сравнение опытных и рассчитанных значений коэффициента водопроводимости**

№ опыта	Измеренные величины				Вычисленные значения		
	T, см	H_1, см	H_2, см	Q, см³/с	по формуле (326) k_{w_1}	по формуле (346) k_{w_1}	% расхода капиллярной зоны
1	70,0	64,5	55,5	3,79	0,0299	0,0265	11,2
2	70,0	63,2	55,5	3,23	0,0300	0,0266	11,5
3	70,0	63,7	55,6	3,12	0,0275	0,0244	11,3
4	70,0	63,8	40,8	8,24	0,0292	0,0244	16,6
5	70,0	63,4	34,4	10,38	0,0312	0,0254	18,5
6	70,0	61,2	34,6	9,93	0,0331	0,0269	19,0
7	70,0	64,3	56,0	3,12	0,0266	0,0237	11,0
8	70,0	63,8	55,7	2,98	0,0262	0,0232	11,3
9	70,0	63,9	54,7	3,42	0,0267	0,0236	11,8
10	37,0	28,9	23,9	0,861	0,0278	0,0215	22,6
11	37,0	28,9	26,7	0,436	0,0303	0,0242	20,1
12	37,0	27,0	23,7	0,589	0,0299	0,0227	24,4
13	37,0	10,3	5,5	0,665	0,0747	0,0299	59,8
14	37,0	10,3	8,2	0,281	0,0616	0,0272	55,8
15	37,0	10,3	9,0	0,190	0,0645	0,0291	54,8
16	12,0	6,6	0,9	0,340	0,0677	0,0246	63,8

вод могут быть весьма грубо охарактеризованы: песчаные грунты 3—6 м, суглинистые 6—12 м, глинистые 12—24 м. Если глубина потока грунтовых вод меньше приведенных значений, то участие капиллярного движения существенно отразится на общем расходе грунтовых вод, и для многих случаев расчета учет капиллярного потока необходим.

Учет расхода в свободной капиллярной кайме включением ее в зону движения с принятием проницаемости, равной проницаемости насыщенного грунта, может преувеличить значение капиллярной зоны примерно в 3 раза.

В случае подпертой капиллярной каймы осредненная проницаемость ненасыщенной зоны тем ближе к проницаемости зоны полного насыщения, чем меньше высота подпертой каймы (см. значения β на рис. 39 для малых $y_0/h_к$), и в каждом конкретном случае может быть приближенно определена по формуле (346) и рисунку 39.

Наибольшие ошибки при определении фильтрационного расхода возникают при расчете регулирующих

элементов мелиоративных систем (оросители, борозды, систематические дрены) из-за большого в этом случае отношения высоты капиллярного поднятия к действующему напору.

Глава V.

ВЕРТИКАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ НА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЛЯХ

Особенности вертикального дренажа и его назначение

Для борьбы с засолением орошаемых земель в различных условиях может быть применена система дренажа любого типа, и задача заключается в обосновании целесообразности устройства дренажа того или иного типа. Вертикальный дренаж обычно строят в виде глубоких долговечных скважин, стоимость 1 м которых намного выше стоимости 1 м горизонтального дренажа любой конструкции. Кроме того, затраты на эксплуатацию таких скважин относительно велики. Поэтому применение вертикального дренажа экономически целесообразно только в тех случаях, когда удельный приток воды на 1 м его длины значительно больше удельного притока в горизонтальные дрены (Аверьянов, Сурикова, 1966).

В условиях Голодной степи вертикальная скважина глубиной 60—100 м обслуживает около 100 га орошаемых земель. Для такого эффективного действия горизонтального дренажа его удельная протяженность должна быть 25—50 м/га, то есть в 50 раз больше. Приблизительно в таком же, но обратном соотношении находятся строительные стоимости: устройство вертикального дренажа с оборудованием обходится в 400—500 руб/м, а горизонтального дренажа — в 12—15 руб/м (Барон, Якубов, 1964).

Вторая особенность вертикального дренажа — способность его забирать воду из глубоко залегающих водоносных напорных горизонтов, перекрытых слабопроницаемыми породами. Этим снимается избыточный напор и ликвидируется восходящий к почве ток подземных вод. Горизонтальный дренаж в таких условиях следует делать глубоким и частым, что экономически невыгодно.

Третья особенность вертикального дренажа заключается в возможности использования для орошения слабоминерализованных подземных вод, откачиваемых в значительном количестве.

Область целесообразного применения вертикального дренажа определяется в основном гидрогеологическими условиями. Вопрос же о выборе типа и параметров дренажа решается технико-экономическими расчетами, в основе которых должны лежать расчеты осушительного, рассоляющего и оросительного действия дренажа.

Требования к осушительному действию дренажа сводятся к поддержанию на орошаемом массиве и прилегающих к нему землях уровня грунтовых вод на такой глубине, при которой не ощущается отрицательного влияния грунтовых вод на почвообразовательный процесс (при сельскохозяйственном использовании земель) или на устойчивость грунтов как оснований сооружений (для городов, поселков и т. д.).

Учитывая, что при борьбе с засолением орошаемых земель выделяется два периода работы дренажа, вертикальный дренаж целесообразно устраивать в расчете на эксплуатационный период при возможно полном и эффективном использовании установленного оборудования. При проведении капитальных промывок его следует дополнять временным открытым горизонтальным дренажем. Строительство и начало работы вертикального дренажа должно опережать строительство оросительной сети на вновь осваиваемых засоленных землях.

Основное требование к вертикальному дренажу в эксплуатационный период — понижение уровня грунтовых вод до 3—4 м с обеспечением постоянного нисходящего тока среднегодовой интенсивности $\sim(0{,}1 \div 0{,}2)\,Op$ (Op — оросительная норма плюс осадки). Для средних условий орошаемых массивов $Op = 5$—10 тыс. м³/га, что соответствует водообмену почвенных и грунтовых вод $g = 0{,}0005$—$0{,}002$ м/сут. Указанная глубина 3—4 м, больше, чем обычно рекомендуется (2—3 м), по той причине, что необходимо создать в грунте некоторую резервную емкость на периоды усиленного питания растений.

Благоприятные условия для применения систематического вертикального дренажа имеются в ряде оро-

шаемых районов СССР, подверженных заболачиванию и засолению. Так, результаты опытных работ, проведенных различными производственными и научными организациями в районах Голодной степи и Вахшской долины, Муганской и Араздаянской степей, могут явиться рациональной основой для внедрения подобного типа дренажа в практику осушения сельскохозяйственных угодий.

Вертикальный дренаж применим не только в однородных, хорошо проницаемых пластах, но и при слоистом строении грунта. Для объектов применения вертикального дренажа характерен следующий гидрогеологический разрез. Поверхностный слой обычно представлен мелкоземами с плохой проницаемостью. Снизу они подстилаются хорошо проницаемыми породами. Иногда нижняя толща хорошо проницаемых пластов неоднородна и имеет включения пропластков глин и суглинков. Однако в целом коэффициент фильтрации такой толщи велик и значительно превосходит коэффициент фильтрации покровных мелкоземов.

Водный баланс орошаемых массивов — основа для расчета вертикального дренажа

Строительство вертикального дренажа, как и горизонтального, коренным образом меняет водный режим мелиорируемых земель и всю структуру водного баланса. Поэтому обоснование и расчет вертикального дренажа следует проводить с учетом всех составляющих водного баланса и их изменений под влиянием дренажа.

В таблице 18 рассмотрены основные уравнения водного баланса для массива до орошения, при орошении с горизонтальным дренажем и при работе вертикального дренажа (Аверьянов, 1959, 1965; Аверьянов, Сурикова, 1966).

В уравнениях приняты следующие обозначения: $\overline{И}=И+Тр$ — суммарное испарение (испарение с поверхности почвы и транспирация); $Д$ — сток по горизонтальному дренажу; $Д_в$ — отбор воды вертикальным дренажем.

Вычтем последовательно уравнения (348) из (351), (348) из (354), (351) из (354), обозначая изменения элементов через Δ и принимая для средних многолет-

Таблица 18. Уравнения водного баланса

Форма воды	До орошения (I)	Орошение при горизонтальном дренаже (II)	То же, после устройства вертикального дренажа (III)
Поверхностные и почвенные воды	$\Delta W_1 + \Delta W_2 = Oc - \overline{И} + \overline{П} - \overline{О} \pm g$ (347)	$\Delta W_1 + \Delta W_2 = Oc - \overline{И}_1 + \overline{П} - \overline{О}_1 + B_1 - \Phi_{к1} \pm g_1$ (350)	$\Delta W_1 + \Delta W_2 = Oc - \overline{И}_2 + \overline{П} - \overline{О}_2 + B_2 - \Phi_{к2} \pm g_2$ (353)
Грунтовые воды	$\Delta W_3 = \mp g + \underline{П} - \underline{О} \pm p$ (348)	$\Delta W_3 = \mp g_1 + \underline{П}_1 - \underline{О}_1 - Д_1 + \Phi_{к1} \pm p_1$ (351)	$\Delta W_3 = \mp g_2 + \underline{П}_2 - \underline{О}_2 - (Д_2) + \Phi_{к2} \pm p_2 - Д_в$ (354)
Общие запасы воды	$\Delta W = Oc - \overline{И} + (\overline{П} - \overline{О}) + (\underline{П} - \underline{О}) \pm p$ (349)	$\Delta W = Oc - \overline{И}_1 + B_1 + \overline{П} - \overline{О}_1 + \underline{П}_1 - \underline{О}_1 - Д_1 \pm p_1$ (352)	$\Delta W = Oc - \overline{И}_2 + B_2 + \overline{П} - \overline{О}_2 + \underline{П}_2 - \underline{О}_2 - (Д_2) - Д_в \pm p_2$ (355)

Примечания: 1) по смыслу $\overline{П} = \overline{П}_1 = \overline{П}_2$; 2) $\overline{О_1} = \overline{С_к} + \overline{С}$; 3) $B_1 = Op_1 + \Phi_{к_1} + \overline{С}_{к_1} - \overline{П}$; 4) наличие горизонтального дренажа $Д_2$ при существовании вертикального дренажа (схема III) показано условно в скобках.

них условий $\Delta W_i = 0$. Изменения в балансе грунтовых вод будут следующими.

После орошения (351)—(348):

$$Д_1 = \Delta \underline{П} - \Delta \underline{О} + Ф_{к_1} \mp \Delta g \pm \Delta p. \quad (356)$$

Одновременно

$$Д_1 = \underline{П}_1 - \underline{О}_1 + Ф_{к_1} \mp g_1 \pm p_1. \quad (351)$$

После устройства вертикального дренажа на вновь орошаемых землях (354)—(348)

$$Д_в = \Delta \underline{П}_1 - \Delta \underline{О}_1 + \Delta Ф_к \mp \Delta g \pm \Delta p - (Д_2) \quad (357)$$

или

$$Д_в = \underline{П}_2 - \underline{О}_2 + Ф_{к_2} \mp g_2 \pm p_2 - (Д_2). \quad (354)$$

При строительстве вертикального дренажа на староорошаемых землях (354)—(351)

$$Д_в = \Delta \underline{П} - \Delta \underline{О} - \Delta Д + \Delta Ф_к \mp \Delta g \pm \Delta p. \quad (358)$$

Сопоставление уравнений (353) и (350) при неизменности поверхностного притока $\overline{П}$ и сбросов из каналов ($\overline{С}_{к_1} = \overline{С}_{к_2}$) дает:

$$\Delta Ор = \Delta В - \Delta Ф_к = \Delta \overline{И} + \Delta \overline{С} \mp \Delta g. \quad (359)$$

Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы.

1. Нагрузку на дренаж можно определить непосредственно по данным перспективного водного баланса — уравнения (351), (354) и по данным изменений элементов водного баланса — уравнение (356) для горизонтального дренажа, (357) для вертикального на вновь орошаемых землях и уравнение (358) для вертикального дренажа на староорошаемых землях.

2. Основным показателем мелиоративного состояния земель является значение и знак $\pm g$. Удаление восходящего тока — полезная часть нагрузки на дренаж с точки зрения рассоления почв. Остальные воды приходится откачивать по необходимости и в том случае, если они не используются на орошение.

3. Строительство вертикального дренажа и изменение знака у величины g на обратный [уравнение (359)] при постоянстве водозабора ($\Delta B = 0$) приведут к недопустимому уменьшению водопотребления $\Delta \overline{И}$, что вызы-

вает необходимость применения противофильтрационных мер или использования на орошение откачиваемой воды. Именно поэтому строительство вертикального дренажа на староорошаемых землях допустимо только при соблюдении этих условий.

4. На вновь орошаемых землях [уравнения (354) и (357)] при исходных высоких уровнях грунтовых вод строительство технически совершенных оросительных систем (малое значение $\Phi_{к_2}$), а также устройство отсечных дрен (уменьшение $\overline{П}$) позволят избежать бесполезной перекачки воды и приблизиться к основной задаче — рассолению земель.

Основные расчетные схемы

Исходя из водного баланса, все разнообразие возможных схем размещения вертикального дренажа на орошаемых землях по целевому назначению можно свести к двум типам: системы, перехватывающие или уменьшающие подземный приток со стороны; систематический вертикальный дренаж, размещенный на орошаемой площади и отводящий образовавшиеся здесь избыточные воды.

Перехватывающий дренаж как самостоятельный тип рассоляющего дренажа применять не следует. Систематический дренаж действует непосредственно на рассоление земель и является основным типом дренажа. Возможна комбинация ограждающего вертикального с систематическим горизонтальным дренажем.

Методику расчета перехватывающей линейной системы вертикальных скважин для установившегося движения разрабатывали также С. К. Абрамов, В. П. Недрига, А. В. Романов и др. (1961). Заданными элементами при расчете линейной системы вертикальных скважин являются уровень грунтовых вод на защищаемом массиве и подземный приток со стороны с учетом орошения вышележащих земель, а расчетными — расстояния между скважинами, их глубины и понижения. Такие системы наиболее целесообразно размещать вблизи границы орошаемого массива на переломе уклона местности, где пьезометрическая поверхность находится ближе к поверхности земли или выше ее. Если защитную систему строят после подъема грунтовых вод на массиве, то необходим учет неустано-

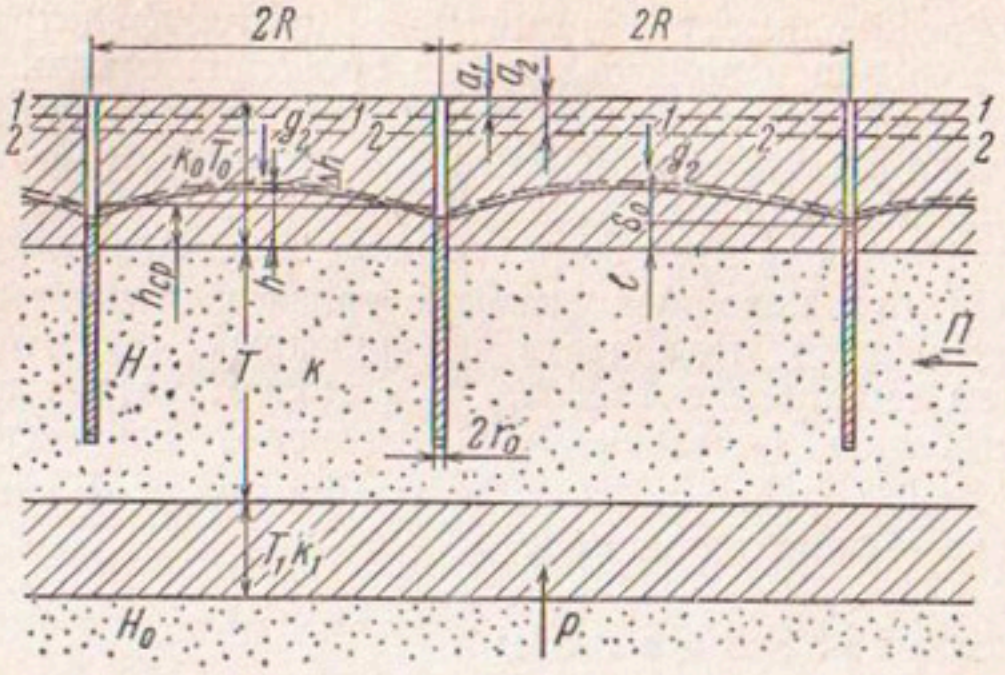


Рис. 40. Схема к расчету систематического вертикального дренажа.

вившегося режима. Он может быть произведен по предложениям Ф. М. Бочевера (1961), Ф. М. Бочевера и Н. Н. Веригина (1961) или упрощенно, как для совершенного канала (Аверьянов, 1949) с приведением ряда скважин к каналу по В. М. Шестакову (1965).

Расчетная схема для систематического вертикального дренажа приведена на рисунке 40. Основные балансовые уравнения для этой схемы (354) для любых условий устройства дренажа и (358) при сооружении его на староорошаемых землях.

Наиболее сложным в уравнении (354) является определение p_2. Обычно принимается:

$$p_2 = \frac{H - h_{cp}}{T_1} k_1, \qquad (360)$$

где H — напор в подпитывающем напорном пласте, отсчитываемый от подошвы покровных отложений.

При этом предполагается постоянство напора в подпитывающем водоносном пласте, что не всегда соответствует действительности. При более точном расчете принимают:

$$p_2 = \frac{H - h}{T_1} k_1,$$

где h — переменная величина.

Таким образом,

$$Д_в \approx \Phi_{к_2} + g_2 + p_2. \qquad (361)$$

При этом величина $(\Phi_{к_2} + g_2)$ изменяется от (0,55—0,95) Op для технически несовершенных систем до (0,25—0,50) Op для систем с высоким коэффициентом полезного действия (0,8—0,9).

Для уравнения (358) нужны не абсолютные значения элементов водного баланса, а их изменения под влиянием устройства дренажа и понижения уровня грунтовых вод от a_1 до a_2. Увеличение притока подземных вод по дренируемому пласту $\Delta\Pi$ можно определить на основании выражений (272)—(274):

$$\Delta\Pi = 2\pi R_0 kT\alpha (a_2 - a_1) \frac{K_1(\alpha R_0)}{K_0(\alpha R_0)}, \qquad (362)$$

где $\alpha = \sqrt{\frac{k_1}{kTT_1}}$; R_0 — приведенный радиус дренируемой площади; K_1, K_0 — цилиндрические функции Бесселя.

Выражая приток на единицу дренируемой площади, получим:

$$\frac{\Delta\Pi}{F} = \frac{k_1}{T_1}(a_2 - a_1) f, \quad f = \frac{2}{\alpha R_0} \cdot \frac{K_1(\alpha R_0)}{K_0(\alpha R_0)}. \qquad (363)$$

Ниже приведены значения f при различных значениях αR_0

αR_0	0,1	0,5	1	2	5	10
f	81	7,2	2,9	1,23	0,44	0,21

Отсюда ясно видна целесообразность дренирования больших площадей. При перехвате притока со стороны $\Delta\Pi = 0$; $\Delta O = 0$.

Величина $\Delta\Phi_к$ имеет значение для систем с земляными руслами. Так как при подпертой фильтрации (Аверьянов, 1956) $\Phi_к \approx A\sqrt{a}$, то

$$\Delta\Phi_к = \Phi_{к_1}\left(\sqrt{\frac{a_2}{a_1}} - 1\right). \qquad (364)$$

Если $a_1 \approx 1{,}5$—2 м, $a_2 = 3$—4 м, то $\Delta\Phi_к \approx 0{,}4\Phi_{к_1} =$ = (0,2—0,3) Op.

При облицованных каналах $\Delta\Phi_к=0$. Величину Δp определяют по формуле

$$\Delta p = k_1 \frac{a_2 - a_1}{T_1}. \quad (365)$$

$\Delta g_2=|g_1|+|g_2|$, причем $g_2=(0{,}10—0{,}25)Op$, а g_1 ориентировочно находят по формуле

$$g_1 = \bar{И}\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)^2. \quad (366)$$

Если принять $\bar{И}\approx Op+g_1$, то $g_1\approx 0{,}3Op$, $\Delta g=(0{,}40—0{,}55)\ Op$.

Тогда уравнение (358) примет вид:

$$Д_в \approx \Delta\Phi_к + \Delta g + \Delta p. \quad (367)$$

При этом $(\Delta\Phi_к+\Delta g)$ изменяется от $(0{,}60—0{,}85)Op$ для систем с каналами в земляных руслах до $(0{,}40—0{,}50)Op$ для более технически совершенных систем. Уравнения (361) и (367) дают близкие результаты.

Уточним необходимое положение пьезометрической поверхности между скважинами. При заданном среднем залегании грунтовых вод a_2 и просачивании g_2 (или $g_2+\Phi_к$, что определяется конкретным размещением каналов) дополнительные потери при движении воды через верхний пласт равны:

$$\Delta h = \frac{g_2}{k_0}(h_{ср} + \Delta h). \quad (368)$$

Тогда

$$h_{ср} = (T_0 - a_2)\left(1 - \frac{g_2}{k_0}\right), \quad (369)$$

при $h_{ср}\approx 0{,}9\ h$

$$h \approx 1{,}1\,(T_0 - a_2)\left(1 - \frac{g_2}{k_0}\right), \quad (370)$$

откуда $S_0=h—l$.

Зная суммарный дебит дренажа и необходимое положение пьезометрической поверхности, можно, задаваясь различными понижениями, находить расстояния между скважинами и их число. Учет несовершенства скважин проводится обычными способами.

Все вышесказанное относится к стационарному режиму грунтовых вод в эксплуатационный период. В ря-

де же случаев необходимо рассмотрение нестационарного режима, учет переходного процесса.

При строительстве вертикального дренажа на новых орошаемых землях с относительно глубоким залеганием грунтовых вод предельное стационарное состояние является наихудшим, поскольку здесь будет происходить постепенный подъем грунтовых вод. Учет неустановившегося режима в этом случае не нужен. При исходных высоких уровнях грунтовых вод (до орошения или на действующих оросительных системах) оценка времени стабилизации процесса необходима, так как предельное стационарное состояние здесь является лучшим.

При расчете нестационарного режима грунтовых вод в закрытых напорных пластах важнейшей характеристикой является коэффициент пьезопроводности, изменяющийся в широких пределах — $a=10^5—10^8$ м²/сут, тогда как для грунтовых потоков аналогичный коэффициент уровнепроводности $a_1=10^2—10^4$ м²/сут. Такое различие в величинах a и a_1 говорит о быстрой стабилизации движения грунтовых вод в напорных пластах.

До недавнего времени значения коэффициента пьезопроводности ошибочно принимали для любых напорных потоков. Исследования взаимодействия напорного пласта и фактического уровня грунтовых вод в верхнем слабопроницаемом покровном грунте (В. М. Шестаков, Ф. М. Бочевер) показали, что при относительно длительной фильтрации коэффициент водоотдачи следует принимать близким к коэффициенту водоотдачи верхнего пласта. Этот вывод имеет важное значение, так как показывает, что при хотя и ослабленной, но имеющейся связи между напорными и грунтовыми водами стабилизация напорных потоков происходит несколько быстрее, чем свободных, но не в сотни раз, как это принималось ранее.

В этом случае для рассматриваемой нами схемы вертикального дренажа удобно использовать понятие времени стабилизации. Анализ показал, что с точностью до 5% при $R/r_0=100$ и до 3% при $R/r_0=1000$ радиальный поток конечных размеров достигает нового стационарного режима за относительное время, равное половине времени стабилизации, то есть

$$\bar{t} \geqslant 0{,}5\frac{\delta R^2}{kT}, \qquad (371)$$

где δ — коэффициент водоотдачи верхнего пласта.

Формула (371) позволяет весьма просто определить время, за которое в основном будет достигнуто стационарное проектное состояние после строительства вертикального дренажа при непрерывной его работе. По материалам [1] для условий дренажа орошаемых земель

$$\delta \approx 0{,}03\, k_0^{2/3}, \qquad (372)$$

где k_0 — коэффициент фильтрации верхнего покровного грунта, м/сут.

Сопоставляя время, полученное по формуле (371), с допустимым по условиям строительства системы и освоения земель, можно сделать выводы о приемлемости принятого варианта.

Расчет осушительного действия систематического вертикального дренажа

При расчете систематического вертикального дренажа основным вопросом является определение притока грунтовых вод к скважинам и их осушительного действия, то есть понижения уровня грунтовых вод при наличии инфильтрационного питания. Ввиду изменчивости инфильтрации дренаж будет функционировать при нестационарном режиме (Аверьянов, Усенко, 1961).

Теоретические решения по осесимметричной фильтрации при наличии инфильтрации освещены в работах П. Д. Глебова (1940) и Ю. Д. Соколова (1955) и др.

В работе «Дренаж сельскохозяйственных земель» (М., «Колос», 1964) рекомендуется вести расчет понижения грунтовых вод для одиночной скважины (без учета интерференции) при постоянном дебите. В этом случае (Маскет, 1949) понижение поверхности грунтовых вод S на расстоянии r за время t при мощности пласта H_c, коэффициентах фильтрации k и водоотдачи δ связано с дебитом Q формулой

$$S = -\frac{Q}{4\pi k H_c} Ei\left(-\frac{\delta r^2}{5 k H_c t}\right) \approx \frac{Q}{4\pi k H_c}\left(\ln \frac{4 k H_c t}{\delta r^2} - 0{,}577\right).$$

Здесь $Ei(-x)$ — интегральная показательная функция. Понижение S в самой скважине находится по этой же формуле при $r = r_0$. Условность такого расчета, помимо

---

[1] Материалы к техническим условиям и нормам проектирования оросительных систем.— «Горизонтальный дренаж засоленных земель». М., Гипроводхоз, 1957.

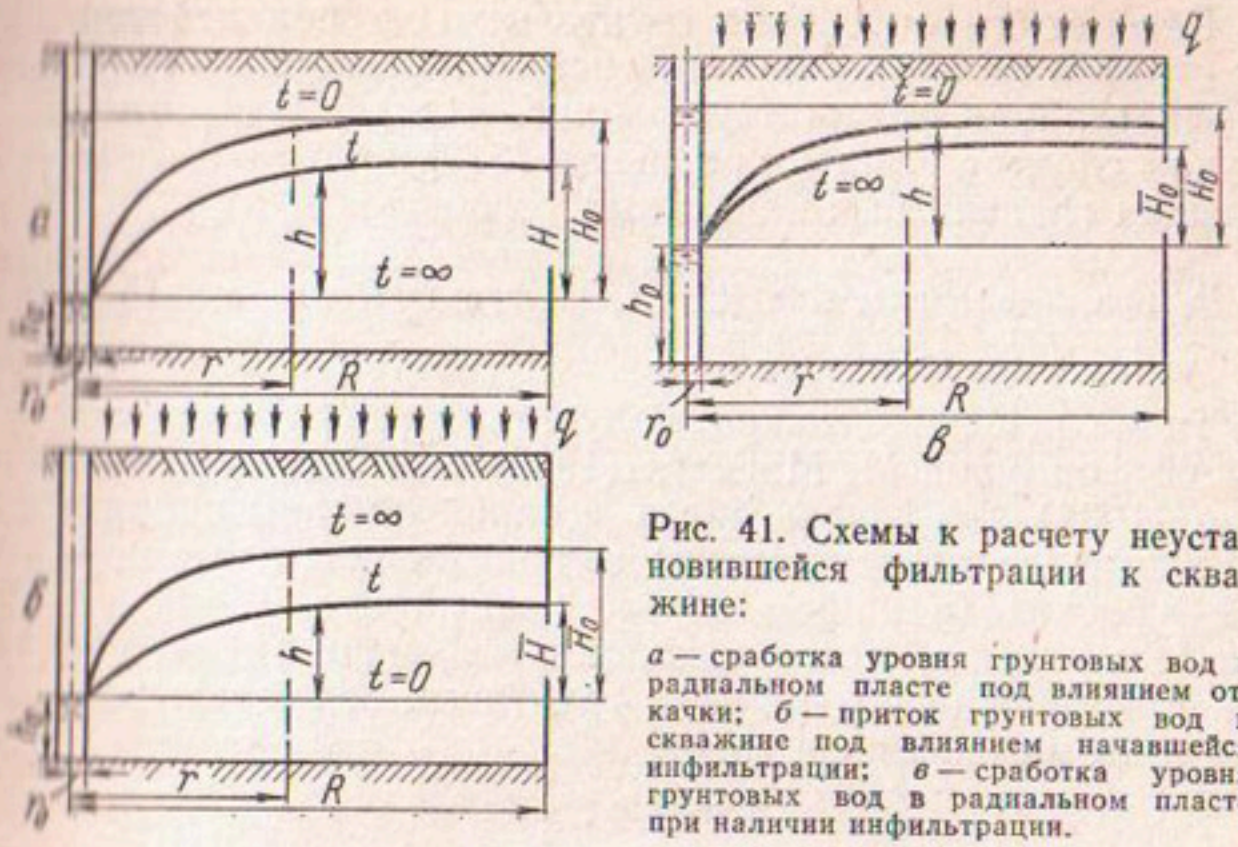


Рис. 41. Схемы к расчету неустановившейся фильтрации к скважине:

а — сработка уровня грунтовых вод в радиальном пласте под влиянием откачки; *б* — приток грунтовых вод к скважине под влиянием начавшейся инфильтрации; *в* — сработка уровня грунтовых вод в радиальном пласте при наличии инфильтрации.

неучета взаимного влияния скважин (интерференции), заключается также и в том, что вместо обычно стабилизирующегося с течением времени понижения уровня воды в самой скважине получается (при постоянстве дебита Q) бесконечно большое значение S, большее, чем сама мощность грунтовых вод H_c, что не соответствует действительности.

Рассмотрим основные возможные схемы работы вертикального систематического дренажа, которые представлены на рисунке 41. Схема *а* соответствует работе вертикального дренажа при удалении запасов подземных вод; схема *б* — случаю подъема поверхности грунтовых вод под влиянием начавшейся инфильтрации; схема *в* — результат сложения движений, соответствующих схемам *а* и *б*, является основной для расчета систематического вертикального дренажа, учитывающей как отвод запасов грунтовых вод, так и питание с поверхности земли. Запишем уравнение осесимметричной фильтрации в виде

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kH_c}{\delta}\left[\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2}\right] + \frac{q}{\delta}, \qquad (373)$$

где h — текущее повышение (или спад) поверхности грунтовых вод; q — интенсивность инфильтрации.

Рассмотрим опускание грунтовых вод под действием откачки из вертикального систематического дренажа (инфильтрация отсутствует — рис. 41, *а*). Для этого случая следует решить уравнение (373) при $q=0$ и следующих граничных и начальных условиях:

$h=H_0$ при $t=0$ для $r_0 \leqslant r \leqslant R$; $\frac{dh}{dt}=0$ при $r=R$ для любого t; $h=0$ при $r=r_0$ для $t>0$.

Такое решение можно получить, воспользовавшись общей формулой М. Маскета (1949) или Л. С. Лейбензона (1934) для случая, когда с одной стороны цилиндрического пласта (скважина) задано давление, а с другой — расход (в нашем случае равный нулю). После соответствующих преобразований получаем выражение для превышения поверхности грунтовых вод h над уровнем воды в скважине в виде:

$$h=H_0\varphi.$$

Здесь

$$\varphi=-\pi\sum_{1}^{\infty}A_n\exp\left(-\lambda_n^2\bar{t}\right), \qquad (374)$$

где $\bar{t}$ — относительное время, $\bar{t}=t/\tau$; τ — время стабилизации.

$$A_n=\frac{I_0(\bar{r}_0\lambda_n)\,I_1(\lambda_n)\,u(\bar{r}\lambda_n)}{I_0^2(\bar{r}_0\lambda_n)-I_1^2(\lambda_n)}; \qquad (375)$$

$$u(\bar{r}\lambda_n)=I_0(\bar{r}\lambda_n)\,Y_1(\lambda_n)-I_1(\lambda_n)\,Y_0(\bar{r}\lambda_n), \qquad (376)$$

где I_0, I_1 — цилиндрические функции первого рода нулевого и первого порядков; Y_0, Y_1 — то же, второго рода; λ_n — корни уравнения;

$$I_0(\bar{r}_0\lambda_n)\,Y_1(\lambda_n)-I_1(\lambda_n)\,Y_0(\bar{r}_0\lambda_n)=0, \qquad (377)$$

где $\bar{r}=r/R$, $\bar{r}_0=r_0/R$.

Некоторые корни уравнения (377) для различных $\bar{r}_0$ приведены в работе Л. С. Лейбензона (табл. 19).

Таблица 19. **Значения λ_n корней уравнения (377)**

Номера корней	$\bar{r}_0$				
	0,2	0,1	0,01	0,001	0,0001
1	1,42	1,10	0,717	0,569	0,486
2	5,68	4,97	4,29	4,11	4,03
3	9,69	8,50	7,55	7,32	7,23
4	13,70	12,10	10,80	10,50	10,40

Пользуясь таблицами функций Бесселя, можно вычислить коэффициенты A_1 для корня λ_1, A_2 — для λ_2 и т. д. Перемножая значения A_n на соответствующее значение $\exp(-\lambda_n^2\bar{t})$ и суммируя эти члены, можно определить положение поверхности грунтовых вод в любой момент времени. Проверка формулы (374) показывает, что она удовлетворяет начальным и граничным условиям.

Наиболее важным является определение положения поверхности грунтовых вод на границе пласта (посредине между скважинами). Для этого случая в формулах (374)—(376) надо принять $\bar{r}=1$, что дает:

$$u(\lambda_n) = Y_1(\lambda_n) I_0(\lambda_n) - I_1(\lambda_n) Y_0(\lambda_n) = -\frac{2}{\pi\lambda_n},$$

$$\varphi = 2\sum_1^\infty \frac{I_0(\bar{r}_0\lambda_n) I_1(\lambda_n)}{\lambda_n\left[I_0^2(\bar{r}_0\lambda_n) - I_1^2(\lambda_n)\right]} \exp\left(-\lambda_n^2\bar{t}\right). \qquad (378)$$

Для практически важных значений $\bar{r}_0 \leqslant 0{,}01$, $\bar{r}_0\lambda_1 < 0{,}01$, отчего $I_0(\bar{r}_0\lambda_1) \approx 1$; значение второго корня в 6—8 раз больше первого и равно $\lambda_2 = 4{,}03$—$4{,}29$ при $\lambda_1 = 0{,}486$—$0{,}717$. При этих значениях аргумента функция $I_1(\lambda_1) = 0{,}23$—$0{,}33$, а $I_1(\lambda_2) = -(0{,}08$—$0{,}17)$.

Если учесть, что λ_n^2 стоит в показателе степени $\exp(-\lambda_n^2\bar{t})$, то в формуле (378) при $\bar{t} > 0{,}20$ с точностью $> 3\%$ можно ограничиться первым членом.

Это позволяет написать приближенное равенство:

$$\varphi \approx \exp\left(-\lambda_1^2\bar{t}\right) \qquad (379)$$

или

$$H = H_0 e^{-\lambda_1^2\bar{t}}. \qquad (380)$$

Учитывая разложение функций Бесселя для аргумента $x \ll 1$, можно найти приближенное равенство (Усенко, 1958):

$$\frac{1}{\lambda_1^2} \approx \frac{1}{2}\ln\frac{1}{2\bar{r}_0}.$$

Равенство (380) можно представить в удобном для расчета виде:

$$t = \frac{1}{2}\frac{\delta R^2}{kH_c}\ln\frac{H_0}{H}\ln\frac{R}{2r_0}. \qquad (381)$$

По величинам R, r_0, k, H_c, δ определяют понижение в скважине H_0, которое обеспечивает необходимое понижение поверхности грунтовых вод $(H_0—H)$ в заданное время t; аналогично можно варьировать, учитывая напор насосов, величиной R, то есть размещением скважин.

Приток грунтовых вод к скважине вычислим по формуле

$$Q = 2\pi r_0 k H_c \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_{r=r_0}, \tag{382}$$

причем $\frac{\partial h}{\partial r}$ получаем по формулам (374)—(376).

Соответствующие выкладки приводят к выражениям:

$$Q = 2\pi k H_c H_0 \gamma, \tag{383}$$

$$\gamma = \sum_1^\infty B_n \exp\left(-\lambda_n^2 \bar{t}\right), \tag{384}$$

$$B_n = \frac{2I_1^2(\lambda_n)}{I_0^2\left(\bar{r}_0 \lambda_n\right) - I_1^2\left(\lambda_n\right)}. \tag{385}$$

Значения коэффициентов B_n даны Л. С. Лейбензоном (1934), но учитывая сказанное выше (при $\bar{t} > 0{,}2$), ограничимся первым членом ряда (384). После некоторых выкладок и упрощений с использованием формулы (380) получим приближенную формулу расхода:

$$Q = \frac{2\pi k H_c H_0}{\ln \frac{R}{2r_0}} e^{-\lambda_1^2 \bar{t}} = \frac{2\pi k H_c h}{\ln \frac{R}{2r_0}} = Q_0 \varphi. \tag{386}$$

При подъеме грунтовых вод под действием инфильтрации (рис. 41, *б*) в уравнении Буссинеска (373) сохраняется свободный член q/δ. Введем новое переменное h^*:

$$h^* = h - qt/\delta. \tag{387}$$

Подставляя значение $h = h^* + qt/\delta$ в уравнение (373), получим:

$$\frac{\partial h^*}{\partial t} = \frac{kH_c}{\delta}\left[\frac{\partial^2 h^*}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial h^*}{\partial r}\right], \tag{388}$$

то есть обычное линеаризированное уравнение Буссинеска без свободного члена (см. аналогичный прием

для линейной задачи — Аверьянов, 1956). Уравнение (388) для рассматриваемой задачи (рис. 41, *б*) решается при следующих граничных и начальных условиях:

$$t = 0,\ h = 0,\ h^* = 0;$$

$$r = R,\ \frac{\partial h}{\partial r} = 0,\ \frac{\partial h^*}{\partial r} = 0;$$

$$r = r_0,\ h = 0,\ h^* = -qt/\delta \text{ при } t > 0.$$

При наличии инфильтрации задача сводится к задаче без инфильтрации, но при линейном опускании уровня воды в скважине. Воспользовавшись общим решением М. Маскета и проведя соответствующие преобразования, получим выражение для подъема поверхности грунтовых вод в виде

$$h = -\frac{qR^2}{kH_c}\sum_1^\infty C_n\left(1 - e^{-\lambda_n^2 \bar{t}}\right), \tag{389}$$

где

$$C_n = \frac{\pi I_0(\bar{r}_0 \lambda_n)\, I_1(\lambda_n)\, u(\bar{r}\lambda_n)}{\lambda_n^2 \left[I_0^2(\bar{r}_0\lambda_n) - I_1^2(\lambda_n)\right]}. \tag{390}$$

Подъем поверхности грунтовых вод на границе потока в любой момент времени равен:

$$\bar{H} = \frac{qR^2}{kH_c}\sum_1^\infty D_n\left(1 - e^{-\lambda_n^2 \bar{t}}\right), \tag{391}$$

где $$D_n = \frac{2I_0(\bar{r}_0\lambda_n)\, I_1(\lambda_n)}{\lambda_n^3 \left[I_0^2(\bar{r}_0\lambda_n) - I_1^2(\lambda_n)\right]}, \tag{392}$$

$$\sum_1^\infty D_n = \frac{1}{2}\ln\frac{1}{\bar{r}_0} - \frac{1}{4}\left(1 - \bar{r}_0^2\right), \tag{393}$$

тогда $$\bar{H} = \bar{H}_0(1 - \varphi_1). \tag{394}$$

Предельный подъем поверхности грунтовых вод $\bar{H}_0$ найдем по выражению

$$\bar{H}_0 = \frac{qR^2}{kH_c} \cdot \frac{1}{2}\left[\ln\frac{1}{\bar{r}_0} - \frac{1}{2}\left(1 - \bar{r}_0^2\right)\right]. \tag{395}$$

Ограничиваясь для $\bar{t}>0{,}2$ первым членом ряда, получим:

$$\varphi_1 = e^{-\lambda_1^2 \bar{t}} = 1 - \varphi. \tag{396}$$

Выражение для расхода найдем по формуле

$$Q = 2\pi r_0 k H_c \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_{r=r_0}, \tag{397}$$

где $\frac{\partial h}{\partial r}$ берем из формулы (389) и получаем:

$$Q = \pi q R^2 \sum_1^\infty E_n \left(1 - e^{-\lambda_n^2 \bar{t}}\right) \tag{398}$$

при

$$E_n = \frac{4 I_1^2(\lambda_n)}{\lambda_n^2 \left[I_0^2(\bar{r}_0 \lambda_n) - I_1^2(\lambda_n)\right]}. \tag{399}$$

Вычисления показывают, что $\sum_1^\infty E_n = 1$. Тогда имеем:

$$Q = \bar{Q}_0 \psi_1, \tag{400}$$

где $\bar{Q}_0 = \pi R^2 q$ — расход инфильтрационного питания по всей площади, обслуживаемой одной скважиной;

$$\psi_1 = 1 - \sum_1^\infty E_n e^{-\lambda_n^2 \bar{t}}. \tag{401}$$

Ограничиваясь первым членом ряда, имеем:

$$\psi_1 \sim 1 - e^{-\lambda_1^2 \bar{t}} = \varphi. \tag{402}$$

Формулы для расчета понижения грунтовых вод при наличии инфильтрации (рис. 41, *в*) можно получить, складывая соответствующие решения для схем *а* и *б* (рис. 41).

Так, суммируя выражения (374) и (389), можно получить общее выражение для изменения поверхности грунтовых вод под влиянием откачки и инфильтрации (такое сложение можно проводить ввиду линейности уравнения Буссинеска). Ниже приведем только приближенные формулы. Складывая выражения (380) и

(394) для измененной поверхности грунтовых вод, получим:

$$h_1 = \varphi H_0 + (1-\varphi)\overline{H}_0 = \overline{H}_0 - (\overline{H}_0 - H_0)\, e^{-\lambda_1^2 \overline{t}}. \quad (403)$$

Учитывая, что $\frac{1}{\lambda_1^2} \approx \frac{1}{2} \ln \frac{R}{2r_0}$, получим:

$$t = \frac{1}{2} \cdot \frac{\delta R^2}{k H_c} \ln \frac{R}{2r_0} \ln \frac{\overline{H}_0 - H_0}{\overline{H}_0 - h_1}. \quad (404)$$

Полный расход будет равен:

$$Q = Q_0 \varphi + \overline{Q}_0 \psi_1 = \overline{Q}_0 + (Q_0 - \overline{Q}_0) \frac{\overline{H}_0 - h_1}{\overline{H}_0 - H_0}. \quad (405)$$

В этом выражении учтена формула (403).

В формулах (403)—(405) приняты следующие обозначения:

h_1 — превышение поверхности грунтовых вод на границе потока над уровнем воды в скважине за время t от начала откачки; H_0 — понижение грунтовых вод в скважине, отсчитанное от существующей их поверхности; $\overline{H}_0$ — предельное превышение поверхности грунтовых вод на границе потока при установившемся режиме над уровнем воды в скважине; $\overline{H}_0$ определяют по формуле (395);

$$Q_0 = \frac{2\pi k H_c H_0}{\ln \frac{R}{2r_0}};$$

$\overline{Q}_0$ — полный расход инфильтрационного питания $\overline{Q}_0 = \pi q R^2$.

Приведенные приближенные формулы позволяют провести полный расчет осушительного действия (понижение грунтовых вод) и дебита вертикальной скважины. Зная характеристики выпускаемых промышленностью насосов, можно, изменяя размещение скважин и глубину откачки, подобрать целесообразное решение в отношении осушительного эффекта с учетом строительных и эксплуатационных затрат.

Линейные ряды скважин вертикального дренажа

Рассмотрим осушительное действие достаточно длинного ряда вертикальных скважин, заглубленных в напорный поток грунтовых вод, при расположении их цен-

тров в плане по прямой линии на одинаковом расстоянии один от другого.

Л. С. Лейбензон (1934) приводит расчетную формулу для этого случая при бесконечно далеко расположенных источниках питания и при симметричном притоке с двух сторон.

Нами исследована работа ряда скважин в напорном потоке грунтовых вод конечной длины (Аверьянов, 1949б).

Симметричный приток воды к ряду скважин. Рассмотрим систему достаточно большого числа скважин радиуса r_0 с расстоянием $2R$ между их центрами. Расположение координат представлено на рисунке 42. Приняты следующие обозначения:

H_c — мощность водоносного слоя, м; k — коэффициент фильтрации, м/с; Q_0 — полный приток воды к одной скважине (расход), м³/с; h — напор, м; H_1, H_2, h_0 — напоры на границах потока при $y=L_1$, $y=L_2$ и в скважине, м.

Для случая симметричного притока, то есть для $L_1=L_2=L$ и $h=H$, при $y=\pm L$ связь между областью потока $z=x+iy$ и областью комплексного потенциала $\chi=\varphi+i\psi$ может быть получена конформным отображением в виде

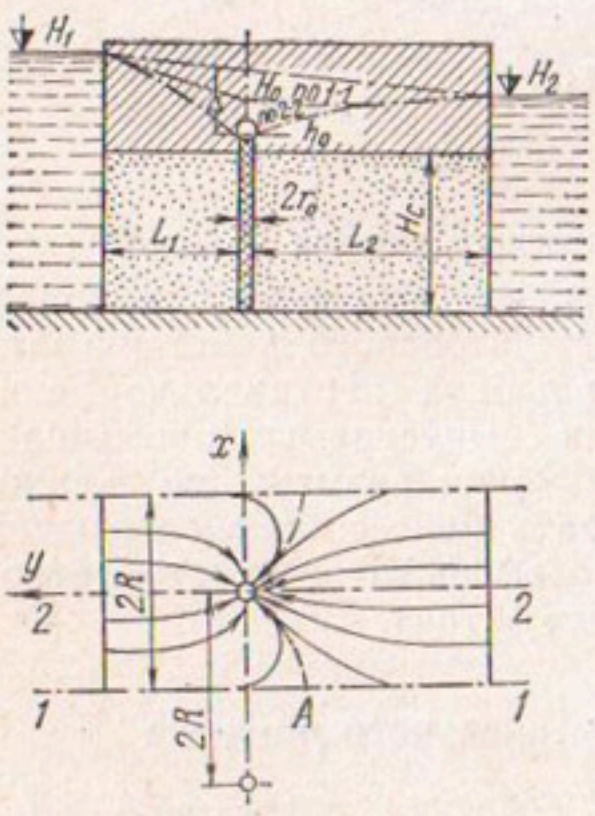


Рис. 42. Схема к расчету притока воды к ряду скважин.

$$\varkappa\,\mathrm{sn}\,(zK/R,\ \varkappa)=\frac{1}{\mathrm{ch}\,(2\pi\chi/q_0)},$$

$$\frac{R}{L}=\frac{K}{K_1}, \qquad (406)$$

где $\varphi=-kh$ — потенциальная функция напора; ψ — функция тока; K и K_1 — полные эллиптические интегралы первого рода при модулях $\varkappa$ и $\varkappa_1=\sqrt{1-\varkappa^2}$; q_0 — расход скважины при $k=1$ и $H-h_0=1$ (Павловский, 1955).

Полный расход скважины

$$Q_0=\frac{2\pi H_c\,k\,(H-h_0)}{\mathrm{arch}\,\dfrac{1}{\varkappa\,\mathrm{sn}\,(r_0K/R,\ \varkappa)}}. \qquad (407)$$

Аналогичные преобразования для случая очень длинного потока, рассмотренного Л. С. Лейзензоном, могут быть представлены в виде

$$\chi = -\frac{q_0}{2\pi} \ln \frac{\sin z\nu}{\sin r_0 \nu}, \quad \nu = \frac{\pi}{2R}. \tag{408}$$

При этом полный расход будет равен:

$$Q_0 = \frac{2\pi H_c k (H - h_0)}{\ln (\operatorname{sh} L\nu / \sin r_0 \nu)}. \tag{409}$$

Напор $h=H$ установлен на расстоянии $y=\pm L$ при $x=0$. При $x=\pm R$ в формуле (409) $\operatorname{sh} L\nu$ заменяется на $\operatorname{ch} L\nu$. Знак минус в выражении (408) принят в соответствии с правилом Н. Е. Жуковского (1936) и указывает на сток воды к скважине, то есть что ψ изменяется от 0 до $-q_0$. Разделяя вещественные и мнимые части в уравнении (408), получим выражение для линий тока и линий равного напора:

$$-\operatorname{tg} \frac{2\pi\psi}{q_0} = \frac{\operatorname{th} y\nu}{\operatorname{tg} x\nu}; \quad \varphi = -\frac{q_0}{2\pi} \ln \frac{\sin^2 x\nu + \operatorname{sh}^2 y\nu}{\sin^2 r_0 \nu}. \tag{410}$$

В области комплексного потенциала форме скважины соответствует окружность. Легко установить, что в области потока форма скважины мало отличается от окружности. Из второго уравнения (410) имеем:

при $\varphi = 0$, $y = 0$, $x = r_0$;

при $\varphi = 0$, $x = 0$, $\frac{y}{r_0} = \frac{2R}{\pi r_0} \operatorname{arsh} \sin r_0 \nu$.

В практике применяют скважины диаметром обычно не более 50 см при расстоянии между ними не менее 5 м. Поэтому для $r_0/R=0{,}1$ будет $y=0{,}992\, r_0$, что отличается от радиуса окружности менее чем на 1%.

При малом $\varkappa$

$$q = \exp \frac{-\pi K_1}{K} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 - \sqrt{\cos\theta}}{1 + \sqrt{\cos\theta}} \to \frac{\varkappa^2}{16};$$

$$\operatorname{sn}\left(\frac{r_0 K}{R}, \varkappa\right) \approx \sin \frac{r_0 \pi}{2R} \approx r_0 \nu.$$

Поэтому в нашем случае при $L \gg R$ и $r_0/R \leqslant 0{,}1$ имеем:

$$\ln q = -\frac{\pi K_1}{K} = -\frac{\pi L}{R} = 2 \ln \frac{\varkappa}{4}; \quad \ln \varkappa \approx 2 \ln 2 - \frac{\pi L}{2R};$$

$$\ln \operatorname{ch} \frac{L\pi}{2R} \approx \ln \operatorname{sh} \frac{L\pi}{2R} \approx \ln \frac{1}{2} + \frac{L\pi}{2R}.$$

Пользуясь этими соотношениями, формулы (407) и (409) можно заменить приближенными:

$$Q_0 \approx \frac{4RH_c\, k\,(H-h_0)}{L} \cdot \frac{1}{1+БR/L} = Q^* \beta. \qquad (411)$$

Здесь Q^* — расход канала.

$$\beta = \frac{1}{1+БR/L}; \quad Б = 1{,}47 \log \frac{R}{r_0\pi}. \qquad (412)$$

Для оценки ошибок от принятых допущений приводим результаты вычислений коэффициентов расходов q_0 по формулам (407) и (409) и по формуле (411) для различных значений $L/2R$ при $r_0/R=0{,}1$. При этом было принято $H_c=1$, $k=1$, $H-h_0=1$ (табл. 20).

Таблица 20. **Данные расчета коэффициентов расходов q_0 по различным формулам**

$\frac{L}{2R}$	Формула (407)	Формула (409) при $x=0$	Формула (409) при $x=\pm R$	Формула (411)
0,25	3,37	2,84	3,66	3,23
0,50	2,30	2,26	2,34	2,30
1,00	1,46	1,46	1,46	1,46

При выводе формулы (407) поток предполагался конечной длины $y=\pm L$ с напором на границе H, а при выводе формулы (409) бесконечной длины с напором H на расстоянии $y=\pm L$.

Приведенные данные показывают, что эквипотенциали начинают изгибаться для $y/2R<0{,}5$. Для потоков достаточно длинных, то есть с отношением $L/2R>0{,}5$, за границу их может быть принята плоскость $y=\pm L$, заменяющая слабоизогнутую эквипотенциальную поверхность. При этом для $r_0/R<0{,}1$ ошибка в вычислении расходов не будет превышать 3,5%. Это позволяет в дальнейшем применить способ сложения потоков.

Для симметричного притока воды к скважине при $L/2R>0{,}5$ и $r_0/R<0{,}1$ расход, притекающий к прямолинейной системе вертикального дренажа, согласно формуле (411), равен расходу, притекающему к каналу, который прорезает весь пласт, умноженному на коэффициент β.

Если принять $\beta=1$, то из формулы (409) имеем $\ln 2\sin r_0\nu=0$, то есть $r_0=1/3R$. Следовательно, рассматриваемая система скважин равноэффективна осушительному действию полного канала при условии, что диаметр скважин равен $1/3$ расстояния между ними и уровни воды в канале и скважинах одинаковы. Этот вывод несколько отличается от предложенного Ф. Форхгеймером (1935) для эффективности ряда скважин в свободном потоке грунтовых вод.

Приведем приближенные формулы при $L/R>1$ и $r_0/R<0{,}1$ для определения напора.

Напоры в точках ($x=0$, $y/R\geqslant 1$) и в точках ($x=\pm R$, $y/R\geqslant 1$) могут быть определены по формуле

$$h=H-(H-h_0)(1-y/L)\beta, \qquad (413)$$

где H и h_0 — напоры соответственно при $y=\pm L$ и в скважине; β находят по формуле (412).

Обозначив через S понижение пьезометрического напора, вызванное сооружением скважин, будем иметь:

$$S=(1-y/L)\beta\Delta, \qquad (414)$$

где $\Delta=H-h_0$ — понижение напора в скважинах.

Напоры для точек вблизи скважины будут:
при $x=0$

$$h=H-(H-h_0)\left(1-\frac{R}{L}\,1{,}47\,\lg\,2\,\mathrm{sh}\,y\nu\right)\beta; \qquad (415)$$

при $x=\pm R$

$$h=H-(H-h_0)\left(1-\frac{R}{L}\,1{,}47\ln 2\,\mathrm{ch}\,y\nu\right)\beta. \qquad (416)$$

В частности, для $y=0$, то есть в точке посредине между скважинами в створе системы, из последней формулы имеем:

$$h=H-(H-h_0)(1-0{,}44R/L)\beta. \qquad (417)$$

Несимметричный приток воды к ряду скважин. Рассмотрим схему потока, изображенную на рисунке 42. Для решения этой задачи воспользуемся способом сложения потоков.

Складывая поток, направленный к скважине, для которого комплексный потенциал течения выражается формулой (408), с прямолинейным потоком расхода q^*, текущим от H_1 к H_2 (при $H_1>H_2$) при соблюдении ус-

ловий $L_1/R>1$, $r_0/R<0{,}1$, выражение для комплексного потенциала суммарного потока получим в виде

$$\chi = -\frac{q_0}{2\pi}\ln\frac{\sin z\nu}{\sin r_0\nu} + \frac{iq^*z}{2R}. \qquad (418)$$

Разделяя вещественные и мнимые части, имеем:

$$\varphi = -\frac{q_0}{4\pi}\ln\frac{\mathrm{ch}^2 y\nu - \cos^2 x\nu}{\sin^2 r_0\nu} - \frac{yq^*}{2R}, \qquad (419)$$

$$\psi = -\frac{q_0}{2\pi}\,\mathrm{artg}\frac{\mathrm{th}\, y\nu}{\mathrm{tg}\, x\nu} + \frac{xq^*}{2R}. \qquad (420)$$

Переходя в этих уравнениях от единичных расходов q_0 и q^* к напорам H_1, h_0, H_2 и используя допущения, вытекающие из размеров потока, имеем:

расход притока воды в скважину

$$Q_0 = 2RH_c k\left(\frac{H_1-h_0}{L_1} + \frac{H_2-h_0}{L_2}\right)\frac{2\beta_1\beta_2}{(\beta_1+\beta_2)} = Q^*\frac{2\beta_1\beta_2}{(\beta_1+\beta_2)}; \qquad (421)$$

расход в сечении H_1 в сторону скважины

$$Q_1 = \frac{2RH_c k}{L_1}(H_1-h_0) - Q_0\frac{(1-\beta_1)}{2\beta_1}; \qquad (422)$$

расход в сечении H_2 в сторону скважины

$$Q_2 = \frac{2RH_c k}{L_2}(H_2-h_0) - Q_0\frac{(1-\beta_2)}{2\beta_2}. \qquad (423)$$

Здесь

$$\beta_1 = \frac{1}{1+RБ/L_1},\quad \beta_2 = \frac{1}{1+RБ/L_2},$$

причем $Б$ определяют по формуле (412).

При полном перехвате потока скважинами, то есть при $Q_2=0$, в сечении H_2 установится напор, равный

$$(H_2-h_0) = (H_1-h_0)\frac{1-\beta_1}{1+\beta_1}. \qquad (424)$$

Расход притока воды к скважине найдем по выражению

$$Q_0 = Q_1 = \frac{2RH_c k}{L_1}(H_1-h_0)\frac{2\beta_1}{(1+\beta_1)}. \qquad (425)$$

Знаки у расходов Q_1 и Q_2 зависят от соотношения напоров и других элементов потока и могут быть поло-

жительными (движение воды в сторону скважины) и отрицательными.

Для «водораздельной» точки A (рис. 42) из формулы (419) найдем координату:

$$y = \frac{1}{\nu} \operatorname{arth}\left[1 - \frac{2 + (1 - h^*)\, RБ/L_2}{1 + h^* L_1/L_2}\right], \qquad (426)$$

$$h^* = \frac{H_2 - h_0}{H_1 - h_0}.$$

При полном перехвате потока $y = L_2$ из формулы (426) получим выражение (424).

Следовательно, напор H_2, определенный по формуле (424), является в известном смысле «равновесным».

Пользуясь формулой (419) после подстановки соответствующих координат, а также значений q_0 и q^*, получим приближенные выражения:

для напора посредине между скважинами ($x = \pm R$, $y = 0$):

$$H_0 = h_0 + 0{,}11 \frac{Q_0}{k}(1 + 2{,}3Б); \qquad (427)$$

для напора на участке $L_1 > y > R$:

$$H_y = h_0 + \frac{y}{2RH_c k}\left(Q_1 + 0{,}5 Q_0 \frac{RБ}{y}\right); \qquad (428)$$

для напора на участке $(-L_2) < y < (-R)$:

$$H_y = h_0 + \frac{y}{2RH_c k}\left(Q_2 + 0{,}5 Q_0 \frac{RБ}{y}\right). \qquad (429)$$

Для проверки полученных зависимостей в МГМИ проводились лабораторные испытания. В опытах изучалось осушительное действие линейно расположенной системы вертикальных скважин в напорном потоке грунтовых вод (рис. 42).

В лотке длиной 400 см, шириной 160 см и высотой 90 см создавался напорный поток грунтовых вод. Для этой цели на концах лотка было устроено два кармана так, что длина потока равнялась 280 см.

В качестве фильтрующего материала взят люберецкий песок, коэффициент фильтрации которого при испытании непосредственно в лотке равнялся $k = 0{,}015$ см/с. Слой песка высотой 55 см сверху пригружен слоем глины 15 см. Условия опыта позволяли изме-

нять напор H_1 в верхнем кармане от 55 до 75 см и напор H_2 в нижнем кармане — от 55 до 70 см.

В напорный поток, текущий от верхнего к нижнему карману, были введены три произвольно включаемые линейные системы вертикальных скважин на расстояниях 80, 160, 240 см от верхнего кармана. В каждой системе было взято по 7 скважин на равных расстояниях между центрами $2R=23$ см. В последней системе, то есть при $L_1=240$ см, имелась возможность включать 7, 3 и 1 скважину, то есть получать расстояния между их центрами, равные 23, 53, 160 см.

Скважины сечением $d_0=10$ мм проходили через весь водоносный пласт. Каждая система скважин объединялась выводной глухой трубой, по которой самотеком отводилась вода.

Непосредственные измерения напоров за стенкой скважины, уровней воды в трубе и подсчеты гидравлических потерь на вход через сетку, подъем по скважине, поворот на 90° и сток по трубе показали, что напор за стенкой скважины был выше устья трубы на величину Δh, зависящую от расхода скважин.

Расход скважин, см³/с	1	5	10	15	20
Потери напора Δh, см	0,8	1,0	1,4	2,0	2,9

Напор, действующий в скважине, принимался как отметка устья трубы плюс потери Δh. Напоры измеряли при помощи пьезометров, расходы — объемным способом.

Порядок проведения экспериментов: в верхнем кармане устанавливали подачей воды отметки H_1, равные 75, 70, 65 см, при напорах в скважине $h_0 \sim 61$—62 см, которые поддерживали постоянными. Затем в работу включали одну из систем вертикальных скважин и достигался стационарный режим (по балансу расходов и показаниям пьезометров). При этом в нижнем кармане или прекращался искусственно отток $Q_2=0$, то есть ожидался «уровень равновесия» H_2, или задавался определенный напор H_2 и измерялся расход Q_2, поступающий из нижнего кармана в поток (+) или вытекающий из потока в карман (—). Замеры уровней H_1, H_2 и расходов скважин Q_0 и карманов Q_1 и Q_2 при известных L_1, L_2, H_c, $2R$, r_0, k позволили проверить приведенные формулы.

Расходы Q_0, Q_1, Q_2 определяли по формулам (421)—(423) при известных значениях напоров h_0, H_1 и H_2. Для полного перехвата потока, то есть при $Q_2=0$, расход скважин $Q_0=Q_1$ и «уровень равновесия» в нижнем кармане H_2 вычисляли по формулам (424) и (425).

Сравнение опытных и теоретических данных показывает хорошее совпадение полученных опытным путем и вычисленных уровней и расходов. Следует отметить лучшее совпадение значений Q_1 и Q_0 и худшее для Q_2; последнее объясняется тем, что Q_2 сильно зависит от h_0 и Δh, точность определения которых невелика. Однако величина Q_2 небольшая по абсолютному значению и в опытах всегда получается одного знака с вычисленным значением.

Порядок расчетов линейных рядов скважин. Береговая система скважин при борьбе с подтоплением схематически изображена на рисунке 43. При этом обычно известны уровень воды в водохранилище H_1, мощность водоносного слоя H_c, его коэффициент фильтрации k, а напор на пойме H_2 задается.

Определение осушающего действия можно вести подбором. Задаваясь расстоянием системы от водохранилища, расстоянием между скважинами, их диаметром, уровнем воды в канале h_0, определяют H_2. При недостаточном понижении увеличивают глубину канала, уменьшают расстояние между скважинами и т. д., добиваясь требуемого значения H_2. Порядок вычислений при этом может быть следующий.

1. Для случая $Q_2=0$ находят вспомогательные величины $Б$ и β_1 по формуле (412), расход одной скважины Q_0 по формуле (425), уровень H_2 (для $|y|>R$) по выражению (424) и H_0 по формуле (427).

2. Для случая $Q_2>0$, желая найти напор H_2 на произвольном расстоянии, в формулы (421) и (423) под-

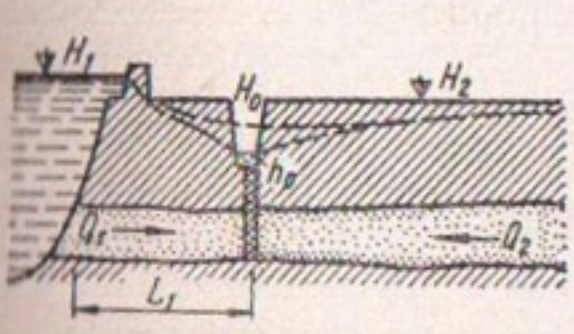


Рис. 43. Схема к расчету берегового дренажа.

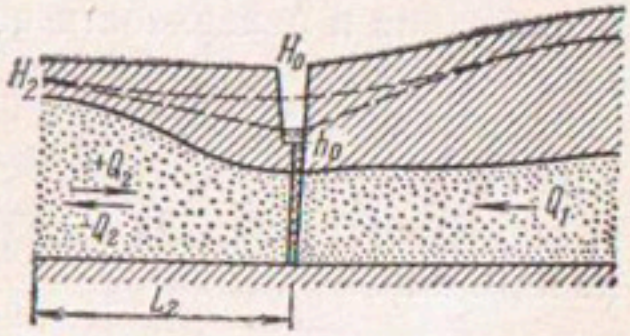


Рис. 44. Схема к расчету ловчего дренажа.

ставляют значения H_1, h_0, $Б$, L_1, R, r_0 и, зная Q_2, решают их совместно, определяя H_2. Уровень H_2 сравнивают с заданным и добиваются требуемого понижения. Для принятой системы вычисляют Q_0 по формуле (421), затем H_0 по выражению (427) и H_y по уравнениям (428) и (429) соответственно для $R<y<L_1$ и $(-R)>y>>(-L_2)$.

Аналогичная схема может быть применена при борьбе с фильтрацией из крупных оросительных каналов.

Перехват напорного потока при помощи системы вертикальных скважин, поступающего со стороны коренного берега на пойму, изображен на рисунке 44. Обычно бывает известна требуемая отметка понижения грунтовых вод H_2 на некотором расстоянии L_2 и не допускается поступление потока на пойму, то есть $Q_2=0$ и $Q_0=Q_1$. Расход Q_1 бывает известен по гидрогеологическим и иным данным.

Расчет сводится к такому подбору элементов системы, чтобы $Q_2=0$. Для этого в уравнении (429) принимают $Q_2=0$, $y=L_2$ и определяют $Q_0=Q_1$. Для найденного значения подбирают h_0, r_0, R. Уровень H_0 вычисляют по формуле (427), а уровни выше системы для $y>>R$ — по уравнению (428). Если уровень H_2 фиксирован рекой, магистральным каналом, озером и т. д., то $Q_2\neq0$, и расчет проводят аналогично изложенному выше. При определении расход Q_2 может оказаться и положительным, и отрицательным, то есть часть расхода Q_1 система может пропускать, не перехватывая, и может принимать в себя расход с поймы.

Предложенные приемы расчета пригодны для мощного потока грунтовых вод со свободной поверхностью (ненапорного), принимая за H_c глубину грунтового потока в створе скважин, то есть разницу отметок воды в скважине и поверхности водоупора.

Глава VI

РАССОЛЯЮЩЕЕ ДЕЙСТВИЕ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ

Рассмотрим влияние транспортировки больших количеств воды для орошения и обводнения на режим засоленных грунтовых вод прилегающих к каналам зе-

мель с целью разработки мероприятий по предупреждению возможного ухудшения их мелиоративного состояния, а также возможности использования опресненной зоны вблизи каналов. При незначительном подземном оттоке фильтрация из крупных каналов, особенно при отсутствии противофильтрационных и других мер, вызывает резкий подъем грунтовых вод как под самим каналом, так и в стороне от него, особенно в первые годы работы канала.

При длительной фильтрации сравнительно пресные фильтрационные воды поступают в бассейн или поток засоленных грунтовых вод, образуя при длительном орошении зону опреснения вблизи каналов. Соленые грунтовые воды оттесняются или в сторону неорошаемых земель, или в местные понижения и стоки.

По данным В. А. Ковды (1947), на землях совхоза «Пахтаарал» (Голодная степь), орошаемых с середины 20-х годов, вдоль распределителя К-20 за 15 лет произошло уменьшение минерализации грунтовых вод с 5—10 до 0,8—1 г/л на 40—50 м в обе стороны от канала и в меньшей степени на 250—300 м.

В зоне Главного Голодностепского канала им. С. М. Кирова за 30 с лишним лет орошения опреснение сказалось в полосе шириной 800—1000 м в обе стороны от канала, причем минерализация грунтовых вод уменьшилась с 7—10 до 1—5 г/л, в то время как минерализация грунтовых вод бессточных и пустующих территорий Голодной степи (впадины Сардоба, Шурузяк, Джеты-Сай) повысилась до 25—30 г/л.

По данным П. А. Керзума и О. А. Грабовской, рассоление вдоль некоторых древних каналов Вахшской оросительной системы сказалось на 300—500 м в обе стороны. Ярко выражено рассоление зоны вблизи каналов и усиление засоления периферии оазисов в Ферганской долине. Так же отчетливо сказывается опресняющее действие рек и длительно действующих каналов на Мугани. В Бухарском оазисе крупные древние каналы Шахруд и Вадкент создали вблизи себя зоны опресненных грунтовых вод — 1—3 г/л, тогда как на бо́льшем удалении от них минерализация грунтовых вод достигла 15 г/л, а на периферии оазиса — 75 г/л.

Приведенные выше данные относятся к весьма длительно действующим каналам и системам. Однако рассчитывать на опреснение засоленных грунтовых вод

больших территорий орошаемых массивов при помощи фильтрации из каналов нельзя. Вместе с тем необходимо изучение указанного вопроса с количественной стороны с целью прогноза режима грунтовых вод вблизи крупных оросительных каналов, проходящих по землям с высоким стоянием засоленных грунтовых вод, для регулирования процесса опреснения, улучшения мелиоративного состояния земель и для использования пресных грунтовых вод (Аверьянов, 1959б).

О движении грунтовых вод различной минерализации

Многие крупные города расположены на морском побережье и на берегах больших загрязненных рек, и если водоснабжение этих городов основывать на добыче подземных вод, то возникает вопрос, как осуществить захват пресных чистых грунтовых вод суши, не допуская поступления в скважины соленых морских или загрязненных речных вод.

Из истории известны случаи, когда водоснабжение приморских городов, осуществляемое без учета гидрогеологических условий, оканчивалось неудачей, и скважины, дававшие в начале эксплуатации пресную воду, затем захватывали засоленную морскую или загрязненную речную воду. В таких случаях приходилось переходись на другие источники водоснабжения. Особо остро вопрос водоснабжения пресной подземной водой стоит для островов и дюнных морских побережий (Нидерланды, северное побережье ФРГ, ГДР, Франции). Так, в Лос-Анджелесе работы, проводившиеся по искусственному регулированию режима грунтовых вод в целях сохранения, поддержания и использования запасов пресных грунтовых вод, предусматривали вытеснение морских соленых вод путем нагнетания через систему скважин пресных вод в районе побережья и создание тем самым «завесы», препятствующей продвижению морской воды в глубь материка (Todd, 1955; Baumann, 1955).

Для таких условий (рис. 45), исходя из равенства давлений по линии раздела (Костяков, 1960; Саввинов, Филиппова, 1940), имеем:

$$\rho_0 (h + H) = \rho_1 H,$$

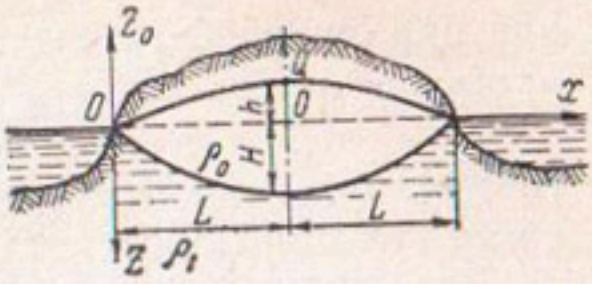


Рис. 45. Вытеснение засоленных грунтовых вод в условиях острова.

откуда

$$H = h\,\frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_0}, \tag{430}$$

где ρ_0, ρ_1 — плотность соответственно пресной и морской воды, при $\rho_1 = 1{,}027$ и $\rho_0 = 1$ $H \approx 37h$, что обычно и наблюдается.

Подобное опреснение островных вод отмечено для Пицундского мыса И. Е. Хеладзе и В. А. Иваницким (1931). Широко известны работы Ф. П. Саваренского (1950) в Заволжье, доказавшие опреснение грунтовых вод в пониженных элементах рельефа за счет их питания просачивающимися пресными водами.

На опреснение грунтовых вод в степных понижениях указывали еще В. В. Докучаев (1949), А. А. Измаильский (1949) и Г. Н. Высоцкий (1938).

Рассматривая движение пресной грунтовой воды (рис. 45) и учитывая, что верхней границей потока будет поверхность грунтовых вод, а нижней — линия раздела пресной и соленой воды, получим выражение для расхода по Дюпюи (Форхгеймер, 1935):

$$\frac{Q}{2} = k\,(z + z_0)\,\frac{dz_0}{dx} = k\,\frac{\rho_1}{\rho_1 - \rho_0}\,z\,\frac{dz_0}{dx},$$

что после интегрирования (считая $Q = \text{const}$, то есть при сосредоточенном питании) дает:

$$z_0^2 = C + \frac{Q}{k}\cdot\frac{\rho_1 + \rho_0}{\rho_1}\,x, \tag{431}$$

где x — расстояние от берега моря; Q — расход сосредоточенного питания (симметрично стекающий к левому и правому берегам моря, то есть в одну сторону течет расход $Q/2$); k — коэффициент фильтрации.

Так как при $x = 0$, $z_0 = 0$, то при $x = L$, то есть для середины острова, получим:

$$h = \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_1}}\,\sqrt{\frac{QL}{k}} \tag{432}$$

или при сравнении с выражением (431)

$$z_0 = h\sqrt{x/L}, \tag{433}$$

то есть уравнение квадратичной параболы для поверхности грунтовых вод.

Для линии раздела пресной и соленой воды, учитывая выражение (430), получим:

$$z_0 = \frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_0} h\sqrt{x/L} = H\sqrt{x/L}, \tag{434}$$

то есть то же уравнение параболы, обращенной выпуклостью вниз.

Для инфильтрационного питания средней интенсивностью q можем написать:

$$q(L-x) = k\frac{\rho_1}{\rho_1 - \rho_0} z_0 \frac{dz_0}{dx},$$

откуда

$$z_0^2 = \frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_1} \cdot \frac{q}{k} x(2L - x). \tag{435}$$

В частности, при $x = L$, $z_0 = h$ имеем:

$$h = L\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_1}} \cdot \sqrt{\frac{q}{k}}. \tag{436}$$

Учитывая формулы (435), (436), получаем уравнение эллипса:

$$z_0 = h\sqrt{1 - (1 - x/L)^2}. \tag{437}$$

Далее имеем:

$$z = h\frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_0}\sqrt{1 - (1 - x/L)^2} = H\sqrt{1 - (1 - x/L)^2}, \tag{438}$$

что также является уравнением эллипса.

При заданных неподвижных границах оттока (берега моря) и при известном питании (Q или q) в области формирования пресных грунтовых вод происходит вытеснение соленых вод и образуется (при установившемся движении) значительная линза пресных вод. Наибольшее превышение уровня пресных вод над уровнем моря при сосредоточенном питании по формуле (432), а при инфильтрационном по формуле (436) тем больше,

чем дальше расположены границы оттока (то есть шире остров), менее водопроницаем грунт, больше питание и выше разность плотности пресной и соленой воды.

Наибольшая глубина линзы пресных вод (ниже уровня моря) для сосредоточенного питания равна:

$$H = h\frac{\rho_0}{\rho_1-\rho_0} = \sqrt{QL/k}\cdot\sqrt{\rho_0/\rho_1}\cdot\sqrt{\frac{\rho_0}{\rho_1-\rho_0}}, \quad (439)$$

при инфильтрационном питании определится как

$$H = L\sqrt{q/k}\cdot\sqrt{\rho_0/\rho_1}\cdot\sqrt{\frac{\rho_0}{\rho_1-\rho_0}}. \quad (440)$$

Объем (на 1 м длины острова) линзы пресных вод может быть определен как $\delta 2\int_0^L (z+z_0)\,dx$, что дает для сосредоточенного питания

$$W = \frac{4}{3}\delta L\sqrt{QL/k}\cdot\sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_1-\rho_0}}, \quad (441)$$

а для инфильтрационного потока

$$W = \frac{\pi}{2}\delta L^2\sqrt{q/k}\cdot\sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_1-\rho_0}}, \quad (442)$$

где δ — свободная порозность в долях объема грунта.

Пользуясь вышеуказанными связями, можно установить запасы пресной воды и линию раздела между пресной и соленой водой при фиксированных границах оттока и постоянном поступлении пресной воды.

Приведенные расчеты относились к установившемуся режиму, и время, необходимое для вытеснения соленой воды и достижения стационарного состояния, не определялось.

По данным Н. К. Гиринского (1951), случай установившегося движения пресной воды по соленой является частным и возможны движения пресных и соленых вод как в одном, так и в разных направлениях, и, в частности, может находиться в покое верхняя пресная вода, а двигаться подстилающая ее соленая, и наоборот.

При движении двух несмешивающихся потоков подземных вод различной минерализации автор принимает вертикальные составляющие скоростей равными нулю,

то есть принимает схему Дюпюи для горизонтальной поверхности водоупора.

Тогда для единичных расходов потоков грунтовых вод можно написать:

$$q_1 = -k_{\text{пр}} \frac{\gamma_1}{\mu_1} H_1 \frac{dh_1}{dx}\ ;\ q_2 = -k_{\text{пр}} \frac{\gamma_2}{\mu_2} H_2 \frac{dh_2}{dx}\ , \quad (443)$$

где индекс 1 относится к верхнему потоку, 2 — к нижнему; H — глубины потоков; h — их напоры; $k_{\text{пр}}$ — коэффициент проницаемости.

Автор, следуя работам в области подземной гидравлики нефти (Маскет, 1949; Щелкачев, Лапук, 1949; Лейбензон, 1947), принимает, что проницаемость $k_{\text{пр}}$ имеет размерность площади. Связь $k_{\text{пр}}$ с коэффициентом фильтрации k такова:

$$k = k_{\text{пр}} \gamma/\mu,$$

где γ — объемная масса; μ — коэффициент вязкости.

«Проницаемость» грунтов для пресной и соленой воды автор считает одинаковой, а коэффициенты фильтрации — разными, отражающими разные вязкости и плотности жидкостей. При значениях минерализации грунтовых вод, встречающихся в практике орошения, главную роль в изменении водопроницаемости играют физико-химические процессы — коагуляция и дисперсация грунтов под влиянием солей, а не изменение плотностей и коэффициента вязкости. Поэтому правильнее для условий орошаемых массивов принимать за характеристику водопроницаемости коэффициент фильтрации, суммарно оценивающий перечисленные факторы.

Значения напоров для верхнего и нижнего потоков:

$$h_1 = H_1 + H_2;\ h_2 = \rho_1/\rho_2 H_1 + H_2. \quad (444)$$

Сравнение уравнений (444) и (443) дает:

$$q_1 = -k_{\text{пр}} \frac{\gamma_1}{\mu_1} H_1 \frac{dH_1 + dH_2}{dx};$$

$$q_2 = -k_{\text{пр}} \frac{\gamma_2}{\mu_2} H_2 \frac{\rho_1/\rho_2 dH_1 + dH_2}{dx}. \quad (445)$$

Интегрируя выражение (445), получаем:

$$q_1 \frac{\rho_1}{\rho_2} \cdot \frac{\mu_1}{\gamma_1 k_{\text{пр}}} + q_2 \frac{\mu_2}{\gamma_2 k_{\text{пр}}} = \frac{1}{2L}\left[\left(\frac{\rho_1}{\rho_2} H_{11}^2 + \right.\right.$$

$$\left.\left. + \frac{\rho_1}{\rho_2} 2H_{11} H_{21} + H_{21}^2\right) - \left(\frac{\rho_1}{\rho_2} H_{12}^2 + \frac{\rho_1}{\rho_2} 2H_{12} H_{22} + H_{22}^2\right)\right], \quad (446)$$

где вторая цифра индекса обозначает номер сечения, а L — расстояние между сечениями.

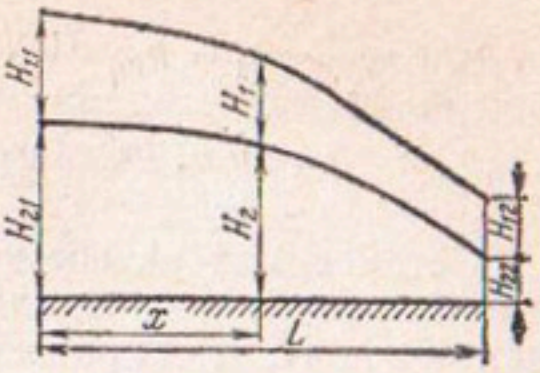


Рис. 46. Схема к расчету по формулам Н. К. Гиринского.

Пользуясь уравнением (445), автор устанавливает следующие возможные случаи движения.

1. Жидкости движутся в одну сторону:

$$\rho_1/\rho_2\,\Delta H_1 + \Delta H_2 < 0,$$

где ΔH_1, ΔH_2 — приращения H_1 и H_2 на любом конечном расстоянии x (включая $x=L$); при этом за положительное направление x принимается направление уменьшения H_1+H_2 (рис. 46).

2. Жидкости движутся в противоположных направлениях:

$$\rho_1/\rho_2\,\Delta H_1 + \Delta H_2 > 0.$$

3. Нижняя жидкость находится в покое:

$$\rho_1/\rho_2\,\Delta H_1 + \Delta H_2 = 0;\ \rho_1/\rho_2 H_1 + H_2 = \text{const}.$$

4. Верхняя жидкость находится в покое:

$$H_1 + H_2 = \text{const}.$$

Для 3-го случая:

$$q_1 = k_{\text{пр}}\frac{\gamma_1}{\mu_1}\cdot\frac{\rho_2-\rho_1}{\rho_1}\cdot\frac{H_{11}^2-H_{12}^2}{2L};\ q_2 = 0. \qquad (447)$$

Для 4-го случая:

$$q_1 = 0;\ q_2 = k_{\text{пр}}\frac{\gamma_2}{\mu_2}\cdot\frac{\rho_2-\rho_1}{\rho_2}\cdot\frac{H_{21}^2-H_{22}^2}{2L}. \qquad (448)$$

Для 3-го случая формула (447) совпадает с ранее приведенной связью (431) при $H_{12}=0$.

В соответствии с ранее принятыми обозначениями $h+H=H_{11}$ (мощность потока пресных вод в сечении $x=L$) при подстановке в уравнение (447) значений h по формуле (436) и H по формуле (439) при $H_{12}=0$ имеем:

$$q_1 = k_{пр}\frac{\gamma_1}{\mu_1}\cdot\frac{\rho_2-\rho_1}{\rho_2}\cdot\frac{(H+h)^2}{2L} =$$

$$= \frac{k}{2L}\cdot\frac{\rho_2-\rho_1}{\rho_2}(H^2+2hH+h^2) = \frac{Q}{2}.$$

Остановимся на возможных случаях движения двух потоков разной минерализации, так как применение критериев Н. К. Гиринского о направлении течения ограничено случаем уменьшающейся суммарной глубины (H_1+H_2) потоков, что не всегда бывает. Рассматривая уравнение (445), видим, что для одинакового направления течения двух потоков должны одновременно соблюдаться условия:

$$\left.\begin{aligned}\Delta H_1+\Delta H_2<0,\\ \rho_1/\rho_2\,\Delta H_1+\Delta H_2<0\end{aligned}\right\}\ а$$

или

$$\left.\begin{aligned}\Delta H_1+\Delta H_2>0,\\ \rho_1/\rho_2\Delta H_1+\Delta H_2>0.\end{aligned}\right\}\ б$$

Для иллюстрации на рисунке 47 приведены случаи течения пресной воды по соленой ($\rho_1=0{,}9\rho_2$). Направления течений показаны стрелками. Движение верхнего потока грунтовых вод происходит всегда в сторону понижения их поверхности. Движение нижнего потока грунтовых вод может происходить как в направлении падения поверхности грунтовых вод, так и в обратную сторону; падение поверхности раздела между потоками также не может служить показателем направления движения нижнего потока грунтовых вод.

Схемы 4 и 10 показывают, что при недостаточной глубине заложения дренажа он может принимать и отводить пресные промывные воды, тогда как лежащие под ними засоленные грунтовые воды могут двигаться в противоположном направлении.

В рассматриваемых схемах уровни воды H_1 и H_2 заданы как в начальном, так и конечном сечении; в действительности при промывках и фильтрации из каналов линия раздела между подстилающими сильно засоленными грунтовыми водами и накладывающимися на них более пресными изменяется во времени и зависит от количества поступающих опресненных вод.

Если зона опреснения под каналом известна (например, для схем 1—6 H_1), то минимальная глубина зало-

жения дренажа, устанавливающая ток засоленных грунтовых вод в его сторону, может быть определена из неравенства (см. схему рис. 47):

$$h_{др} > (\Delta H_1 - \Delta H_2) = \Delta H_1 \frac{(\rho_2 - \rho_1)}{\rho_2}.$$

При $\Delta H_1 = H_1$ имеем:

$$h_{др} > H_1 \frac{(\rho_2 - \rho_1)}{\rho_2}. \qquad (449)$$

Для обычно встречающихся в условиях орошения минерализаций грунтовых вод отношение ρ_2/ρ_1 не превышает 1,05, поэтому условие (449) соблюдается.

Приведенная работа Н. К. Гиринского (1951) и основанные на ней соображения представляют интерес для разъяснения некоторых особенностей движения двух потоков грунтовых вод разной минерализации, но она не позволяет решить поставленную нами задачу о динамике зоны опреснения вблизи крупных оросительных каналов.

Вопрос о перемещении поверхности раздела потоков грунтовых вод различной плотности решался П. Я. Полубариновой-Кочиной (1952, 1942, 1949, 1951, 1947). В работе «Некоторые задачи плоского

Схема	ΔH_1	ΔH_2	$\Delta H_1 + \Delta H_2$	$\frac{\rho_1}{\rho_2}\Delta H_1 + \Delta H_2$	q_1	q_2
1	-1	-1	-2	-1,9	>0	>0
2	-1	0	-1	-0,9	>0	>0
3	-1	+0,9	-0,1	0	>0	0
4	-1	+0,95	-0,05	+0,05	>0	<0
5	-1	+1	0	+0,1	0	<0
6	-1	+1,5	+0,5	+0,6	<0	>0
7	+0,5	-1,0	-0,5	-0,55	>0	>0
8	+0,9	-1,0	-0,1	-0,19	>0	>0
9	+1	-1	0	-0,1	0	>0
10	+1,05	-1	+0,05	-0,055	<0	>0
11	+1,111	-1	+0,111	0	<0	0
12	+1,5	-1	+0,5	+0,35	<0	<0

Рис. 47. Схемы движения потока пресной грунтовой воды по соленой.

движения грунтовых вод» (М., изд. АН СССР, 1942) рассмотрено влияние фильтрации под гидротехническими сооружениями на перемещение поверхности раздела пресных и засоленных грунтовых вод.

Метод П. Я. Полубариновой-Кочиной позволяет для установившегося движения грунтовых вод определять предельные положения линии разделов между соленой и пресной грунтовой водой для различных схем фильтрации под гидротехническими сооружениями. Необходимо знать не только предельное положение поверхности раздела, но и динамику процесса во времени.

Приведенное в работе П. Я. Полубариновой-Кочиной (1942) решение в виде ряда весьма сложно. Оно содержит некоторые допущения, в том числе принятие независимости горизонтальных скоростей от вертикального положения точки в потоке. Это допущение вполне возможно при рассмотрении сравнительно длинных и в основном горизонтальных потоков грунтовых вод; при фильтрации же из канала, когда фильтрационный поток имеет в основном вертикальное направление (до встречи с грунтовыми водами), такое допущение является неточным (Полубаринова-Кочина, 1951).

Н. Н. Веригин (1953) иначе подходит к изучению перемещения пресных фильтрационных вод через засоленные грунты. Автор, учитывая растворение солей и диффузию, составляет две системы уравнений движения.

Первая система относится к движению минерализованной воды. При незначительных изменениях вязкости, плотности и проницаемости в зависимости от встречающихся в практике значений минерализации грунтовых вод она переходит в обычные уравнения фильтрации пресных грунтовых вод.

Вторая система описывает перемещение солей в грунте и приводится к уравнению, содержащему в качестве искомого (по заданным начальным и граничным условиям) переменного концентрацию солей — $n(x, y, t)$. При незначительности диффузионных сил для линейного движения автор предлагает уравнение:

$$-V_x \frac{\partial n}{\partial x} + \gamma m (n_м - n) = m \frac{\partial n}{\partial t}, \qquad (450)$$

при $u_x = -nV_x$,

где V_x — скорость фильтрации; u_x — массовая скорость движения солей; $n_м$ — концентрация солей в пограничном слое (с засоленным грунтом); m — порозность грунта; γ — коэффициент солевого обмена.

Н. Н. Веригин, пользуясь рекомендуемыми уравнениями, решает задачи о равномерном движении воды в засоленном грунте, промывке засоленных почв и солевом режиме грунтовых вод вблизи новых каналов. Он рассматривает задачу о передвижении зоны опреснения под влиянием фильтрации из канала при внезапном подъеме уровня воды в нем.

Принимая для задачи с пресными грунтовыми водами известное решение для этого случая (Аверьянов, 1956, 1950, 1950а; Полубаринова-Кочина, 1949, 1952), Н. Н. Веригин (1953) сначала учитывает диффузионные силы, но при этом результат получает весьма сложный, требующий приближенного интегрирования. Пренебрегая силами диффузии и принимая, что в водоносном грунте не происходит солевого обмена между грунтом и водой, автор приводит уравнение (450) к виду:

$$\frac{V_x}{m} \cdot \frac{\partial n}{\partial x} + \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \text{ при } \gamma = 0. \qquad (451)$$

Подставляя значение

$$V_x = -k\frac{\partial h}{\partial x},$$

Н. Н. Веригин приходит к формуле для определения перемещения границы зоны рассоления в виде

$$x = 2\beta\sqrt{at}; \quad a = \frac{k(H+h_0)}{m}; \quad \beta e^{\beta^2} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{H}{(H+h_0)}, \qquad (452)$$

где h_0 — начальная мощность потока грунтовых вод; H — подъем уровня воды в канале.

Принимая в уравнении (450) $\gamma = 0$, автор допускает $n = \text{const}$, так как, приняв в уравнении (451) известное соотношение

$$V_x = m\frac{dx}{dt},$$

получим:

$$\frac{\partial n}{\partial x}dx + \frac{\partial n}{dy}dy = dn = 0. \qquad (453)$$

Автором принимается полное замещение соленой воды пресной, а скорость горизонтального перемещения раздела между ними находят из известного уравнения (Полубаринова-Кочина, 1952):

$$V_x = -k\frac{\partial h}{\partial x}. \qquad (454)$$

Приближенное определение зоны опреснения вблизи оросительных каналов в условиях установившегося движения

Выясним, насколько сильно в условиях орошения отличаются физические свойства более пресных фильтрационных вод от аналогичных свойств засоленных грунтовых.

Плотность растворов солей зависит не только от минерализации, но и от состава солей.

Плотность океанской воды приблизительно равна $\rho_2 = 1{,}028$ (Алекин, 1953).

А. И. Силин-Бекчурин (1951) приводит график зависимости плотности растворов от общего содержания солей (по А. М. Кузнецову), из которого видно, что эта связь может быть записана в виде

$$\rho_2 = 1{,}000 + 0{,}00078\, n, \qquad (455)$$

где ρ_2 — плотность, кг/м³; n — содержание солей, г/л.

Учитывая, что плотность воды при 20° С $\rho_1^{20°C} = 0{,}9982$ и что $A = n/10\rho_2$ (A — число граммов растворенного вещества в 100 г раствора; n — число граммов растворенного вещества в 1 л раствора), получим следующие данные.

Минерализация NaCl, г/л	1	2	10	20	40	60	80	100
$\rho_2^{20°C}/\rho_1^{20°C}$	1,001	1,002	1,008	1,015	1,029	1,042	1,055	1,068

За исключением особых случаев, когда каналы прокладывают в грунтах с исключительно засоленными грунтовыми водами, обычно при $10 < n < 50$ г/л, отношение плотностей засоленной и пресной грунтовых вод лежит в пределах $1{,}01 < \rho_2/\rho_1 < 1{,}04$.

Вязкость минерализованных грунтовых вод при увеличении количества растворенных солей возрастает, но при минерализации менее 50 г/л это увеличение незначительное. При $t=20°$ С вязкость раствора изменяется от 0,95 сантипуаз для пресной воды до 1,01 сантипуаз для $n=50$ г/л.

Коэффициент фильтрации грунтов в связи с их засолением увеличивается. В глинистых грунтах это происходит за счет коагуляции мелкодисперсных частиц. У песков и песчаных почв k увеличивался незначительно. Так, в наших опытах до засоления песок имел $k=$ $=0{,}025$ см/с, а после засоления и последующей промывки пресной водой коэффициент фильтрации засоленной (40 г/л) и пресной воды равнялся 0,03 см/с.

Скорость капиллярного поднятия растворов соли в грунтах меньше, чем чистой воды. Для песка после проведения в нем опытов нами получены примерно одинаковые значения максимальной высоты капиллярного поднятия как для раствора NaCl концентрации 40 г/л, так и для чистой воды, равные $h_к \sim 30$ см.

Учитывая недостаточную изученность вопроса об изменении водно-физических свойств грунтов в зависимости от степени их засоления, приближенно можно считать, что в одних и тех же грунтах (сравнительно легкого состава) пресные фильтрационные и не слишком сильно минерализованные грунтовые воды будут передвигаться, подчиняясь примерно одинаковым количественным связям, то есть для изучения мощных потоков грунтовых вод можно приближенно принять $k_1 \approx k_2$; $h_{к_1} \approx h_{к_2}$ и $\delta_1 \approx \delta_2$ (δ — коэффициент водоотдачи; индексы 1 относятся к движению более пресных фильтрационных вод и 2 — к движению не слишком сильно минерализованных грунтовых вод). Тогда можно рассматривать динамику потока грунтовых вод в целом, не разделяя области пресных фильтрационных и засоленных грунтовых вод, и для изучения фильтрации из каналов применять зависимости, установленные для однородного потока грунтовых вод.

Зная для исследуемого потока скорости движения, можно определить сроки перемещения зоны опреснения как границы фронта продвигающейся фильтрационной воды. При таком допущении пренебрегают диффузией растворов и условно принимают, что пресные фильтра-

ционные воды полностью замещают засоленные грунтовые воды.

В действительности при вытеснении засоленных грунтовых вод пресными минерализация изменяется постепенно. Ввиду относительно небольшой ширины переходной зоны в качестве первого приближения за границу зоны опреснения можно считать поверхность начала уменьшения минерализации.

Другим следствием принятых нами допущений является неучет изменения давлений и потенциалов скоростей в связи с различными плотностями пресной фильтрационной и засоленной грунтовой воды.

Как указывалось выше, Н. К. Гиринским и П. Я. Полубариновой-Кочиной установлены условия на поверхности раздела жидкостей различной плотности.

Точное гидромеханическое решение плоских задач при этих условиях для установившегося и тем более для неустановившегося режима весьма затруднительно даже для простейших случаев и сводится к сложным математическим выкладкам.

Можно предположить, что вблизи каналов и при не очень длительной фильтрации сделанные нами допущения дадут не столь большие погрешности.

Принимая упомянутые допущения, будем определять перемещение фронта зоны опреснения, пользуясь формулами для составляющих скоростей при плоской фильтрации в виде

$$V_x = m_0 \frac{dx}{dt} = -k \frac{\partial h}{\partial x}; \qquad (456)$$

$$V_y = m_0 \frac{dy}{dt} = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \qquad (457)$$

где V_x, V_y — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие скорости фильтрации; m_0 — свободная порозность (за вычетом защемленного воздуха p и связанной воды w_0), равная $m_0 = m - p - w_0$ (m — полная порозность).

При направлении оси y вниз напор равен:

$$h = P/\gamma - y,$$

где P — давление.

Используя имеющиеся решения для типичных случаев фильтрации из каналов и принимая по ним значения $h(x, y, t)$, интегрированием уравнений (456) и (457) находим перемещение границ зоны опреснения.

Выяснение динамики опресняющего действия каналов важно для районов с высоким стоянием засоленных грунтовых вод, поэтому рассматриваем случаи подпертой фильтрации.

Одиночные каналы

К одиночным каналам относим такие, фильтрация из которых не оказывает взаимного подпирающего действия.

Для предельного случая установившейся фильтрации подпертая фильтрация из каналов происходит, как это показано в работе С. Ф. Аверьянова (1956), при наличии равенства фильтрационных потерь и подземного оттока. Подземный отток может реализоваться оттоком грунтовых вод в стороны от массива, в местные понижения или дренаж и расходованием грунтовых вод на испарение и транспирацию растениями. Рассмотрим некоторые типичные случаи, соответствующие различным условиям подземного оттока.

а) *Подземный отток в стороны от канала за пределы орошаемых земель; водоупор залегает весьма глубоко.*

Для одиночного канала при оттоке подземных вод за пределы орошаемых земель в условиях подпертой фильтрации и глубокого залегания водоупора имеются решения для схемы, изображенной на рисунке 48 (Аверьянов, 1956; Полубаринова-Кочина, 1952, и др.).

Для условий, изображенных на рисунке 48 в работах Козени, Ризенкампфа, С. Н. Нумерова (1953), найдены зависимости:

$$-x = He^{\pi\varphi/Q}\sin\frac{\pi\psi}{Q} + \psi/Q, \qquad (458)$$

$$y = He^{\pi\varphi/Q}\cos\frac{\pi\psi}{Q} + \varphi/k, \qquad (459)$$

где Q — расход на фильтрацию.

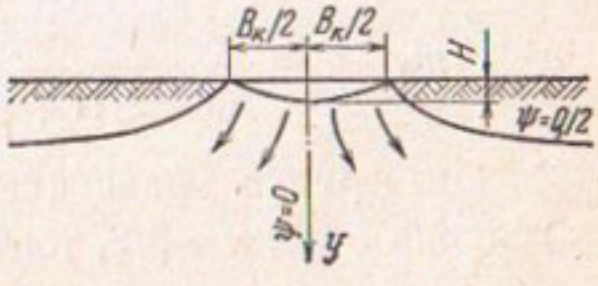


Рис. 48. Схема к расчету фильтрации из одиночного канала.

$$Q = k(B_к - 2H); \tag{460}$$

комплексный потенциал течения $\chi = \varphi + i\psi$; φ — потенциал скорости, $\varphi = -kh$; напор $h = P/\gamma - y$ (ось y направлена вниз).

Поверхность грунтовых вод находится из уравнений (458) и (459) при $\psi = -Q/2$:

$$x - Q/2k = He^{k\pi y/Q}, \quad y = \varphi/k. \tag{461}$$

Вводя обозначения $\bar{x} = x/H$, $\beta = B_к/H$, $\bar{y} = y/H$, запишем уравнение (461) в виде

$$\bar{y} = \frac{1}{\pi}(\beta - 2)\ln(\bar{x} + 1 - \beta/2). \tag{462}$$

Воспользуемся уравнениями (456) и (457) для определения динамики перемещения зоны опреснения. Так как в рассматриваемом случае поверхность грунтовых вод является линией тока, то вдоль нее действительно выражение для скорости (Павловский, 1955; Ведерников, 1939):

$$V_s = \frac{d\varphi}{ds} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)^2}}. \tag{463}$$

С другой стороны, скорость V_s равна:

$$V_s = m_0 \frac{ds}{dt} = m_0 \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \frac{dx}{dt}. \tag{464}$$

Учитывая уравнения (461), найдем:

$$\partial x/\partial \varphi = \frac{\pi}{k(\beta - 2)} e^{\pi \bar{y}/(\beta - 2)}, \tag{465}$$

$$\partial y/\partial \varphi = 1/k, \tag{466}$$

$$dy/dx = \frac{1}{\pi}(\beta - 2)\frac{1}{(\bar{x} + 1 - \beta/2)}. \tag{467}$$

Подставляя уравнения (467) в (464), (465) и (466) в (463) и приравнивая выражение для скоростей, после некоторых преобразований получим:

$$m_0 \frac{dx}{dt} = \frac{\pi(\bar{x} + 1 - \beta/2)}{(\beta - 2)[1 + \pi^2(\bar{x} + 1 - \beta/2)^2/(\beta - 2)^2]}. \tag{468}$$

Интегрируя уравнение (468), принимаем начальные условия $t = 0$, $\bar{x} = \beta/2$, тогда

$$t = \frac{\pi m_0 H}{2k(\beta-2)}\left[\frac{2}{\pi^2}(\beta-2)^2 \ln(\bar{x}+1-\beta/2)+\right.$$
$$\left.+(\bar{x}-\beta/2)(\bar{x}-\beta/2+2)\right]. \qquad (469)$$

Пользуясь уравнением (469), можно определить время t, за которое продвинется фронт рассоления в горизонтальном направлении на расстояние x от оси канала.

Проверим, насколько велика будет ошибка, если в рассмотренном случае заменить скорость перемещения вдоль поверхности грунтовых вод V_s ее горизонтальной составляющей V_x. Эта проверка важна для решения более сложных задач, так как пользование формулой (463) в ряде случаев затруднительно.

Принимая приближенно

$$V_s \sim V_x = m_0 \frac{dx}{dt} = \partial\varphi/\partial x \qquad (470)$$

и подставляя выражение $\partial\varphi/\partial x$, найдем:

$$\frac{d\bar{x}}{dt} = \frac{k(\beta-2)}{\pi m_0 H} \frac{1}{(\bar{x}+1-\beta/2)}. \qquad (471)$$

Интегрирование уравнения (471) при начальном условии $t=0$, $\bar{x}=\beta/2$ дает:

$$t = \frac{\pi m_0 H}{2k(\beta-2)}(\bar{x}-\beta/2)(\bar{x}-\beta/2+2), \qquad (472)$$

что и будет приближенным решением задачи.

Динамику вертикального перемещения фронта зоны рассоления под дном канала можно описать, пользуясь формулой (457) для определения V_y.

Приняв в формуле (459) $\psi=0$, $x=0$, получим:

$$y = He^{\pi\varphi/Q} + \varphi/k. \qquad (473)$$

Напишем формулу (457) в виде

$$m_0 \frac{dy}{dt} = m_0 \frac{dy}{d\varphi} \cdot \frac{d\varphi}{dt} = \frac{d\varphi}{dy};\ m_0\left(\frac{dy}{d\varphi}\right)^2 d\varphi = dt. \qquad (474)$$

Находя $\partial y/\partial\varphi$ из формулы (473), получим:

$$d\varphi/dt = \left[m_0\left(\frac{\pi}{k(\beta-2)} e^{\pi\varphi/Q} + 1/k\right)^2\right]^{-1}. \qquad (475)$$

Интегрируя при начальном условии $t=0$, $\varphi=0$, $y=H$, найдем:

$$t=\frac{m_0H}{k}\left\{\left(e^{\pi\varphi/Q}-1\right)\left[2+\frac{\pi}{2(\beta-2)}\left(e^{\pi\varphi/Q}+1\right)\right]+\varphi/kH\right\}. \quad (476)$$

Формула (476) в пользовании неудобна, поэтому, вводя приведенное давление

$$\overline{P}=P/\gamma H=\frac{1}{H}(y-\varphi/k)=\overline{y}-\varphi/kH,$$

напишем выражение (476) в виде

$$t=\frac{2m_0H}{k}(\overline{P}-1)\left[1+\frac{\pi(\overline{P}+1)}{4(\beta-2)}+\frac{(\beta-2)}{2\pi(\overline{P}-1)}\ln\overline{P}\right], \quad (477)$$

где $\overline{P}$ определяют из уравнения:

$$\overline{P}+\frac{1}{\pi}(\beta-2)\ln\overline{P}=\overline{y}. \quad (478)$$

Задаваясь различными глубинами перемещения фронта рассоления y, по формуле (478) находим приведенное давление $\overline{P}$ и по формуле (477) соответствующее время.

Расчеты по этим зависимостям показывают затухающий характер перемещения зоны рассоления, что естественно в связи с уменьшением скоростей при удалении от канала.

Недостаток предыдущей схемы решения состоит в том, что ширина канала по урезу воды $B_к$ и глубина воды H определяют положение уровня грунтовых вод [формула (461)]. В практике бывает известно положение уровня грунтовых вод, которое определяется общим балансом грунтовых вод орошаемого массива, а неизвестным является расход на фильтрацию. Для этого случая (рис. 48) автором (Аверьянов, 1956) предложено более простое решение:

$$\psi+x=-\frac{1}{2}(B_к-Q/k)\operatorname{ch}\pi\varphi/Q\sin\pi\psi/Q, \quad (479)$$

$$y-\varphi/k=\frac{1}{2}(B_к-Q/k)\operatorname{sh}\pi\varphi/Q\cos\pi\psi/Q. \quad (480)$$

Введем обозначения:

$$x_0 = x/B_к;\ y_0 = y/B_к;\ \alpha = Q/\bar{Q}_ф,$$

где α — коэффициент, показывающий уменьшение фильтрационных потерь за счет подпора грунтовых вод; Q — расход на фильтрацию в условиях подпора; $\bar{Q}_ф$ — потери в условиях свободной фильтрации.

Для $\psi = -Q/2$ (поверхность грунтовых вод) имеем:

$$y_0 = \frac{\alpha}{\pi} \operatorname{arch} \frac{2x_0 - \alpha}{1 - \alpha}. \qquad (481)$$

По уравнению (481), зная положение поверхности грунтовых вод y_0 на произвольном расстоянии от канала x_0, можно определить коэффициент α и расход на фильтрацию.

Определяя время перемещения зоны опреснения аналогично тому, как это сделано в предыдущей задаче, получим для горизонтальной скорости:

$$k\partial y/dx = \frac{2Q}{k} \cdot \frac{1}{\sqrt{(2x - Q/k)^2 - (B_к - Q/k)^2}} = m_0\, dx/dt. \qquad (482)$$

Интегрируя уравнение (482) при начальных условиях $t = 0$, $x_0 = {}^1/_2$, имеем:

$$t = \frac{m_0 \pi B_к (1-\alpha)^2}{8k\alpha} \left[u\sqrt{u^2 - 1} - \operatorname{arch} u\right];\ u = \frac{2x_0 - \alpha}{1 - \alpha} \qquad (483)$$

или с учетом формулы (481)

$$t = \frac{m_0 \pi B_к (1-\alpha)^2}{16k\alpha} \left[\operatorname{sh} \frac{2\pi y_0}{\alpha} - \frac{2\pi y_0}{\alpha}\right]. \qquad (484)$$

Для вертикального продвижения используем формулу (474);

$$\partial y/\partial\varphi = \frac{1}{k}\left[1 + \frac{\pi(1-\alpha)}{2\alpha} \operatorname{ch} \pi\varphi/Q\right]. \qquad (485)$$

Интегрирование выражения

$$\frac{m_0}{k^2}\left[1 + \frac{\pi(1-\alpha)}{2\alpha} \operatorname{ch} \pi\varphi/Q\right]^2 d\varphi = dt$$

при условии $t = 0$, $y = 0$, $\varphi = 0$ дает:

$$t = \frac{m_0}{k^2}\left[\varphi + \frac{1-\alpha}{\alpha} Q \operatorname{sh} \pi\varphi/Q + \frac{\pi(1-\alpha)^2}{8\alpha^2} Q\left(\frac{1}{2}\operatorname{sh}\frac{2\pi\varphi}{Q} + \frac{\pi\varphi}{Q}\right)\right], \qquad (486)$$

что можно записать в виде

$$t = \frac{m_0 B_к}{k}\left\{\bar{y} + \bar{P} + \frac{\pi(1-\alpha)^2}{16\alpha}\left[\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\alpha} \times \right.\right.$$

$$\left.\left. \times (\bar{y} - \bar{P}) + \frac{2\pi}{\alpha}(\bar{y} - \bar{P})\right]\right\}, \qquad (487)$$

где приведенное давление $\bar{P} = P/\gamma B_к = \frac{1}{B_к}(y - \varphi/k)$ находится из соотношения

$$\bar{P} + \frac{\alpha}{\pi}\operatorname{arsh}\frac{2\bar{P}}{(1-\alpha)} = \bar{y};\ \bar{y} = y/B_к.$$

б) *Фильтрационные потери расходуются только на испарение с поверхности грунтовых вод и транспирацию.*

Для случая подпертой фильтрации из одиночного канала при расходовании потерь только на испарение с поверхности грунтовых вод (Аверьянов, 1956, 1950, 1950а) было предложено гидравлическое решение, учитывающее зависимость испарения грунтовых вод от глубины их стояния:

$$e = e_0(1 - \Delta/\Delta_0)^n. \qquad (488)$$

При учете формулы (488) при $n=1$ поверхность грунтовых вод описывается уравнением:

$$\Delta = \Delta_0\left[1 - \exp\left(-xe_0/\sqrt{kH_c\,\Delta_0\,e_0}\right)\right], \qquad (489)$$

где x — расстояние от канала, м; Δ — глубина стояния грунтовых вод от поверхности, м.

Расход на фильтрацию в одну сторону равен:

$$Q_\infty = \sqrt{kH_c\,\Delta_0\,e_0}. \qquad (490)$$

Пользуясь формулами (456), (489) и (490), напишем:

$$m_0\frac{dx}{dt} = k\frac{d\Delta}{dx} = \frac{\Delta_0 ke_0}{Q_\infty}\exp\left(-xe_0/Q_\infty\right). \qquad (491)$$

Интегрирование при начальных условиях $t=0$, $x=0$ дает время перемещения фронта зоны рассоления:

$$t = \frac{m_0 Q_\infty^2}{k\Delta_0 e_0^2}\left[\exp\left(xe_0/Q_\infty\right) - 1\right]. \qquad (492)$$

Учитывая выражения (490) и (489), формула (492) может быть записана в виде

$$t = \frac{m_0 H_c}{e_0} \cdot \frac{\Delta}{\Delta_0} \cdot \frac{1}{(1-\Delta/\Delta_0)}. \qquad (493)$$

Аналогичные расчеты при $n=2$ дают:

$$\Delta = \Delta_0 \left[1 - \frac{1}{(1 + xe_0/3Q_\infty)^2} \right], \qquad (494)$$

$$Q_\infty = \sqrt{2/3} \sqrt{kH_c \Delta_0 e_0}, \qquad (495)$$

$$t = \frac{9m_0 Q_\infty^2}{8k\Delta_0 e_0^2} [(1 + xe_0/3Q_\infty)^4 - 1], \qquad (496)$$

$$t = \frac{3m_0 H_c}{4e_0} \cdot \frac{\Delta}{\Delta_0} \cdot \frac{(2-\Delta/\Delta_0)}{(1-\Delta/\Delta_0)^2}, \qquad (497)$$

где Δ определяют по формуле (494).

Так как задача решалась гидравлически, как линейная (полагалось, что канал прорезает водоносный пласт до водоупора), то время вертикального опреснения в этой постановке не может быть найдено.

Дополнительные потери на поворот при выходе его из канала могут быть учтены умножением расхода Q_∞ на коэффициент β ($\beta<1$) (Аверьянов, 1956).

Для одного из конкретных случаев ($B_к=10$ м; $H=2$ м; $k=0{,}5$ м/сут; $m_0=0{,}3$) при трех различных условиях оттока и расходования грунтовых вод, на рисунке 49, *а* нанесены поверхности грунтовых вод и на рисунке 49, *б* графики горизонтального перемещения фронта зоны рассоления.

Сравнение поверхностей грунтовых вод (рис. 49, *а*) показывает, что они существенно отличаются одна от другой. Самое низкое положение (кривая *1*) занимают грунтовые воды при обеспеченном оттоке за пределы массива (при $H_c \to \infty$). Когда подземный отток затруднен, поверхность грунтовых вод (кривая *2*) существенно поднимется (при уровне грунтовых вод $\Delta=5$ м на расстоянии $x=1000$ м от канала). Основное падение поверхности грунтовых вод происходит вблизи канала; половина падения напора, то есть $\Delta h=2{,}5$ м, осуществляется на расстоянии 50 м от канала, а другая половина — на остальных 950 м, в связи с чем уклоны поверхности грунтовых вод и скорости движения очень

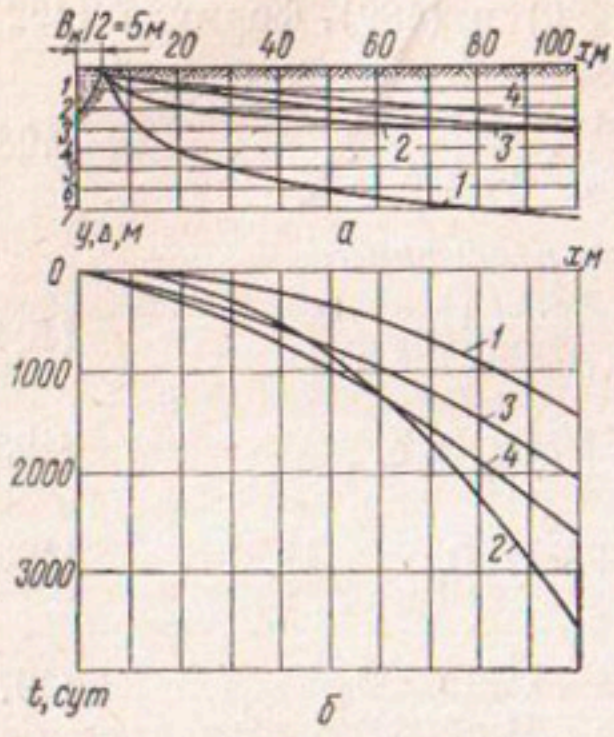


Рис. 49. Поверхность грунтовых вод (*а*) и динамика продвижения фронта опреснения (*б*) при фильтрации из одиночного канала и различных условиях оттока.

резко затухают при удалении от канала. Более высокое положение занимает поверхность грунтовых вод (кривые *3*, *4*) при отсутствии подземного оттока и расходовании их только на испарение (при $\Delta_0=5$ м; $e_0=$ $=0{,}005$ м/сут; $H_c=20$ м). Это особенно заметно вблизи канала, что естественно в силу упрощенной схемы, принятой для расчета этих случаев (линейное движение и неучет потерь на поворот потока при выходе его из канала). Обращаем внимание, что показатель степени n не оказывает существенного влияния на положение поверхности грунтовых вод, хотя при $n=2$ (кривая *4*) они стоят несколько выше, чем при $n=1$ (кривая *3*), что и должно быть из-за меньшего испарения при $n=2$ [формула (488)].

Обращаясь к рисунку 49, *б* и сопоставляя время горизонтального продвижения фронта рассоления, видим, что закономерности $t(x)$ соответствуют характерам поверхностей грунтовых вод: быстрое продвижение вблизи каналов для случаев наличия подземного оттока (кривые *1* и *2*) и замедление движения при удалении от канала, что видно при затрудненном оттоке (кривая *2*). Более равномерное движение зоны рассоления, хотя тоже замедленное, наблюдается для случаев расходования грунтовых вод только на испарение с их поверхности, причем существенного отличия для случаев $n=1$ (кривая *3*) и $n=2$ (кривая *4*) не наблюдается.

Из рисунка 49 видно, что при одинаковом положении поверхности грунтовых вод при $x=100$ м (кривые *2* и *3*, рис. 49, *а*) время продвижения зоны рассоления (кривые *2* и *3*, рис. 49, *б*) отличается почти в 2 раза

(t=2060 и 3550 суток). Это объясняется тем, что для случая ограниченного оттока (кривая *2*, рис. 49, *б*) скорости движения, значительные в непосредственной близости от канала, уже на расстоянии x=20 м становятся меньше скоростей движения для случая расходования грунтовых вод только на испарение; это же хорошо видно из сопоставления поверхностей грунтовых вод на рисунке 49, *а*. Если считать известным положение поверхности грунтовых вод y на расстоянии x от канала и определять среднюю скорость движения как $V_{ср}=k\frac{y}{x}\sim m_0\frac{x}{t}$, то можно написать:

$$t\sim\frac{m_0 x^2}{ky}. \qquad (498)$$

Так, приняв известным y=3,15 м при x=100 м (кривые *2* и *3*, рис. 49, *а*), получим по формуле (498) t=1900 суток, что близко к результату для расходования грунтовых вод только на испарение (кривая *3*, рис. 49, *б*).

Это совпадение объясняется тем, что для рассматриваемого случая на участке вблизи канала (кривая *3*, рис. 49, *а*) поверхность грунтовых вод близка к линейной.

При $x>100$ м это расхождение, очевидно, будет более значительным. Так, при x=500 м для случая расхода только на испарение (кривая *3*) по формуле (489) $y=\Delta$=4,97 м и время по формуле (493) t=178 тыс. суток, тогда как то же самое время по формуле (498) равно $t\sim$30 тыс. суток.

Ввиду того, что при подпертой фильтрации вблизи каналов поверхность грунтовых вод всегда носит вогнутый характер, определение времени горизонтального перемещения фронта зоны опреснения по приближенной формуле (498) всегда дает заниженные результаты.

Система каналов

В этом случае поток грунтовых вод имеет ограниченную длину, которую приближенно можно принять равной половине расстояния между каналами, что справедливо и для дренированной системы, так как размещение дренажа с точки зрения отвода засоленных грун-

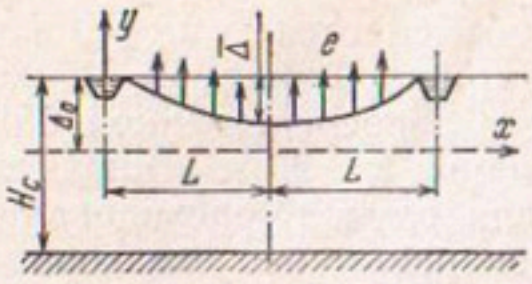


Рис. 50. Схема к расчету фильтрации из системы каналов при наличии испарения с поверхности грунтовых вод.

товых вод наиболее целесообразно проводить также посредине расстояний между оросительными каналами.

Фильтрационные потери в рассматриваемом случае могут расходоваться как целиком на испарение с поверхности грунтовых вод и транспирацию (при полном отсутствии условий для подземного оттока), так и целиком на подземный отток или частично на испарение и частично на отток.

Рассмотрим некоторые типичные случаи фильтрации из системы каналов при установившемся режиме и определим для них перемещение зоны рассоления.

а) *Подземный отток и дренаж отсутствуют, фильтрационные потери расходуются на испарение.*

Для схемы движения, изображенной на рисунке 50, примем приближенное гидравлическое решение, имеющее при $n=1$ (так как влияние показателя степени n в формуле (488) не столь велико) вид:

$$L-x=\sqrt{kH_c\Delta_0/e_0}\,\operatorname{arch}\frac{1-\Delta/\Delta_0}{1-\bar{\Delta}/\Delta_0}, \qquad (499)$$

при $y=\Delta_0-\Delta$.

Введем обозначения: $\bar{x}=x/L$; $Q_0=e_0L$; $Q_\infty=\sqrt{kH_c\Delta_0e_0}$ (расход на фильтрацию из одиночного канала в одну сторону) и их отношение $\mu=Q_0/Q_\infty$.

Тогда формула (499) примет вид:

$$\Delta=\Delta_0[1-(1-\bar{\Delta}/\Delta_0)\operatorname{ch}\mu(1-\bar{x})], \qquad (500)$$

где $\bar{\Delta}$ — глубина грунтовых вод посредине расстояний между каналами:

$$\bar{\Delta}=\Delta_0[1-1/\operatorname{ch}\mu]. \qquad (501)$$

Уравнение поверхности грунтовых вод можно записать таким образом:

$$y=\Delta_0\frac{\operatorname{ch}\mu(1-\bar{x})}{\operatorname{ch}\mu}. \qquad (502)$$

Расход на фильтрацию (в одну сторону) равен:

$$Q = Q_\infty \operatorname{th} \mu; \quad \mu = e_0 L/Q_\infty; \quad Q_\infty = \sqrt{kH_c \Delta_0 e_0}. \quad (503)$$

Пользуясь выражением (491) для определения скоростей с учетом формулы (502), имеем:

$$-k\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\Delta_0 k\mu \operatorname{sh}\mu(1-\bar{x})}{L \operatorname{ch}\mu} = m_0\frac{dx}{dt} = Lm_0\frac{d\bar{x}}{dt}. \quad (504)$$

Интегрируя при начальных условиях $t=0$, $\bar{x}=0$, получим:

$$t = \frac{m_0 L^2 \operatorname{ch}\mu}{2\Delta_0 k\mu^2} \ln \frac{[\operatorname{ch}\mu(1-\bar{x})+1](\operatorname{ch}\mu-1)}{[\operatorname{ch}\mu(1-\bar{x})-1](\operatorname{ch}\mu+1)} =$$

$$= \frac{m_0 H_c}{e_0} \operatorname{ch}\mu \ln \frac{\operatorname{th}\mu/2}{\operatorname{th}(1-\bar{x})\mu/2}, \quad (505)$$

что можно записать в виде

$$t = \frac{m_0 H_c}{e_0 \bar{\eta}} \cdot \frac{1}{2} \ln \frac{(\eta+\bar{\eta})(1-\bar{\eta})}{(\eta-\bar{\eta})(1+\bar{\eta})}, \quad (506)$$

где $\eta = y/\Delta_0 = 1 - \Delta/\Delta_0$; $\bar{\eta} = 1 - \bar{\Delta}/\Delta_0$.

Так как всегда $\operatorname{th}\mu < 1$, то $Q < Q_\infty$, в чем сказывается подпирающее действие соседних каналов [формула (503)].

Из формулы (500) следует, что при $x=L$, $\eta=\bar{\eta}$ и $t\to\infty$, то есть рассоление массива в условиях отсутствия подземного оттока невозможно.

Расчеты показывают, что замедление рассоления, вызванное наличием соседних каналов, незначительно, но оно возрастает с удалением от канала (по мере приближения к середине расстояния между каналами).

Наличие соседних каналов и их подпирающее действие вызывают более высокое стояние грунтовых вод, уменьшают фильтрационные потери и замедляют рассоление.

б) *Система дренирована. Фильтрационные потери расходуются частично на дренажный отток, частично на испарение.*

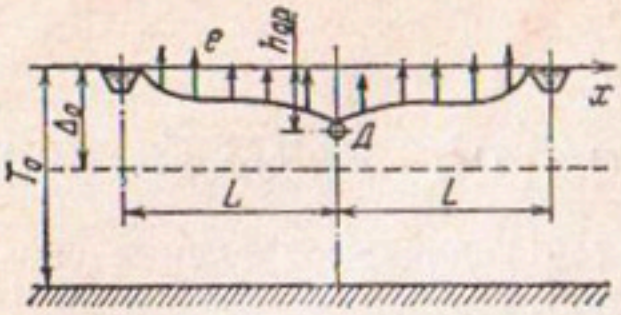


Рис. 51. Схема к расчету фильтрации из системы каналов при наличии дренажа и испарения с поверхности грунтовых вод.

Для схемы, изображенной на рисунке 51, приближенное решение имеет вид (Аверьянов, 1956, 1950, 1950 а):

$$\varphi = \sqrt{1 - \bar{\eta}^2 + \varepsilon^2}; \quad \operatorname{ch}\mu = \frac{\bar{\eta} - \mu\varepsilon}{1 - \varphi^2}; \quad \mu = \ln\frac{1+\varphi}{\bar{\eta} + \varepsilon}, \quad (507)$$

где $\varphi = Q/Q_0$; $\mu = Q_0/Q_\infty$; $\varepsilon = Q_д/Q_\infty$; $Q_0 = e_0 L$; $Q_\infty = \sqrt{kH_c\Delta_0 e_0}$;

$Q, Q_д$ — односторонние расходы на фильтрацию из канала и дренажный расход; $\bar{\eta} = 1 - h_{др}/\Delta_0$; $h_{др}$ — глубина заложения дренажа.

Зная k, H_c, Δ_0, $h_{др}$, e_0, L, определяют Q_0, Q_∞, μ, $\bar{\eta}$ и, решая совместно уравнения (507), находят значения φ и ε, что и является решением задачи. Уравнение поверхности грунтовых вод в данном случае имеет вид:

$$\eta = \operatorname{ch}\mu\bar{x} - \varphi\operatorname{sh}\mu\bar{x}, \quad (508)$$

при $\bar{x} = x/L$; $\eta = 1 - \Delta/\Delta_0 = y/\Delta_0$.

При отсутствии дренажного стока, то есть при $\varepsilon = 0$, уравнение (508) переходит в выражение (502). В этом случае $\varphi = \sqrt{1 - \bar{\eta}^2}$; $\bar{\eta} = \operatorname{ch}\mu - \sqrt{1 - \bar{\eta}^2}\operatorname{sh}\mu$; $\bar{\eta} = 1/\operatorname{ch}\mu$; $\varphi = \operatorname{th}\mu$; $\eta = (\operatorname{ch}\mu\operatorname{ch}\mu\bar{x} - \operatorname{sh}\mu\operatorname{sh}\mu\bar{x})/\operatorname{ch}\mu = \operatorname{ch}\mu(1 - \bar{x})/\operatorname{ch}\mu$.

Уравнение (508) может быть представлено в виде

$$\mu\bar{x} = \ln\frac{(1+\varphi)}{\eta + \sqrt{\eta^2 + \varphi^2 - 1}} \quad (509)$$

или

$$-kdy/dx = -k\Delta_0 d\eta/dx = m_0 dx/dt = m_0 dx/dy \cdot dy/dt,$$

откуда, воспользовавшись формулой (509), получаем:

$$-\frac{k\Delta_0\mu^2}{m_0 L^2}(\eta^2 + \varphi^2 - 1) = d\eta/dt. \quad (510)$$

При интегрировании уравнения (510) следует различать три случая: $\varphi < 1$, то есть фильтрация из канала

меньше, чем из одиночного, что возможно при неглубоком заложении дренажа; 2) $\varphi=1$, когда $Q=Q_\infty$; 3) $\varphi>1$, когда дренаж значительно увеличивает фильтрационные потери, что приводит к неравенству $Q>Q_\infty$.

Случай $\varphi<1$. Интегрирование уравнения (510) при начальном условии $t=0$, $\eta=1$ дает:

$$t=\frac{H_c m_0}{e_0}\cdot\frac{1}{\sqrt{1-\varphi^2}}\operatorname{arth}\frac{(1-\eta)\sqrt{1-\varphi^2}}{\eta-(1-\varphi^2)}. \qquad (511)$$

Это же выражение может быть представлено в виде

$$t=\frac{H_c m_0}{e_0}\cdot\frac{1}{\sqrt{1-\varphi^2}}\cdot\frac{1}{2}\ln\frac{\left(\eta+\sqrt{1-\varphi^2}\right)\left(1-\sqrt{1-\varphi^2}\right)}{\left(\eta-\sqrt{1-\varphi^2}\right)\left(1+\sqrt{1-\varphi^2}\right)}. \qquad (512)$$

Оба эти выражения дают время t как функцию глубины грунтовых вод $y=\eta\Delta_0$, причем величину η надо определять по формуле (508).

При $\varepsilon=0$ выражения (511) и (512) переходят в уравнение (500). Подставляя из уравнения (508) значение $\eta(x)$, получим:

$$t=\frac{H_c m_0}{e_0}\cdot\frac{1}{\sqrt{1-\varphi^2}}\times$$

$$\times\frac{1}{2}\ln\frac{\left(\operatorname{ch}\mu\bar{x}-\mu\operatorname{sh}\mu\bar{x}+\sqrt{1-\varphi^2}\right)\left(1-\sqrt{1-\varphi^2}\right)}{\left(\operatorname{ch}\mu\bar{x}-\varphi\operatorname{sh}\mu\bar{x}-\sqrt{1-\varphi^2}\right)\left(1+\sqrt{1-\varphi^2}\right)}, \qquad (513)$$

где уже в явной форме дана зависимость $x(t)$; при $\varepsilon=0$ уравнение (513) переходит в уравнение (505).

Случай $\varphi=1$. Для этого случая уравнение поверхности грунтовых вод вместо уравнения (508) примет вид:

$$\eta=\operatorname{ch}\mu\bar{x}-\operatorname{sh}\mu\bar{x}, \qquad (514)$$

причем $\varepsilon=\bar{\eta}$, $\mu=\ln 1/\varepsilon$.

Производя аналогичные предыдущим выкладки, имеем выражение для перемещения зоны рассоления в виде

$$t=\frac{H_c m_0}{e_0}\left(\operatorname{ch}\mu\bar{x}+\operatorname{sh}\mu\bar{x}-1\right)=\frac{H_c m_0}{e_0}\cdot\frac{(1-\eta)}{\eta}. \qquad (515)$$

Случай $\varphi > 1$. Производя интегрирование уравнения (510) для этого случая при начальном условии $t=0$, $\eta=1$, $\bar{x}=0$, получим:

$$t = \frac{H_c m_0}{e_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{\varphi^2-1}} \operatorname{arctg} \frac{(1-\eta)\sqrt{\varphi^2-1}}{\eta+\varphi^2-1}, \qquad (516)$$

или

$$t = \frac{H_c m_0}{e_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{\varphi^2-1}} \operatorname{arctg} \frac{\left(1-\operatorname{ch}\mu\bar{x}+\varphi \operatorname{sh}\mu\bar{x}\right)\sqrt{\varphi^2-1}}{\operatorname{ch}\mu\bar{x}-\varphi \operatorname{sh}\mu\bar{x}+\varphi^2-1}. \qquad (517)$$

Формулы (516) и (517) не могут перейти в формулы (505) и (506) для частного случая $\varepsilon=0$, так как при этом всегда $\varphi<1$ (влияние подпора каналов).

Если без дренажа время полного рассоления массива было равно $t\to\infty$, то есть полное рассоление невозможно, то при наличии дренажа оно имеет конечное значение t_0. Для определения этого времени в формулы (511), (512), (515) и (516) следует подставить значение $\eta=\bar{\eta}=1-h_{др}/\Delta_0$ или в формулы (513), (515), (517) — значение $\bar{x}=1$.

Расчеты показывают, что полное рассоление массива при помощи вытеснения засоленных грунтовых вод фильтрационными водами из каналов протекает медленно, отчего и прибегают к другим мерам борьбы с засолением (промывки на фоне дренажа и др.).

в) *Система дренирована, испарение с поверхности грунтовых вод незначительно.*

При высоком стоянии грунтовых вод на орошаемых землях испарение с поверхности грунтовых вод существенно отражается на их режиме и точное решение плоской задачи при конечном залегании поверхности водоупора (рис. 51) затруднительно.

Автором (Аверьянов, 1950, 1950а, 1956) ранее была предложена при фильтрации из канала замена области потока со свободной поверхностью прямоугольником, что позволило сравнительно просто (введением коэффициентов) учесть дополнительные фильтрационные потери напора при выходе из канала и при входе в дренаж (коэффициент «висячести») (Аверьянов, 1948).

При этом рассматривалась несовершенная дрена, расположенная на поверхности водоупора.

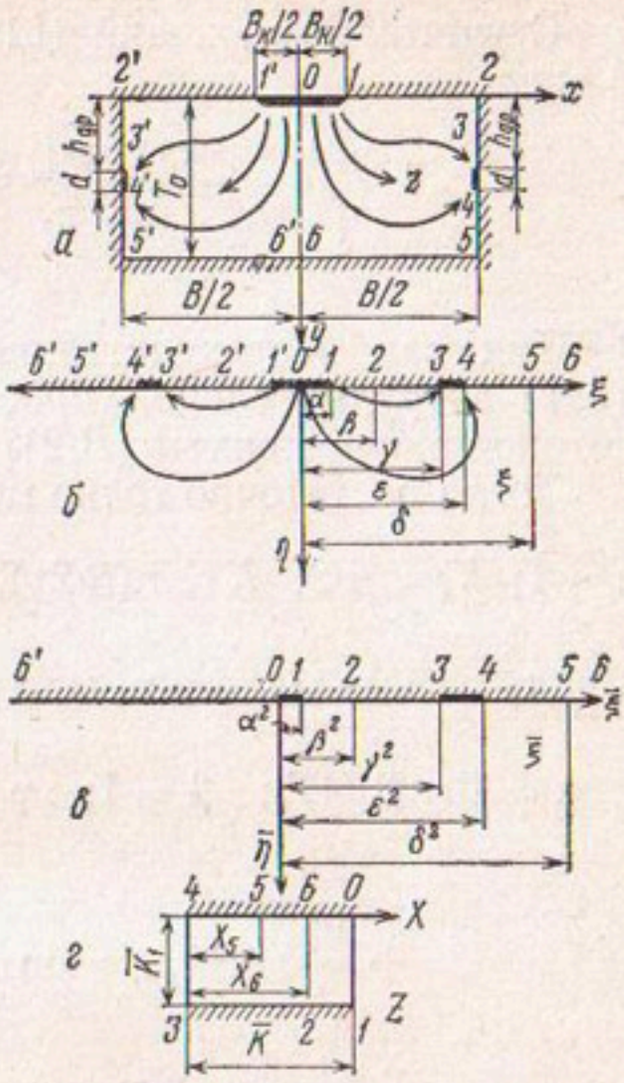


Рис. 52. Схема к расчету фильтрации из системы каналов при наличии несовершенных дрен.

На рисунке 52 (*а* — область движения z; *б*, *в* — вспомогательные полуплоскости ζ и $\bar{\zeta}$; *г* — нормальный прямоугольник Z) приведен более общий случай подвешенной дрены.

Производя конформные отображения, получим следующую зависимость:

$$\operatorname{sn}[(Kz/(B/2);\ \varkappa)] = \zeta, \tag{518}$$

где $K/K_1 = (B/2)/T_0$; K, K_1 — полные эллиптические интегралы при модулях $\varkappa$ и $\varkappa_1 = \sqrt{1-\varkappa^2}$; sn — эллиптический синус. Координаты точек в области ζ: $\beta = 1$; $\alpha = \operatorname{sn}(KB_к/B,\ \varkappa)$; $\gamma = 1/\operatorname{dn}(K_1 h_{др}/T_0,\ \varkappa_1)$; $\varepsilon = 1/\operatorname{dn}\left[\frac{K_1}{T_0}(h_{др}+d);\ \varkappa_1\right]$; $\delta = 1/\varkappa$; dn — дельта амплитуды.

Связь между полуплоскостями ζ и $\bar{\zeta}$ принимаем:

$$\bar{\zeta} = \zeta^2. \tag{519}$$

Отображая нормальный прямоугольник Z на полуплоскость $\bar{\zeta}$, имеем:

$$Z = \operatorname{sn}^{-1}\left(\frac{\gamma}{\varepsilon}\sqrt{\frac{\varepsilon^2-\bar{\zeta}}{\gamma^2-\bar{\zeta}}};\ \bar{\varkappa}\right). \tag{520}$$

Здесь sn^{-1} — функция, обратная sn:

$$\bar{\varkappa} = \frac{\varepsilon}{\gamma}\sqrt{\frac{\gamma^2-\alpha^2}{\varepsilon^2-\alpha^2}}. \tag{521}$$

С учетом выражений (518)—(520) получим решение в виде

$$\frac{\varepsilon^2[1-\mathrm{sn}^2(Z,\bar{\varkappa})]}{1-\frac{\varepsilon^2}{\gamma^2}\mathrm{sn}^2(Z,\bar{\varkappa})}=\mathrm{sn}^2\left(K\frac{z}{B/2};\varkappa\right). \qquad (522)$$

Так как непосредственное использование формулы (522) затруднительно, упростим ее для случая длинных потоков с отношением $(B/2)/T_0>2$.

Тогда достаточно точно можно принять:

$$\varkappa\sim 1;\ K_1\approx\pi/2;\ K\approx\pi(B/2)/2T_0;\ \varkappa_1\sim 4\exp[-\pi(B/2)/2T_0].$$

Ввиду весьма малого $\varkappa_1$ можем написать:

$$\alpha=\mathrm{th}\,\pi B_к/4T_0;\quad \beta=1;\quad \gamma=\frac{1}{\sqrt{1-\varkappa_1^2\sin^2\bar{h}_{др}}}\sim 1+$$

$$+\frac{\varkappa_1^2}{2}\sin^2\bar{h}_{др};\quad \mathrm{dn}\,u=\sqrt{1-\varkappa^2\mathrm{sn}^2 u},$$

$$\text{где } \bar{h}_{др}=\pi h_{др}/2T_0;\quad \delta=\frac{1}{\sqrt{1-\varkappa_1^2}}\sim 1+\frac{\varkappa_1^2}{2};$$

$$\varepsilon\cong 1+\frac{\varkappa_1^2}{2}\sin^2(\bar{h}_{др}+\bar{d});\quad \bar{d}=\pi d/2T_0.$$

Подставляя эти выражения в формулу (521) для модуля $\bar{\varkappa}$, находим дополнительный модуль $\varkappa_1$:

$$\bar{\varkappa}_1=\varkappa_1\,\mathrm{sh}\,\pi B_к/4T_0\sqrt{\sin(2\bar{h}_{др}+\bar{d})\sin\bar{d}}\,. \qquad (523)$$

Видно, что $\bar{\varkappa}_1$ имеет тот же порядок малости, что и $\varkappa_1$, поэтому можем написать выражение для коэффициента расхода:

$$\psi=\bar{K}_1/\bar{K}=\frac{\pi}{2\ln 4/\bar{\varkappa}_1}=$$

$$=\frac{T_0}{B/2}\cdot\frac{1}{\left[1-\frac{2T_0}{\pi B/2}\ln\left(\mathrm{sh}\,\frac{\pi B_к}{4T_0}\sqrt{\sin(2\bar{h}_{др}+\bar{d})\sin\bar{d}}\right)\right]}. \qquad (524)$$

Расход на фильтрацию из канала (и дренажный расход) при этом станет равным:

$$Q = \frac{2kHT_0}{B/2}\beta = Q_{\text{Дюпюи}}\beta, \qquad (525)$$

где H — разность напоров в канале и дрене;

$$\beta = \frac{1}{1 + T_0/(B/2)\,[Б + A + D]}. \qquad (526)$$

Коэффициент, учитывающий потери на повороте потока при выходе из канала:

$$Б = 1{,}47 \lg \frac{1}{\operatorname{sh} \pi B_к / 4T_0}. \qquad (527)$$

Коэффициент, учитывающий поворот потока при опускании его к дрене:

$$A = 0{,}733 \lg \frac{1}{\sin(2\bar{h}_{др} + \bar{d})}. \qquad (528)$$

Коэффициент, учитывающий «подвешенность» дрены:

$$D = 0{,}733 \lg \frac{1}{\sin \bar{d}}. \qquad (529)$$

При $h_{др}=0$

$$A + D = 1{,}47 \lg \frac{1}{\sin \bar{d}},$$

что совпадает с ранее полученным результатом.

Принимая разность напоров H постоянной, видим, что при заглублении дрены расход сначала возрастает (он наибольший при $2\bar{h}_{др}+\bar{d}=\pi/2$, $2h_{др}+d=T_0$, $h_{др}=\frac{T_0-d}{2}$, то есть посредине мощности потока), а затем убывает до величины, равной расходу при $h_{др}=0$, так как при дрене на водоупоре $h_{др}=T_0-d$ и, следовательно,

$$\sin\left[\frac{2(T_0-d)\pi}{2T_0} + \frac{\pi d}{2T_0}\right] = \sin\left[\pi - \frac{\pi d}{2T_0}\right] = \sin\frac{\pi d}{2T_0}.$$

Простота формул (525)—(529) и их наглядность говорят о преимуществе изложенного способа, применяемого ранее при расчете осушительного действия дренажа и скважин (Аверьянов, 1948, 1949б); этот способ в несколько ином виде получил название «суммирования местных сопротивлений» и находит широкое применение

в фильтрационных расчетах гидротехнических сооружений.

До получения более точных решений суммарную поправку β, учитывающую местные сопротивления при выходе потока из канала и входе его в дренаж, можно рекомендовать вводить в формулу Дюпюи или аналогичные формулы, принимающие постоянство скоростей по высоте потока, текущего параллельно поверхности водоупора, например в формулы, приведенные выше.

Определим время продвижения фронта зоны рассоления для рассматриваемой схемы. Непосредственное пользование формулой (522) затруднительно, рассмотрим более простой случай: $h_{др}=0$, $d=T_0$, тогда дренирующий сток представлен прорезающим весь водоносной пласт каналом.

Так как движение зоны опреснения будем рассматривать вблизи канала, из которого происходит фильтрация, то такая замена не должна внести существенной погрешности. При $h_{др}=0$, $d=T_0$, $\gamma=1$, $\varepsilon=1/\varkappa=\delta$ основное уравнение (522) примет вид:

$$\frac{1-\mathrm{sn}^2(Z,\bar{\varkappa})}{\varkappa^2-\mathrm{sn}^2(Z,\bar{\varkappa})}=\mathrm{sn}^2[Kz/(B/2);\varkappa]. \qquad (530)$$

Учитывая, что $1-\varkappa^2\mathrm{sn}^2u=\mathrm{dn}^2u$; $1-\mathrm{sn}^2u=\mathrm{cn}^2u$, формулу (530) можем записать в виде

$$\mathrm{sn}(Z,\bar{\varkappa})=\frac{\mathrm{dn}\left(\frac{zK_1}{T_0},\varkappa\right)}{\mathrm{cn}\left(\frac{zK_1}{T_0},\varkappa\right)}, \qquad (531)$$

где $Z=X+iY$; X, Y — координаты нормального прямоугольника (рис. 52, *г*); $z=x+i\bar{y}$; x, y — координаты потока (рис. 52, *а*); $\varkappa$ — модуль полного эллиптического интеграла K, который находится из соотношения

$$K/K_1=B/2T_0, \qquad (532)$$

K_1 — полный эллиптический интеграл при модуле $\varkappa_1=\sqrt{1-\varkappa^2}$. Модуль $\bar{\varkappa}$ может быть найден по формуле

$$\bar{\varkappa}=\frac{\mathrm{cn}\left(\frac{K_1B_к}{2T_0};\varkappa\right)}{\mathrm{dn}\left(\frac{K_1B_к}{2T_0};\varkappa\right)}. \qquad (533)$$

Напоры в любой точке потока могут быть определены по зависимости:

$$h = H_0 X/\bar{K}, \tag{534}$$

где H_0 — превышение уровня воды в канале над начальным уровнем грунтовых вод.

Для установившегося движения из основных выражений (531)—(534) можно определить напоры и частные производные от них.

Для участка *1—2* имеем:

$$z = x\left(\frac{B_к}{2} < x < \frac{B}{2}\right); \quad Z = X + i\bar{K}_1,$$

причем $X_2 < X < \bar{K}$.

Подставляя в формулу (531) выражения для z и Z, получим:

$$\operatorname{sn}(X + i\bar{K};\ \bar{\varkappa}) = \frac{1}{\bar{\varkappa}\operatorname{sn}(X, \bar{\varkappa})},$$

откуда

$$\operatorname{sn}(X, \bar{\varkappa}) = \frac{1}{\bar{\varkappa}} \cdot \frac{\operatorname{cn}\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right)}{\operatorname{dn}\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right)}. \tag{535}$$

Для участка *1—2* с учетом формулы (534):

$$h = H_0 \frac{X}{\bar{K}} = \frac{H_0}{\bar{K}} \operatorname{sn}^{-1}\left[\frac{1}{\bar{\varkappa}} \cdot \frac{\operatorname{cn}\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right)}{\operatorname{dn}\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right)};\ \bar{\varkappa}\right], \tag{536}$$

где sn^{-1} — эллиптический интеграл первого рода.

По формуле (536) можно определить напор для участка *1—2*. От выражения (536) возьмем частную производную:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{H_0}{\bar{K}} \cdot \frac{K_1}{T_0} \varkappa_1 \frac{1}{\sqrt{\bar{\varkappa}^2 \operatorname{dn}^2\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right) - \operatorname{cn}^2\left(\frac{xK_1}{T_0};\ \varkappa\right)}}. \tag{537}$$

Из формулы (537) видим, что при $x = B_к/2$ $\partial h/\partial x = -\infty$, так как $\bar{\varkappa}^2 = \dfrac{\operatorname{cn}^2\left(\frac{K_1 B_к}{2T_0};\ \varkappa\right)}{\operatorname{dn}^2\left(\frac{K_1 B_к}{2T_0};\ \varkappa\right)}$, что и должно быть.

С увеличением x значение $\frac{\partial h}{\partial x}$ уменьшается и при $x=$ $=B/2$ становится равным:

$$\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=B/2} = -\frac{H_0}{\bar{K}} \cdot \frac{K_1}{\bar{\varkappa}} \cdot \frac{1}{T_0},$$

[так как $\mathrm{cn}(K; \varkappa)=0$; $\mathrm{dn}(K; \varkappa)=\varkappa_1$].

Подставляя найденное выражение $\partial h/\partial x$ в формулу (456), имеем:

$$\frac{m_0}{k} \cdot \frac{T_0}{\varkappa_1} \frac{\bar{K}}{K_1} \sqrt{\bar{\varkappa}^2 \mathrm{dn}^2\left(\frac{xK_1}{T_0}; \varkappa\right) - \mathrm{cn}^2\left(\frac{xK_1}{T_0}; \varkappa\right)}\, dx = H_0 dt.$$

Подставляя значение $\bar{\varkappa}$ и интегрируя, получим:

$$H_0 t = \frac{m_0}{k} \frac{\bar{K}}{K_1} T_0 \frac{1}{\mathrm{dn}\left(\frac{B_к K_1}{2T_0}; \varkappa\right)} \times$$

$$\times \int_{B_к/2}^{x} \sqrt{\mathrm{sn}^2\left(\frac{xK_1}{T_0}; \varkappa\right) - \mathrm{sn}^2\left(\frac{B_к K_1}{2T_0}; \varkappa\right)}\, dx. \qquad (538)$$

Интеграл $\int_{B_к/2}^{x}$ выражается через эллиптический интеграл третьего рода, что затрудняет практическое использование результатов. Поэтому, учитывая, что нас интересуют скорости главным образом вблизи канала и что обычно соблюдается соотношение $B/2T_0>2$, можем принять:

$$\varkappa \to 1; \quad K_1 \sim \pi/2; \quad \mathrm{sn}(u, \varkappa) \sim \mathrm{th}\, u;$$

$$\mathrm{dn}(u, \varkappa) = \frac{1}{\mathrm{ch}\, u} + 4e^{-\frac{\pi K}{K_1}}.$$

Так как $K/K_1=B/2T_0$, то множитель

$$4e^{-\frac{\pi B}{2T_0}} < 4e^{-2\pi} = 0{,}007.$$

Напишем $\mathrm{dn}(u, \varkappa) = \frac{1}{\mathrm{ch}\, u}\left(1+4e^{-\frac{\pi B}{2T_0}} \mathrm{ch}\, u\right)$, причем $u=$ $=\pi B_к/4T_0$; член $(1+4e^{-2\pi}\mathrm{ch}\, u)$ будет изменяться для $B/2T_0=2$ следующим образом:

$B_к/T_0$	0,1	0,2	0,5
$1+0{,}007\,\mathrm{ch}\, u$	1,007	1,007	1,008

Для реальных условий $B/2T_0>2$ и $B_к/T_0<0{,}5$ ошибка в замене $\mathrm{dn}(u, \varkappa)$ на $1/\mathrm{ch}\,u$ будет меньше 1%.

Учитывая вырождение эллиптических функций в гиперболические, напишем:

$$K\sim \ln\frac{4}{\varkappa_1}=\frac{\pi B}{4T_0};\quad \varkappa_1\sim 4e^{-\pi B/4T_0};$$

$$\bar{\varkappa}_1\sim \varkappa_1\,\mathrm{sh}\,\pi B_к/4T_0=4e^{-\pi B/4T_0}\,\mathrm{sh}\,\pi B_к/4T_0;$$

$$\bar{K}\sim \ln\frac{4}{\bar{\varkappa}_1}=\frac{\pi B}{4T_0}-\ln\mathrm{sh}\,\pi B_к/4T_0.$$

Иначе величину $\bar{K}$ можно записать в виде

$$\bar{K}\sim\frac{\pi B}{4T_0}\left[1+\frac{4T_0}{\pi B}\ln\frac{1}{\mathrm{sh}\,\pi B_к/4T_0}\right]=\frac{\pi B}{4T_0}\cdot\frac{1}{\beta},\qquad (539)$$

где β определяют по формуле (526) при $A=0$, $D=0$ и $Б$ — по формуле (527).

Учитывая упрощения, формулу (538) можно представить в виде

$$t=\frac{m_0}{k}\cdot\frac{B/2}{H_0}\cdot\frac{1}{\beta}\,\mathrm{ch}\,\frac{\pi B_к}{4T_0}\,I,\qquad (540)$$

где $I=\int\limits_{B_к/2}^{x}\sqrt{\mathrm{th}^2\frac{\pi x}{2T_0}-\mathrm{th}^2\frac{\pi B_к}{4T_0}}\,dx.$

Интеграл I приводится подстановкой $y=\mathrm{sh}\,\frac{\pi x}{2T_0}$ и $h_{др}=\mathrm{sh}\,\frac{\pi B_к}{4T_0}$ к виду:

$$I=\frac{2T_0}{\pi\,\mathrm{ch}\,\pi B_к/4T_0}\int\limits_{\mathrm{sh}\pi B_к/4T_0}^{g}\frac{\sqrt{y^2-h_{др}^2}}{(1+y^2)}\,dy.$$

Производя новую подстановку $\sqrt{y^2-h_{др}^2}=t$, получаем:

$$I=\frac{2T_0}{\pi\,\mathrm{ch}\,\pi B_к/4T_0}\left[I_1-(1+h_{др}^2)\,I_2\right];\quad I_1=\int\limits_0^t\frac{dt}{\sqrt{t^2+h_{др}^2}};$$

$$I_2 = \int_0^z \frac{dz}{1 + h_{др}^2 - z^2} = \frac{1}{2\sqrt{1 + h_{др}^2}} \ln \frac{\sqrt{1 + h_{др}^2} + z}{\sqrt{1 + h_{др}^2} - z};$$

$$z = \frac{t}{\sqrt{h_{др}^2 + t^2}},$$

откуда имеем:

$$I = \frac{2T_0}{\pi \operatorname{ch} \pi B_к / 4T_0} \left[\ln \frac{\operatorname{sh} \bar{x} + \sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{x} - \operatorname{sh}^2 \bar{B}_к}}{\operatorname{sh} \bar{B}_к} - \right.$$

$$\left. - \operatorname{ch} \bar{B}_к \ln \frac{\operatorname{ch} \bar{B}_к \operatorname{sh} \bar{x} + \sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{x} - \operatorname{sh}^2 \bar{B}_к}}{\operatorname{sh} \bar{B}_к \operatorname{ch} \bar{x}} \right].$$

Обозначим

$$\zeta = \frac{\operatorname{sh} \bar{x}}{\operatorname{sh} \bar{B}_к}; \quad \bar{x} = \frac{\pi x}{2T_0}; \quad \bar{B}_к = \frac{4B_к}{4T_0}.$$

Тогда формула (540) примет вид:

$$t = \frac{2m_0}{k} \cdot \frac{B/2}{\pi} \cdot \frac{T_0}{H_0} \cdot \frac{1}{\beta} \left[\ln \left(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1} \right) - \right.$$

$$\left. - \operatorname{ch} \bar{B}_к \ln \frac{\zeta \operatorname{ch} \bar{B}_к + \sqrt{\zeta^2 - 1}}{\operatorname{ch} \bar{x}} \right]. \qquad (541)$$

Вычисления показывают, что связь $\ln \frac{\operatorname{ch} \bar{x}}{\operatorname{ch} \bar{B}_к}$, заменяющая выражение, стоящее в квадратных скобках, дает результаты с достаточной для практики точностью в широких пределах.

Окончательно получаем формулу для расчета времени продвижения зоны опреснения на заданное расстояние в условиях дренированной системы:

$$t \simeq \frac{m_0}{k} \cdot \frac{(B/2)\, T_0}{H_0 \beta} \cdot \frac{2}{\pi} \ln \frac{\operatorname{ch} \bar{x}}{\operatorname{ch} \bar{B}_к}. \qquad (542)$$

При больших значениях $x = B/2$ и малых $\pi B_к / 4T_0$ приближенно получим:

$$t \sim \frac{m_0}{k} (B/2) \cdot \frac{(B/2)}{H_0} \cdot \frac{[1 - 0{,}44T_0/(B/2)]}{\beta}, \qquad (543)$$

так как в формуле (542) $H_0/(B/2) = i$ — средний уклон по-

тока грунтовых вод; $B/2$—длина потока, то формулу (543) можно записать в виде

$$t \sim \frac{m_0 (B/2)}{ki} \eta, \tag{544}$$

причем коэффициент η учитывает особенности потока грунтовых вод при фильтрации из каналов:

$$\eta = \frac{1}{\beta}\left[1 - 0{,}44\,\frac{T_0}{(B/2)}\right] =$$

$$= \left[1 - 0{,}44\,\frac{T_0}{(B/2)}\right]\left[1 + 1{,}47\,\frac{T_0}{(B/2)}\lg\frac{1}{\operatorname{sh}\pi B_к/4T_0}\right], \tag{545}$$

где $B/2$ — расстояние от канала до дренажа (стока), коэффициент η для $B_к/2T_0 \leqslant 0{,}2$ и $B/2T_0 \geqslant 2$ больше 1, то есть узость канала замедляет движение и удлиняет время рассоления. В коэффициенте β можно учесть висячесть дренажа, как это показано в формуле (526). В этом случае при малых $B_к$, d и коротких потоках $\eta \gg 1$. Для ориентировочных расчетов можно принимать $\eta \sim 1$ и пользоваться весьма простой формулой (544), помня, что для условий свободной фильтрации она всегда дает заниженные результаты.

Если ввести «время стабилизации» потока грунтовых вод, то формулу (544) можно записать в виде

$$\bar{t} = \frac{m_0}{\delta} \cdot \frac{\bar{T}_0}{i} \eta, \tag{546}$$

где $\bar{t}$ — относительное время, $\bar{t} = t/\tau$; τ — время стабилизации потока грунтовых вод; $\bar{T}_0$ — относительная мощность потока $\bar{T}_0 = T_0/(B/2)$; $i = H_0/(B/2)$ — средний уклон (при глубоких грунтовых водах $m_0 \sim \sim \delta$).

Определим скорости опускания фильтрационной воды под каналом для рассматриваемой схемы. Учитывая уравнение (456), для схемы рисунка 52 определим значения $\partial h/\partial y$ в условиях установившегося движения.

Для произвольной точки c, находящейся на расстоянии y от дна канала, примем координаты $z = iy\,(0 < y < < T_0)$; $Z = X$ $(K > X > X_6$.

Тогда зависимость (531) примет вид:

$$\operatorname{sn}(X; \bar{\varkappa}) = \operatorname{dn}\left(y\,\frac{K_1}{T_0}\,;\, \varkappa_1\right). \tag{547}$$

Учитывая, что $h = H_0 X/\bar{K}$, из формулы (547) найдем значение $\partial h/\partial y$;

$$\frac{\partial h}{\partial y} = -\frac{H_0}{T_0} \cdot \frac{K_1}{\bar{K}} \cdot \frac{\varkappa_1}{\bar{\varkappa}_1} \times \frac{\operatorname{cn}\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right)}{\sqrt{1+\frac{\varkappa_1^2\bar{\varkappa}^2}{\bar{\varkappa}_1^2}\operatorname{sn}^2\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right)}}. \tag{548}$$

При $y=0$

$$\left(\frac{\partial h}{\partial y}\right)_{y=0} = -\frac{H_0}{T_0} \cdot \frac{K_1}{\bar{K}} \cdot \frac{\varkappa_1}{\bar{\varkappa}_1}, \text{ так как } \operatorname{cn}(0, \varkappa) = 1;$$

$$\operatorname{sn}(0; \varkappa) = 0.$$

При больших значениях $B/2T_0 > 2$ по предыдущему:

$$K_1 \sim \pi/2; \quad \bar{\varkappa}_1 = \varkappa_1 \operatorname{sh} \pi B_к / 4T_0; \quad \bar{K} \sim \frac{\pi B}{4T_0} - \ln \operatorname{sh} \frac{\pi B_к}{4T_0}.$$

Скорость фильтрации в центре дна канала приближенно равна:

$$V_y \sim k \frac{H_0}{(B/2)} \beta \frac{1}{\operatorname{sh} \pi B_к / 4T_0}, \tag{549}$$

где β — коэффициент, учитывающий «местные сопротивления».

При $y=T_0$ по формуле (548) получаем $\partial h/\partial y = 0$, так как $\operatorname{cn}(K_1; \varkappa_1) = 0$.

Возвращаясь к поставленной задаче, находим:

$$H_0 t = \frac{m_0}{k} \cdot \frac{\bar{K}}{K_1} T_0 \frac{\bar{\varkappa}_1}{\varkappa_1} \int_0^y \frac{\sqrt{1+\frac{\varkappa_1^2\bar{\varkappa}^2}{\bar{\varkappa}_1^2}\operatorname{sn}^2\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right)}}{\operatorname{cn}\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right)} dy. \tag{550}$$

Для длинных потоков при $B/2T_0 > 2$ имеем:

$$\operatorname{sn}\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right) \sim \sin\frac{\pi y}{2T_0}; \quad \operatorname{cn}\left(y\frac{K_1}{T_0}; \varkappa_1\right) \sim \cos\frac{\pi y}{2T_0};$$

$$H_0 t \sim \frac{m_0}{k} \cdot \frac{2T_0}{\pi} \bar{K} \bar{\varkappa} I; \quad I = \int_0^y \frac{\sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{B}_к + \sin^2 \bar{y}}}{\cos \bar{y}} dy;$$

$$\bar{y} = \frac{\pi y}{2T_0}; \quad \bar{B}_к = \frac{\pi B_к}{4T_0}.$$

Производя подстановку $z = \frac{\sin \bar{y}}{\sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{B}_к + \sin^2 \bar{y}}}$, получим

$$H_0 t = \frac{m_0}{k} \bar{K} \left(\frac{2T_0}{\pi} \right)^2 \bar{\varkappa} \left[\operatorname{ch} \bar{B}_к \ln \frac{\sin \bar{y} \operatorname{ch} \bar{B}_к + \sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{B}_к + \sin^2 \bar{y}}}{\operatorname{sh} \bar{B}_к \cos \bar{y}} - \right.$$

$$\left. - \ln \frac{\sin \bar{y} + \sqrt{\operatorname{sh}^2 \bar{B}_к + \sin^2 \bar{y}}}{\operatorname{sh} \bar{B}_к} \right]. \qquad (551)$$

При малых $B_к/T_0$ имеем:

$$t \sim \frac{m_0}{k} \cdot \frac{(B/2)}{H_0} \cdot \frac{2T_0}{\pi} \cdot \frac{1}{\beta} \ln \frac{1}{\cos \pi y / 2T_0} \qquad (552)$$

или

$$y = \frac{2T_0}{\pi} \arccos \exp \left[- \frac{\pi k H_0 \beta}{2m_0 (B/2) T_0} t \right]. \qquad (553)$$

Из формулы (553) можно определить зону опреснения под каналом при не слишком длительной фильтрации.

О предельной глубине опреснения при установившемся режиме

Выше рассматривалось перемещение границ зоны опреснения без учета различия плотностей исходных засоленных грунтовых вод и фильтрующихся на них из канала пресных вод. Можно предположить, что такое допущение не внесет большой погрешности в определение перемещения границы опреснения в горизонтальном направлении. Как показала П. Я. Полубаринова-Кочина (1952), на границе раздела жидкостей различных плотностей действительно условие:

$$\rho_1/k_1 \varphi_1 - \rho_2/k_2 \varphi_2 = (\rho_2 - \rho_1) y, \qquad (554)$$

где индекс 1 относится к пресным фильтрационным водам, а индекс 2 — к засоленным.

Для рассматриваемых случаев опресняющего действия оросительных каналов отношение ρ_2/ρ_1 обычно лежит в пределах 1,01—1,04. Из уравнения (554) видно, что в условиях подпертой фильтрации при малых значениях

y (превышение уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод) правая часть уравнения весьма мала, что позволяет приближенно принимать $\varphi_1 \sim \varphi_2$. При равенстве $k_1 = k_2$, учитывая условие на свободной поверхности $\varphi = -ky$, из уравнения (554) получим $\varphi_1 = \varphi_2$.

Приведенные соображения позволяют считать, что при определении горизонтальной (или вдоль поверхности грунтовых вод) границы зоны опреснения можно приближенно принимать $\rho_1 \sim \rho_2$ и рассматривать поток более пресных фильтрационных и засоленных грунтовых вод как единое целое.

Иные условия возникают при определении перемещения границы зоны опреснения в вертикальном направлении. По мере увеличения глубины рассоления растет y и начинает существенно сказываться увеличение давления за счет разности плотностей. Если при допущении $\rho_1 = \rho_2$ для весьма глубокого залегания водоупора глубина продвижения фронта фильтрационной воды бесконечно велика (при $t \to \infty$), то с учетом разности давления, возникающей вследствие различных плотностей (более тяжелые засоленные грунтовые воды), эта глубина опреснения имеет предел, соответствующий установившейся фильтрации при соблюдении условия (554) на границах раздела жидкостей различных плотностей.

Так как источника питания засоленных грунтовых вод нет, то для установившегося состояния нижняя жидкость (то есть засоленные грунтовые воды) должна находиться в покое. В этом случае по границе раздела жидкостей действительно условие:

$$\varphi_1 - \mu y = \text{const}; \quad \mu = k_1 (\rho_2/\rho_1 - 1). \tag{555}$$

Это условие аналогично условию на свободной поверхности грунтовых вод. Из него следует, что граница раздела является линией тока для верхней жидкости.

В такой постановке возможно гидромеханическое решение задачи при установлении условий оттока. Так, для случая фильтраций из каналов при наличии дренажа, размещенного посредине между каналами, одна из возможных картин течения изображена на рисунке 53.

Граничные условия:

канал *0—1*, $\varphi = \text{const}$; поверхность грунтовых вод (*1—2* с участком нависания и *1—3* без нависания), $\varphi - ky = 0$; дренаж, взятый в виде точечного стока, $\varphi = -\infty$;

участок *0—6*, $\varphi = \text{const}$; граница раздела жидкостей (*6—5* или *6—4*), $\varphi - \mu y = \text{const}$ (эту постоянную надо определить);

участок (*5—3* или *4—3*), $\varphi = \text{const}$.

Гидромеханическое решение такой задачи затруднительно, так как инверсия годографа скорости не дает области, ограниченной прямыми линиями; также не удается применить здесь комплекс Жуковского ввиду несоблюдения одновременно постоянства $\theta_2 = \varphi - ky = 0$ на свободной поверхности и $\theta_2 = C_1 + (\mu - k)y \neq \text{const}$ на границе раздела жидкостей.

Упрощаем схему движения, как это показано на рисунке 54, то есть принимаем, что для определения потерь по пути движения потока фильтрационных вод можно приближенно заменить криволинейную границу раздела жидкостей разной плотности *5—6* прямой *5′—6′*. Для такой схемы решение приведено выше, по нему можно найти значения потенциала скоростей φ в точках *6* и *5*, откуда найти постоянную в условии (555). При этом оказывается необходимым знание начального положения засоленных грунтовых вод. Примем его равным $T_0 > h_{др} + d$.

Воспользовавшись решением (522) для точки *6*, получим:

$$z = iT_0; \quad \operatorname{sn}(iK_1; \varkappa) = i\infty = \zeta_{51}.$$

Но это возможно только при соблюдении равенства

$$1 - \varepsilon^2/\gamma^2 \operatorname{sn}^2(X; \bar{\varkappa}) = 0,$$

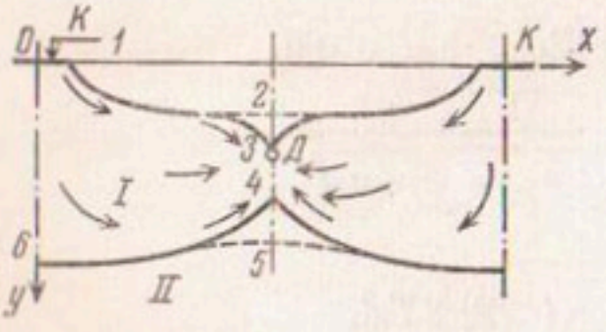


Рис. 53. Схема к расчету движения пресных фильтрационных вод (*I*) по засоленным грунтовым водам (*II*).

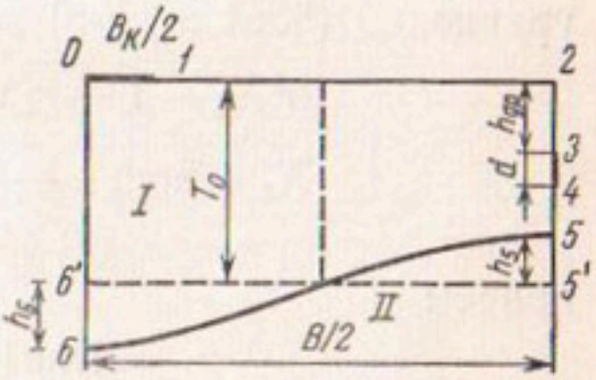


Рис. 54. Схема к расчету движения фильтрационного потока:

I — пресные фильтрационные воды; *II* — засоленные.

что дает:

$$\mathrm{sn}^2(X;\bar{\varkappa}) = \gamma^2/\varepsilon^2 = \frac{\mathrm{dn}^2\left[K_1\,\dfrac{(h_{др}+d)}{T_0};\varkappa_1\right]}{\mathrm{dn}^2\left(K_1\,\dfrac{h_{др}}{T_0};\varkappa_1\right)};$$

$$X_6 = \mathrm{sn}^{-1}\left[\frac{\mathrm{dn}\left(K_1\,\dfrac{h_{др}+d}{T_0};\varkappa_1\right)}{\mathrm{dn}\left(K_1\,\dfrac{h_{др}}{T_0};\varkappa_1\right)};\bar{\varkappa}\right]. \qquad (556)$$

Учитывая, что $\varphi = -kh$; $h = \dfrac{H_0}{\bar{K}}X$, получим:

$$\varphi_6 = -k\frac{H_0}{\bar{K}}X_6, \qquad (557)$$

где X_6 — координата в плоскости нормального прямоугольника.

Примем допущение $(B/2)/T_0 = K/K_1 > 2$ и обозначим:

$$\bar{h}_{др} = \pi h_{др}/2T_0; \quad \bar{d} = \pi d/2T_0.$$

Тогда имеем:

$$\varkappa_1 \to 0; \quad K_1 \to \pi/2;$$

$$\frac{\mathrm{dn}\left[K_1\,\dfrac{h_{др}+d}{T_0};\varkappa_1\right]}{\mathrm{dn}\left[K_1\,\dfrac{h_{др}}{T_0};\varkappa_1\right]} \sim \sqrt{1-\varkappa_1^2\sin\left(2\bar{h}_{др}+\bar{d}\right)\sin\bar{d}}\,. \qquad (558)$$

Так как при $\bar{\varkappa}\to 1$; $\mathrm{sn}(u;1) = \mathrm{th}\,u$, из сопоставления уравнений (556) и (558) получим:

$$\mathrm{th}^2 X_6 = 1 - \varkappa_1^2\sin\left(2\bar{h}_{др}+\bar{d}\right)\sin\bar{d},$$

$$X_6 = \mathrm{arch}\,\frac{1}{\varkappa_1\sqrt{\sin\left(2\bar{h}_{др}+\bar{d}\right)\sin\bar{d}}},$$

причем

$$\varkappa_1 = 4\exp\left[-\pi\,(B/2)/2T_0\right].$$

Тогда

$$\bar{K} = \pi(B/2)/2T_0 - \ln\mathrm{sh}\,\bar{B}_к\sqrt{\sin\left(2\bar{h}_{др}+\bar{d}\right)\sin\bar{d}};$$

$$\bar{B}_к = \pi B_к/4T_0.$$

Для $(B/2)/T_0>2$ с точностью до 0,3% можем написать $\operatorname{arch} u\approx\ln 2u$; $[u=\pi(B/2)/2T_0]$, что приводит к равенству:

$$\frac{X_6}{\bar{K}}\sim\frac{\pi(B/2)/2T_0-\ln 2\sqrt{\sin(2\bar{h}_{др}+\bar{d})\sin\bar{d}}}{\pi(B/2)/2T_0-\ln\operatorname{sh}\bar{B}_к\sqrt{\sin(2\bar{h}_{др}+\bar{d})\sin\bar{d}}}. \quad (559)$$

Выражение для потенциала скорости в точке *6* имеет вид:

$$\varphi_6=-kH_0\bar{\varphi}_6;\quad \bar{\varphi}_6=\beta_0/\beta_6, \quad (560)$$

где $\beta_0=\dfrac{1}{1+\dfrac{T_0}{(B/2)}[A+Б_0+D]}$; $\quad Б_0=1{,}47\lg\dfrac{1}{\operatorname{sh}\pi B_к/4T_0}$;

$$\beta_6=\frac{1}{1+\dfrac{T_0}{(B/2)}[A+Б_6+D]};\quad Б_6=\frac{2}{\pi}\ln\frac{1}{2}=-0{,}441;$$

A, D — см. выше.

Отношение β_0/β_6 показывает ту долю от полного напора H_0, которая теряется при движении грунтовой воды от точки *6* до дрены (так как напор в канале принимался равным H_0, в дрене $H_0=0$ и соответственно $\varphi=-kH_0$ и $\varphi=0$).

После аналогичных преобразований для точки *5* получим:

$$z=(B/2)+iT_0;\quad \operatorname{sn}(K+iK_1;\ \varkappa)=\frac{1}{\varkappa}=\delta.$$

Тогда

$$\operatorname{sn}(X_5;\bar{\varkappa})=\sqrt{\frac{\delta^2/\varepsilon^2-1}{\delta^2/\gamma^2-1}}=\frac{\operatorname{cn}\left[K_1\dfrac{(h_{др}+d)}{T_0};\varkappa_1\right]}{\operatorname{cn}\left[K_1\dfrac{h_{др}}{T_0};\varkappa_1\right]}\sim$$

$$\sim\frac{\cos(\bar{h}_{др}+\bar{d})}{\cos\bar{h}_{др}}\sim\operatorname{th}X_5.$$

Отсюда

$$X_5=\operatorname{arth}\frac{\cos(\bar{h}_{др}+\bar{d})}{\cos\bar{h}_{др}}. \quad (561)$$

После некоторых преобразований формулу (561) можно представить в виде

$$X_5 = \frac{1}{2} \ln \frac{1}{\operatorname{tg} \bar{d}/2 \operatorname{tg} (\bar{h}_{др} + \bar{d}/2)} . \qquad (562)$$

Учитывая, что $\varphi_5 = -k \frac{H_0}{\bar{K}} X_5$ и принимая по предыдущему значение $\bar{K}$, получим выражение для φ_5 в виде

$$\varphi_5 = -kH_0 \bar{\varphi}_5; \qquad (563)$$

$$\bar{\varphi}_5 = \beta_0/\beta_5; \quad \beta_5 = \frac{\pi (B/2)}{2T_0} \cdot \frac{1}{\operatorname{arth} \dfrac{\cos (\bar{h}_{др} + \bar{d})}{\cos \bar{h}_{др}}} \qquad (564)$$

или

$$\beta_5 = \frac{\pi (B/2)}{2T_0} \cdot \frac{2}{\ln \dfrac{1}{\operatorname{tg} \bar{d}/2 \operatorname{tg} (\bar{h}_{др} + \bar{d}/2)}} . \qquad (565)$$

Формулы (563)—(565) показывают ту долю общего напора H_0, которая теряется при движении фильтрационных вод от поверхности водоупора (точка *5*) до дрены. При дрене, расположенной на поверхности водоупора,

$$h_{др} + d = T_0; \; \bar{h}_{др} = \frac{\pi h_{др}}{2T_0}; \; \bar{d} = \frac{\pi d}{2T_0};$$

$$\cos (\bar{h}_{др} + \bar{d}) = 0; \quad \beta_5 = \infty; \quad \bar{\varphi}_5 = 0,$$

что и должно быть ввиду совпадения точек *5* и *4* при дрене, лежащей на водоупоре.

Для этого частного случая $\bar{\varphi}_6$ имеет конечное значение $0 < \bar{\varphi}_6 < 1$, что видно из формул (560) и зависимостей для коэффициентов A и D [формулы (528), (529)].

После определения значений потенциала скорости φ для точек *5* и *6*, исходя из условия неподвижности нижней жидкости, можно написать равенство (555) в виде: точка *6* (ось y—вниз)

$$\varphi_6/\mu + (T_0 + h_6) = C_1; \qquad (566)$$

точка *5*

$$\varphi_5/\mu + (T_0 - h_5) = C_1. \qquad (567)$$

Вычитая формулу (567) из (566), получим:

$$h_6 + h_5 = \frac{1}{\mu}(\varphi_6 - \varphi_5), \qquad (568)$$

где $\mu = (\rho_2/\rho_1 - 1)k$.

Далее следовало бы приравнять объем вытесненной засоленной грунтовой воды ниже горизонтальной линии $6'—5'$ (рис. 54) объему поднявшейся засоленной воды выше этой линии. Примем приближенно, как это сделано П. Я. Полубариновой-Кочиной (1952) при решении задачи о вытеснении засоленных грунтовых вод под плотиной, $h_6 \sim h_5$.

Тогда

$$h_6 \sim h_5 \sim \frac{1}{2\mu}(\varphi_6 - \varphi_5). \qquad (569)$$

С учетом уравнений (560) и (563) получим:

$$h_6 \sim h_5 \sim \frac{H_0}{2(\rho_2/\rho_1 - 1)}(\beta_0/\beta_6 - \beta_0/\beta_5), \qquad (570)$$

что и является решением задачи.

Значения β_0/β_6 обычно лежат в пределах 0,6—0,9, а отношение $\beta_0/\beta_5 = 0—0{,}4$. Следовательно, разность отношений коэффициентов, стоящая в скобках, находится в пределах 0,2—0,9.

Учитывая, что для условий орошения $1{,}04 > \frac{\rho_2}{\rho_1} > 1{,}01$, имеем пределы значений h_6 и h_5:

$$h_5 \sim h_6 \sim (2 \div 50) H_0,$$

то есть глубина рассоления под каналом меняется в широких пределах и тем больше, чем менее засолены грунтовые воды. В соответствии с приведенным решением при обычной глубине заложения дренажа (3—4 м) глубина перемещения границы зоны опреснения под каналом может достигать больших величин — десятков и даже сотен метров.

Рассмотренное решение предполагало существующий уровень засоленных грунтовых вод, залегающий на глубине $T_0 > h_{др} + d$, то есть глубже, чем заложен дренаж. При этом если решение дает результат $h_5 > T_0 - (h_{др} + d)$, то это означает, что засоленные грунтовые воды вытеснены фильтрационными водами под каналом вниз и

поднялись над дреной настолько, что стали поступать в дрену и отводиться дренажем, и рассмотренное решение теряет силу, так как $h_5 \neq h_6$.

Для практики представляет интерес решение задачи в такой постановке. Минерализованные грунтовые воды находятся близко (1—2 м) от поверхности земли. Сооружаемый дренаж начинает отводить засоленные грунтовые воды; одновременно благодаря фильтрации из каналов происходит опреснение зоны вблизи каналов.

Далее наступит момент, когда в дренаж, помимо засоленных грунтовых вод, начнут поступать фильтрационные воды все в большем количестве и, наконец, при установившемся режиме дренаж будет отводить только фильтрационные воды, тогда как засоленные грунтовые воды будут неподвижны.

Требуется определить предельную глубину опреснения, соответствующую стационарному состоянию. Решим задачу приближенно, заменив область фильтрации прямоугольником, как это изображено на рисунке 55, приняв среднюю мощность фильтрационного потока равной

$$H_c \sim h_{др} + d + \frac{h_6}{2}. \qquad (571)$$

В связи с тем, что рассматривается предельный случай, можем написать условия (555) в следующем виде:
точка *5*: $\varphi = 0$; $y = h_{др} + d$; $C_1 = \mu (h_{др} + d)$;
точка *6*: $\varphi_6 = -kH_0\bar{\varphi}_6$; $y = h_{др} + d + h_6$;

$$-kH_0\bar{\varphi}_6 + \mu (h_{др} + d + h_6) = \mu (h_{др} + d);$$

$$h_6 = \frac{H_0}{(\rho_2/\rho_1 - 1)} \cdot \frac{\beta_0}{\beta_6}, \qquad (572)$$

где β_0, β_6 — коэффициенты, определяемые при среднем значении H_c по уравнению (571).

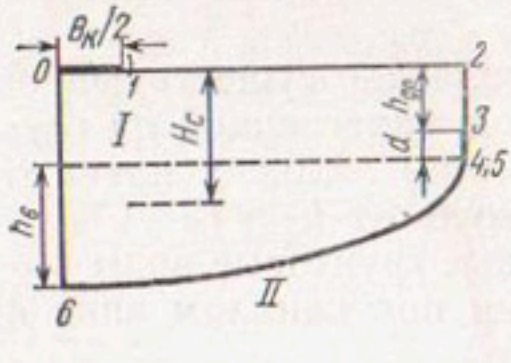


Рис. 55. Схема к расчету предельной глубины опреснения:

I — фильтрационные воды; *II* — минерализованные грунтовые воды.

Задача решается подбором путем совместного решения уравнений (571) и (572).

Приведенные приближенные решения показывают, что предельная глубина распространения зоны опреснения под длительно действующими оросительными каналами при наличии дренажа может достигать нескольких десятков метров. Приближенные решения предполагали отсутствие напорного подпитывания минерализованными подземными водами, в последнем случае глубины опреснения будут меньше. Процесс опреснения носит затухающий характер и протекает весьма медленно. При конечной глубине залегания поверхности водоупора приближенно можно считать, что под каналом, из которого происходит фильтрация, полное опреснение до поверхности водоупора произойдет при соблюдении неравенства

$$T_0 \leqslant h_{др} + d + h_6, \qquad (573)$$

где h_6 определяют по формуле (572); T_0 — фактическая глубина залегания поверхности водоупора, отсчитанная от уровня воды в канале.

В приведенных приближенных решениях не учтено питание фильтрационных вод с поверхности земли (просачивание при поливах), испарение с поверхности грунтовых вод, а также изменение минерализации грунтовых вод при вытеснении их пресными фильтрационными водами.

Опресняющее действие фильтрации из каналов в условиях неустановившегося режима

Одиночные каналы

а) *Испарение с поверхности грунтовых вод и подземный отток отсутствуют.*

Для простейшей схемы, изображенной на рисунке 56, известно решение, которое при быстром возрастании напора в створе канала имеет вид (Аверьянов, 1956, 1950, 1950 а; Полубаринова-Кочина, 1952; Аравин, Нумеров, 1953; Маскет, 1949; Форхгеймер, 1935):

$$\bar{h}(x, \bar{t}) = 1 - \Phi\left(\frac{1}{2\sqrt{\bar{t}}}\right), \qquad (574)$$

где $\bar{h} = h/H_0$; H_0 — подъем уровня грунтовых вод в створе канала над существующим их положением; h — то же, на расстоянии x (м), через время t (сутки); $\Phi(u)$ — функция ошибок:

$$\Phi(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-z^2} dz.$$

Для определения перемещения зоны рассоления в горизонтальном направлении воспользуемся уравнением (456).

Находя из равенства (574) производную $\partial h/\partial x$, получим:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{H_0}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{1}{x\sqrt{t}} \exp\left(-\frac{1}{4t}\right). \qquad (575)$$

Отсюда

$$\frac{dx}{dt} = \frac{k}{m_0} \cdot \frac{H_0}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{1}{x\sqrt{t}} \exp\left(-\frac{1}{4t}\right) =$$

$$= \frac{H_0\sqrt{k\delta}}{m_0\sqrt{\pi H_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} e^{-1/4t}. \qquad (576)$$

Вводя обозначение $z = \frac{1}{2\sqrt{t}}$ и разделяя в уравнении (576) переменные, получим:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{dt}{t} = \frac{dz}{Aa^2 e^{-z^2} - z}, \qquad (577)$$

где $A = \frac{H_0 k}{m_0\sqrt{\pi}}$; $a^2 = \frac{\delta}{kH_c}$.

Проинтегрируем правую часть уравнения (577) по частям, обозначив $B = Aa^2$:

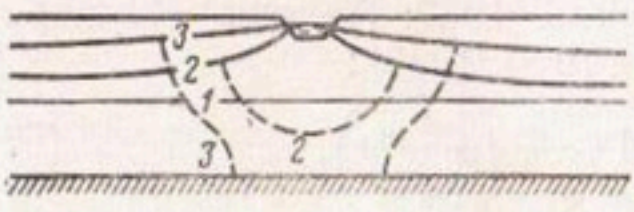


Рис. 56. Схема к расчету перемещения зоны опреснения вблизи канала в условиях неустановившегося движения; подземный отток отсутствует. — поверхность грунтовых вод; — — — поверхность раздела засоленных грунтовых и пресных фильтрационных вод; *1*, *2*, *3* — последовательные положения во времени.

$$I_1 = \int \frac{e^{z^2}\,dz}{B - ze^{z^2}} = \frac{ze^{z^2}}{B - ze^{z^2}} - \int \frac{e^{z^2}(2Bz^2 + ze^{z^2})\,dz}{(B - ze^{z^2})^2} =$$

$$= \frac{u}{B-u} + I_1 - B\int \frac{du}{(B-u)^2} = \frac{u}{B-u} + I_1 - \frac{B}{B-u};$$

$$u = ze^{z^2}.$$

Последнее условие возможно только при равенстве

$$u_0 = z_0 e^{z_0^2} = B. \tag{578}$$

Учитывая, что

$$z = \frac{1}{2\sqrt{t}} = \frac{ax}{2\sqrt{t}},$$

получим решение в виде

$$x = 2\sqrt{\frac{kH_c}{\delta}}\, z_0 \sqrt{t}, \tag{579}$$

где z_0 находится из уравнения (578) при

$$B = \frac{H_0 \delta}{m_0 H_c \sqrt{\pi}}. \tag{580}$$

Для удобства пользования формулами (579) и (580) ниже приведены данные значения z_0 в зависимости от B (табл. 21).

Значение B обычно меньше 0,2, так как $H_0/H_c < 0{,}2$, $\delta/m_0 < 1$, отчего замена z_0 через B не внесет существенной ошибки и уравнение (579) примет вид:

$$x = \frac{2H_0\sqrt{k\delta}}{m_0\sqrt{\pi H_c}}\sqrt{t}. \tag{581}$$

Таблица 21. Значения z_0 в зависимости от B

z_0	B	z_0	B	z_0	B
0,01	0,01000	0,10	0,1010	0,40	0,4694
0,02	0,02001	0,12	0,1217	0,45	0,5510
0,03	0,03002	0,14	0,1428	0,50	0,6414
0,04	0,04007	0,16	0,1641	0,55	0,7439
0,05	0,05012	0,18	0,1859	0,60	0,8600
0,06	0,06022	0,20	0,2080	0,65	0,9918
0,07	0,07038	0,25	0,2661	0,70	1,1308
0,08	0,08051	0,30	0,3283	—	—
0,09	0,09073	0,35	0,3956	—	—

Зависимость (581) показывает перемещение горизонтальной границы зоны рассоления вблизи крупного одиночного канала в условиях подпертой фильтрации при отсутствии испарения и подземного оттока.

б) *Грунтовые воды расходуются на испарение с их поверхности; подземный отток отсутствует.*

Рассмотрим случай, когда фильтрационные воды из одиночного канала расходуются на испарение, которое зависит от глубины их стояния. При учете испарения дифференциальное уравнение неустановившегося движения может быть записано в виде

$$\partial\bar{h}/\partial\bar{t} = \partial^2\bar{h}/\partial\bar{x}^2 - \eta, \qquad (582)$$

где $\bar{h}=h/H_0$; $\bar{x}=x/L$; L — произвольная длина; $\eta=eL^2/kH_cH_0$; e — интенсивность испарения с поверхности грунтовых вод, зависящая от глубины их стояния (488).

Примем, что начальное стояние поверхности грунтовых вод совпадает с глубиной, при которой начинается их испарение (1,5—4,0 м); уровень воды в канале считаем близким к поверхности земли; показатель степени $n=1$. Тогда уравнение (582) имеет вид:

$$\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{t}} = \frac{\partial^2\bar{h}}{\partial\bar{x}^2} - \eta_0\bar{h}, \qquad (583)$$

так как для этих условий

$$h = \Delta_0 - \Delta;\ \bar{h}(\bar{x}, 0) = 0;\ \bar{h}(0, \bar{t}) = 1;\ \bar{h}(\infty, \bar{t}) = 0;$$

$$\bar{h} = h/\Delta_0.$$

Решая уравнение (583) методом операционного исчисления, получаем:

$$\bar{h}(\bar{x}, \bar{t}) = \frac{1}{2}\left\{e^{-\bar{x}\sqrt{\eta_0}}\left[1 - \Phi\left(\frac{\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}} - \sqrt{\eta_0\bar{t}}\right)\right] + \right.$$

$$\left. + e^{+\bar{x}\sqrt{\eta_0}}\left[1 - \Phi\left(\frac{\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}} + \sqrt{\eta_0\bar{t}}\right)\right]\right\}. \qquad (584)$$

При отсутствии испарения ($\eta_0=0$) формула (584) переходит в уравнение (574). Интересным является выяснение предельного положения поверхности грунтовых вод, то есть при $\bar{t}=\infty$

$$\bar{h}(\bar{x}, \infty) = e^{-\bar{x}\sqrt{\eta_0}}, \qquad (585)$$

так как $\Phi(\infty)=1$; $\Phi(-u)=-\Phi(u)$.

Формула (585) совпадает с формулой, полученной ранее гидравлическим способом (Аверьянов, 1956). Расход на фильтрацию из канала в обе стороны определится $\left(\text{учитывая, что } \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\Delta_0}{L} \cdot \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}}\right)$ по формуле

$$Q_{x=0} = -2kH_c\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=0} = \frac{2kH_c\Delta_0}{L}\sqrt{\eta_0} = 2\sqrt{kH_c\Delta_0 e_0}. \tag{586}$$

Определим, исходя из формулы (584), значение $\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}}$:

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} = \frac{1}{2}\left\{\sqrt{\eta_0}\, e^{\bar{x}\sqrt{\eta_0}}\left[1 - \Phi\left(\frac{\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}} + \sqrt{\eta_0 \bar{t}}\right)\right] - \right.$$
$$- \sqrt{\eta_0}\, e^{-\bar{x}\sqrt{\eta_0}}\left[1 - \Phi\left(\frac{\bar{x}}{2\sqrt{\bar{t}}} - \sqrt{\eta_0 \bar{t}}\right)\right] -$$
$$\left. - \frac{2}{\sqrt{\pi \bar{t}}} \exp\left(-\frac{\bar{x}^2}{4\bar{t}} - \eta_0 \bar{t}\right)\right\}. \tag{587}$$

Из формулы (587) видим, что при $\bar{t} \to \infty$

$$\left(\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}}\right)_{\bar{t}\to\infty} = -\sqrt{\eta_0}\, e^{-\bar{x}\sqrt{\eta_0}}. \tag{588}$$

При $\eta_0 = 0$

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} = -\frac{1}{\sqrt{\pi \bar{t}}} e^{-\bar{x}^2/4\bar{t}} \text{ [см. формулу (575)]}.$$

При $\bar{x} = 0$

$$\left(\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}}\right)_{\bar{x}=0} = -\left[\sqrt{\eta_0}\,\Phi\left(\sqrt{\eta_0 \bar{t}}\right) + \frac{1}{\sqrt{\pi \bar{t}}} e^{-\eta_0 \bar{t}}\right]. \tag{589}$$

Таким образом, имеем три выражения для $\partial \bar{h}/\partial \bar{x}$: (587) с учетом и расстояния от канала, и времени; (588) — при установившемся режиме, (589) — вблизи канала, но с учетом изменения во времени.

Возвращаясь к основному уравнению горизонтальной скорости перемещения зоны опреснения (456), видим, что решение его при замене $\partial \bar{h}/\partial \bar{x}$ по формуле (587) затруднительно.

Поэтому приведем решения для двух случаев:

1) для стационарного потока, расходующегося на испарение, принимая $\partial\bar{h}/\partial\bar{x}$ по формуле (588);

2) для зоны вблизи канала, принимая $\partial\bar{h}/\partial\bar{x}$ по формуле (589).

Для 1-го случая при установившемся режиме выше приведены формулы, имеющие вид:

$$t = \frac{m_0 H_c}{e_0}\left[\exp\left(x\sqrt{e_0/\Delta_0 k H_c}\right) - 1\right]; \tag{590}$$

$$x = \sqrt{kH_c\Delta_0/e_0}\ln\left(1 + e_0 t/m_0 H_c\right), \tag{591}$$

или при малых $e_0 t/m_0 H_c$ приближенно

$$x \sim \frac{1}{m_0}\sqrt{k e_0 \Delta_0/H_c}\, t. \tag{592}$$

Для 2-го случая сопоставление уравнений (456) и (589) дает:

$$x = \frac{1}{m_0}\sqrt{k e_0 \Delta_0/H_c}\, I, \tag{593}$$

где $I = \int\limits_0^{\bar{t}}\left[\Phi\left(\sqrt{\eta_0\bar{t}}\right) + \frac{1}{\sqrt{\pi\eta_0\bar{t}}}e^{-\eta_0\bar{t}}\right]d\bar{t}.$

Обозначая $\sqrt{\eta_0\bar{t}} = y$ и интегрируя по частям, получим:

$$I = \frac{1}{\eta_0}\left[y^2\Phi(y) + \frac{y}{\sqrt{\pi}}e^{-y^2} + \frac{1}{2}\Phi(y)\right].$$

Окончательно по уравнению (593) имеем:

$$x = \frac{\delta}{m_0}\Delta_0\sqrt{\frac{k\Delta_0}{e_0 H_c}}\cdot\frac{1}{2}\left[\left(1 + 2y^2\right)\Phi(y) + \frac{2y}{\sqrt{\pi}}e^{-y^2}\right], \tag{594}$$

где $y = \sqrt{\eta_0\bar{t}} = \sqrt{\frac{e_0 t}{\delta\Delta_0}}$.

Учитывая разложение

$$\Phi(u) = 1 - \frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}}\cdot\frac{1}{u}\left(1 - \frac{1}{2u^2} + \frac{1\cdot 3}{(2u^2)^2}\ldots\right),$$

для $u>3$ с ошибкой менее 5% можем приближенно написать:

$$\frac{1}{2}\left[(1+2y^2)\Phi(y)+\frac{2y}{\sqrt{\pi}}e^{-y^2}\right]\sim y^2, x\sim\frac{1}{m_0}\sqrt{\frac{ke_0\Delta_0}{H_c}t}, \tag{595}$$

то есть совпадает с формулой (592).

Для расчетов следует пользоваться более точными формулами (591) и (504), так как зависимости (592) и (595) дают весьма приближенные результаты.

При определении перемещения зоны опреснения вблизи крупного канала в случае высокого начального стояния грунтовых вод, когда они расходуются на испарение с поверхности, целесообразно в начальные периоды пользоваться формулой (594), а при длительной работе канала — зависимостью (591).

Для получения критерия, позволяющего пользоваться формулами (591), (594), следует рассмотреть условия достижения потоком более или менее стационарного режима.

Обращаясь к общему решению (584), где напор по длине потока дан как функция расстояния от канала и времени, возьмем производную $\partial\bar{h}/\partial\bar{t}$, чтобы выяснить, когда и на каком расстоянии затухает неустановившееся движение, приближаясь к стационарному. Учитывая формулу (584), получим:

$$\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{t}}=\frac{1}{2\sqrt{\pi}}\cdot\frac{\bar{x}}{\bar{t}\sqrt{\bar{t}}}\exp\left(-\bar{x}^2/4\bar{t}-\eta_0\bar{t}\right), \tag{596}$$

причем $\bar{h}=h/\Delta_0$.

Из формулы (596) видно, что при $\bar{x}=0$ $\partial\bar{h}/\partial\bar{t}=0$, при $\bar{t}\to\infty$ $\partial\bar{h}/\partial\bar{t}=0$.

Представим формулу (596) в таком виде:

$$\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{t}}=\frac{\eta_0}{2}\cdot\frac{4z}{2\sqrt{\pi}}e^{-z^2}\cdot\frac{e^{-y}}{y};\ z=\bar{x}/2\sqrt{\bar{t}};\ y=\eta_0\bar{t}.$$

Но функция $-\frac{4z}{\sqrt{\pi}}e^{-z^2}$ есть табулированная вторая

производная от функции ошибок.

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kH_c\Delta_0}{\delta L^2}\cdot\frac{\eta_0}{2} f_1(z) f_2(y) = \frac{e_0}{2\delta} f_1(z) f_2(y),$$

где $f_1(z) = -\frac{1}{2}\Phi''(z)$ и $f_2(y) = \frac{e^{-y}}{y}$.

Произведение $f_1(z)f_2(y)$ всегда меньше 0,05 (10% значения e_0/δ) при $y>2$ (учитывая, что максимальное значение $f_1(z)=0{,}44$). Отсюда получаем один из возможных критериев, позволяющий установить время достижения более или менее стационарного режима (в отношении скорости подъема поверхности грунтовых вод).

$$y = \eta_0 \bar{t} > 2,\ \eta_0 = e_0 B_к^2/kH_c\Delta_0,$$

$$\text{откуда } t>2t_0;\ t_0=\delta\frac{\Delta_0}{e_0}. \qquad (597)$$

Следовательно, с точки зрения затухания скорости подъема поверхности грунтовых вод для $t<2t_0$ более целесообразно пользоваться формулой (594), а при $t>2t_0$ — выражением (591).

Другой возможной оценкой достижения грунтовых вод стационарного состояния может служить сравнение значений подъема поверхности грунтовых вод $\bar{h}(\bar{x}, \bar{t})$ по формуле (584) и предельного подъема $\bar{h}\ (\bar{x}, \infty)$ по формуле (585). Подъем поверхности грунтовых вод в рассматриваемой задаче выражаем в долях от критической глубины грунтовых вод Δ_0. Обозначая предельный подъем поверхности грунтовых вод $\bar{h}(\bar{x}, \infty)$ через h_0 и используя для его определения формулу (585), можно записать выражение (584) для подъема поверхности в любой момент времени в следующем виде:

$$\frac{\bar{h}(\bar{x},\bar{t})}{h_0} = \frac{1}{2}\left\{\left[1-\Phi\left(-\frac{\ln h_0}{2\sqrt{y}}-\sqrt{y}\right)\right]+\right.$$

$$\left.+\frac{1}{h_0^2}\left[1-\Phi\left(-\frac{\ln h_0}{2\sqrt{y}}+\sqrt{y}\right)\right]\right\}, \qquad (598)$$

где $y=t/t_0$.

Из формулы (598) видно, что относительный подъем поверхности грунтовых вод в долях от предельного подъема при $t=\infty$ зависит не только от относительного

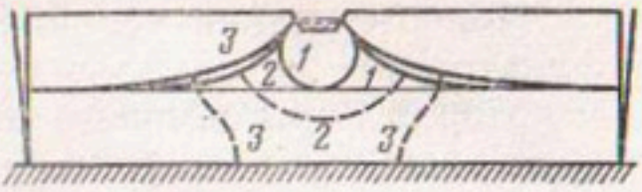


Рис. 57. Схема к расчету перемещения зоны опреснения вблизи оросительного канала при наличии дренажа в условиях неустановившегося движения; — поверхность грунтовых вод; — — — поверхность раздела засоленных и пресных грунтовых вод; *1*, *2*, *3* — положения во времени.

времени, но и от абсолютного значения предельной высоты подъема h_0 (или от координаты $\bar{x}$).

Система каналов

Автором книги (Аверьянов, 1956) получены приближенные зависимости для нестационарного движения (рис. 57).

$$Q_\Phi = Q_y \psi_1, \tag{599}$$

где Q_Φ — расход на фильтрацию из канала через время t после начала его работы; Q_y — предельное (минимальное) значение фильтрационного расхода при установившемся режиме; коэффициент ψ_1 зависит только от относительного времени $\bar{t}$.

С учетом расширения и поворота потока при выходе из канала и сужении при поступлении в дрены время стабилизации будет больше:

$$\tau_{\beta_0} = \tau/\beta_0. \tag{600}$$

Коэффициент β_0 учитывает местные потери в потоке при поступлении его из канала в бассейн грунтовых вод и при подходе к дренам. Этот коэффициент определяют по формулам (526)—(529).

Коэффициент ψ_1, учитывающий неустановившийся режим для рассматриваемого случая, равен:

$$\psi_1 = 1 + 2\sum_1^\infty e^{-\pi^2 n^2 \bar{t}} = 1 + 2q_* + 2q_*^4 + \ldots, \tag{601}$$

где $n = 1, 2, 3 \ldots$; $q_* = e^{-\pi^2 \bar{t}}$.

Дренажный отток вычисляют по формуле:

$$Q_{др} = Q_y \psi_2. \tag{602}$$

$$\text{Здесь } \psi_2 = 1 - 2q_* + 2q_*^4 - 2q_*^9 + \ldots \tag{603}$$

При отсутствии условий для подземного оттока при фильтрации из каналов происходит также опреснение некоторой зоны вблизи канала и подъем засоленных грунтовых вод в стороне. Отличие в этом случае от рассмотренной схемы (рис. 57) заключается в том, что если при наличии подземного оттока, хотя и в результате весьма длительной фильтрации, происходит рассоление всего массива, то при отсутствии подземного оттока пресные фильтрационные воды занимают конечную область вблизи канала.

В этом случае автором (Аверьянов, 1956) для однородной жидкости получено следующее решение:

$$Q_{\Phi} = Q_{\text{у}} \psi_{\text{з}}, \tag{604}$$

причем $Q_{\text{у}} = Q_{\text{Дюпюи}} \beta_0$, коэффициент β_0 имеет тот же смысл, что и для схемы с оттоком, но учитывает только местные потери при выходе потока из канала, то есть в формулах (526)—(529) принимается $A=0$, $D=0$.

При определении $Q_{\text{др}}$ принимается напор H_0, равный превышению уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод в створе канала до начала работы.

Коэффициент расхода равен:

$$\psi_{\text{з}} = 2\left(q_*^{1/4} + q_*^{9/4} + q_*^{25/4} + \ldots\right). \tag{605}$$

В условиях неустановившегося режима подъем поверхности грунтовых вод в конце потока при наличии дренажа определяют по выражению:

$$h(x,t) = H_0(1-\varphi);\ 1-\varphi = 1 - \frac{x}{(B/2)} - \\ - \frac{2}{n}\sum_{1}^{\infty}\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi x}{(B/2)}\, e^{\pi^2 n^2 \bar{t}}, \tag{606}$$

которое используется для приближенного учета продвижения зоны опреснения.

По уравнению (456) и с учетом (606) находим:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{H_0}{(B/2)}\left[1 + 2\sum_{1}^{\infty}\cos\left(\pi\frac{\pi x}{(B/2)}\right)e^{-n^2\pi^2\bar{t}}\right]. \tag{607}$$

Учитывая, что исследуется опресняющее действие крупных каналов в условиях длинных потоков, и считая,

что для зоны вблизи каналов отношение $\frac{x}{B/2}$ мало, можно принять $\cos\frac{\pi n x}{(B/2)} \sim 1$. Тогда для малых значений $\frac{x}{B/2}$:

$$\frac{\partial h}{\partial x} \sim -\frac{H_0}{(B/2)}\psi_1. \qquad (608)$$

Из формул (607) и (608) видно, что при $t \to \infty$ при любом $\frac{x}{B/2}$ соблюдается условие $\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{H_0}{B/2}$; с учетом искривления потока мы имели для установившегося движения выражение $\partial h/\partial x$, зависящее от x и отличное от $\frac{H_0}{B/2}$. Примем условно, что уклоны потока грунтовых вод при неустановившемся движении могут быть представлены в виде произведения коэффициента ψ_1, учитывающего неустановившийся характер движения, на предельное значение градиента для стационарного режима. Тогда, учитывая решение (542), можно написать:

$$\int_0^t \psi_1\, dt = \frac{m_0}{\delta}\,\tau_{\beta_0}\left[\frac{T_0}{(B/2)}\right]\left(\frac{T_0}{H_0}\right)\frac{2}{\pi}\ln\frac{\operatorname{ch}\pi x/2T_0}{\operatorname{ch}\pi B_к/4T_0},$$

$$\int_0^t \psi_1\, dt = \tau_{\beta_0}\left[\bar{t} + \frac{\eta_1}{3}\right],$$

$$\text{где } \eta_1 = 1 - \frac{6}{\pi^2}\sum_1^\infty \frac{1}{n^2}\, e^{-\pi^2 n^2 \bar{t}}. \qquad (609)$$

При $\bar{t}=0$ $\eta_1=0$; при $\bar{t}=\infty$ $\eta_1=1$.

Получим зависимость:

$$\bar{t} + \frac{1}{3}\eta_1 = \frac{T_0}{B/2}\cdot\frac{T_0}{H_0}\cdot\frac{m_0}{\delta}\cdot\frac{2}{\pi}\ln\frac{\operatorname{ch}\pi x/2T_0}{\operatorname{ch}\pi B_к/4T_0}, \qquad (610)$$

по которой, зная время t, можно установить дальность опресняющего действия канала.

Учитывая ранее полученное решение для опреснения под дном канала, будем иметь:

$$\bar{t} + \frac{1}{3}\eta_1 = \frac{T_0}{B/2}\cdot\frac{T_0}{H_0}\cdot\frac{m_0}{\delta}\cdot\frac{2}{\pi}\ln\frac{1}{\cos\pi y/2T_0}. \qquad (611)$$

Производя аналогичные выкладки для безотточной схемы, получим:

$$\int_0^t \psi_3\, dt = \tau_{\beta_0}\, \eta_2,$$

где $$\eta_2 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_1^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2}\, e^{-\frac{(2n-1)^2}{4}\pi^2 \bar{t}}.$$

Для безотточной схемы выражение для определения продвижения зоны опреснения в горизонтальном направлении имеет вид:

$$\eta_2 = \frac{m_0}{\delta} \cdot \frac{T_0}{B/2} \cdot \frac{T_0}{H_0} \cdot \frac{2}{\pi} \ln \frac{\operatorname{ch} \pi x/2T_0}{\operatorname{ch} \pi B_к/4T_0}. \qquad (612)$$

В частности, наибольшую ширину опресняющего действия канала в стороны при отсутствии оттока найдем, приняв $t=\infty$, $\bar{t}=\infty$, $\eta_2=1$:

$$x_0 = \frac{2T_0}{\pi} \operatorname{arch} \left[e^{\frac{\pi\delta H_0 (B/2)}{2m_0 T_0^2}} \operatorname{ch} \pi B_к /4T_0 \right]. \qquad (613)$$

Для конечных значений времени t надо находить $\bar{t}$, по значению $\bar{t}$ — коэффициент η_2 и далее x по формуле

$$x = \frac{2T_0}{\pi} \operatorname{arch} \left[e^{\frac{\pi\delta H_0 (B/2)}{2m_0 T_0^2} \eta_2} \operatorname{ch} \pi B_к /4T_0 \right]. \qquad (614)$$

Для продвижения зоны опреснения под каналом:

$$y = \frac{2T_0}{\pi} \operatorname{ar\,cos} \left\{ \exp \left[-\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\delta}{m_0} \cdot \frac{H_0/(B/2)}{T_0^2} \eta_2 \right] \right\} \qquad (615)$$

и наибольшая глубина опреснения при $\eta_2=1$

$$y_0 = \frac{2T_0}{\pi} \operatorname{arcos} \left\{ \exp \left[-\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\delta}{m_0} \cdot \frac{H_0 (B/2)}{T_0^2} \right] \right\}. \qquad (616)$$

Приведенные приближенные формулы по определению характера перемещения зоны опреснения вблизи каналов при неустановившемся движении для потока ограниченной длины и глубины были проверены в лабораторных условиях (МГМИ) и показали удовлетворительное совпадение опытных данных и вычисленных по теоретическим формулам.

УКАЗАТЕЛЬ ЛИТЕРАТУРЫ

Аверьянов С. Ф. Расчет осушительного действия ловчих каналов.— «Доклады ВАСХНИЛ», 1947, вып. 10.

Аверьянов С. Ф. Расчет осушительного действия глубоких дренажей.— «Научные записки МГМИ». М., 1948, т. 15.

Аверьянов С. Ф. Зависимость водопроницаемости почвогрунтов от содержания в них воздуха.— «Доклады АН СССР», 1949, т. 69, № 2.

Аверьянов С. Ф. Приближенная оценка роли фильтрации в зоне капиллярной каймы.— «Доклады АН СССР», 1949а, т. 69, № 3.

Аверьянов С. Ф. Расчет линейной системы артезианских колодцев.— «Инженерный сборник Института механики АН СССР». М., 1949 б, т. 5, вып. 2.

Аверьянов С. Ф. Вопросы установления величины фильтрационных потерь в системе оросительных каналов (свободная фильтрация). — «Гидротехника и мелиорация», 1950, № 9.

Аверьянов С. Ф. Вопросы установления величины фильтрационных потерь в системе оросительных каналов (подпертая фильтрация).— «Гидротехника и мелиорация», 1950 а, № 10.

Аверьянов С. Ф. О водопроницаемости почвогрунтов при неполном их насыщении.— «Инженерный сборник Института механики АН СССР», М., 1950 б, т. 7.

Аверьянов С. Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод.— В сб.: Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., Изд. АН СССР, 1956, т. 1.

Аверьянов С. Ф., Цюй Син-е. О расчете дренажа при наличии инфильтрации. — «Известия АН СССР», 1957, ОТН, № 3.

Аверьянов С. Ф. Об осушении низинных болот.—«Научные записки МИИВХ». М., 1957, т. 19.

Аверьянов С. Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен).— «Гидротехника и мелиорация», 1957а, № 12.

Аверьянов С. Ф. Горизонтальный дренаж при борьбе с засолением орошаемых земель. М., Изд. АН СССР, 1959.

Аверьянов С. Ф. Некоторые вопросы подземного питания равнинных рек.— «Труды III гидрологического съезда». Л., Гидрометиздат, 1959а, т. 9.

Аверьянов С. Ф. Рассоляющее действие фильтрации из каналов.— В сб.: Влияние орошения на режим грунтовых вод. М., Изд. АН СССР, 1959б, т. 2.

Аверьянов С. Ф., Юневич Д. П., Игнатьева В. М. Глубокое осушение низинных болот. — «Гидротехника и мелиорация», 1960, № 5.

Аверьянов С. Ф., Цзя Да-лин. К теории промывки засоленных почв.— «Доклады ТСХА». М., 1960, вып. 56.
Аверьянов С. Ф. О расчете осушительного действия горизонтального дренажа в условиях напорного питания.— «Научные записки МИИВХ». М., 1960, т. 22.
Аверьянов С. Ф., Усенко В. С. Способ расчета систематического вертикального дренажа.— В сб.: Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование. М., Изд. АН СССР, 1961.
Аверьянов С. Ф., Абдурагимов Т. А. К теории рассоляющего действия горизонтального дренажа.— «Доклады ТСХА». М., 1963, вып. 87.
Аверьянов С. Ф., Абдурагимов Т. А., Рачинский В. В. Применение метода радиоактивных индикаторов в исследовании динамики вымывания солевого раствора из почвогрунтов на модели с дреной.— «Известия ТСХА», 1963, № 1.
Аверьянов С. Ф., Рустамов Г. Г. Расчет комбинированных дренажных систем в условиях напорного питания.— «Известия ТСХА», 1963, № 2.
Аверьянов С. Ф. Некоторые вопросы предупреждения засоления орошаемых земель и меры борьбы с ним в Европейской части СССР.— В сб.: Орошаемое земледелие в Европейской части СССР. М., «Колос», 1965.
Аверьянов С. Ф. Предупреждение засоления орошаемых земель и меры борьбы с ним.— «Вестник сельскохозяйственной науки», 1965 а, № 9.
Аверьянов С. Ф., Сурикова Т. И. Основные положения расчета вертикального дренажа орошаемых земель.— «Гидротехника и мелиорация», 1966, № 8.
Аверьянов С. Ф. Вопросы обоснования дренажа орошаемых земель.— В сб.: Борьба с засолением орошаемых земель. М., «Колос», 1967.
Аверьянов С. Ф., Рекс Л. М. Некоторые математические модели переноса солей в почвогрунтах.— «Труды Института почвоведения и агрохимии МСХ Армянской ССР». Ереван, 1971, вып. 6.
Аверьянов С. Ф. Предисловие.— В сб.: Теория и практика борьбы с засолением орошаемых земель. Под редакцией С. Ф. Аверьянова. М., «Колос», 1971.
Аверьянов С. Ф., Айдаров И. П. Капитальные промывки и горизонтальный дренаж.— «Хлопководство», 1972, № 12.
Аверьянов С. Ф. Предисловие.— В сб.: Физическое и математическое моделирование в мелиорации. Под редакцией С. Ф. Аверьянова. М., «Колос», 1973.
Абрамов С. К., Найфельд Л. Р., Скиргелло О. Б. Дренаж промышленных площадок и городских территорий. М., Госстройиздат, 1954.
Абрамов С. К., Бабушкин В. Д. Методы расчета притока воды к буровым скважинам. М., Госстройиздат, 1955.
Алекин О. А. Основы гидрохимии. Л., Гидрометеоиздат, 1953.
Андрианов П. И. Связанная вода почв и грунтов.— «Труды Института мерзлотоведения им. Обручева». М., 1946, т. III.
Аравин В. И. Приток грунтовых вод к водосборам.— «Известия ВНИИГ», 1936, т. 18.

Аравин В. И., Нумеров С. Н. Теория фильтрации жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. М., Гостехиздат, 1953.
Аравин В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. Л., Госстройиздат, 1955.
Аравин В. И. Расчеты и моделирование плановой фильтрации. М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.
Барон В. А. Определение расстояний между скважинами вертикального дренажа. — «Вопросы гидротехники», Ташкент, Изд. АН УзССР, 1964, вып. 17.
Барон В. А., Якубов Х. Я. Технико-экономический расчет оптимальных глубин и диаметров скважин вертикального дренажа. — «Вопросы гидротехники». Ташкент, Изд. АН УзССР, 1964, вып. 17.
Беседнов Н. А. Опытный дренаж на Мугани. Тифлис. Зак. ГИЗ, 1935.
Беседнов Н. А. Промывки и дренаж тяжелых солончаково-солонцеватых почв. — «Труды Почвенного института им. В. В. Докучаева». М., Изд. АН СССР, 1957, т. III.
Бехбудов А. К. Мелиорация и освоение засоленных земель в условиях Азербайджана. — «Гидротехника и мелиорация», 1962, № 5.
Богатырев В. В. Инженерная защита в зонах водохранилищ крупных гидроэлектростанций. М.—Л., Госэнергоиздат, 1958.
Бочевер Ф. М. Приближенные гидрогеологические расчеты крупных водозаборов и водопонизительных установок. М., Госстройиздат, 1961.
Бочевер Ф. М., Веригин Н. Н. Методическое пособие по расчетам эксплуатационных запасов подземных вод для водоснабжения. М., Госстройиздат, 1961.
Бродский А. И. Физическая химия. М.—Л., Госхимиздат, 1948, т. 2.
Брудастов А. Д. Осушение минеральных и болотных земель. М., Сельхозгиз, 1955.
Вавилов А. П. Расчет и проектирование дренажа орошаемых земель. — «Материалы к ТУиН проектирования оросительных систем». М., Гипроводхоз МСХ СССР, 1958.
Варунцян Э. С. Система глубокого дренажа для мелиорации засоленных земель. — «Гидротехника и мелиорация», 1962, № 9.
Васильев В. А. О форме бугра грунтовых вод между двумя дренами при наличии инфильтрации. — «Прикладная математика и механика», 1955, т. 19, № 1.
Ведерников В. В. Влияние капиллярного поднятия на фильтрацию из каналов. — «Гидротехническое строительство», 1935, № 5.
Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. М., Госстройиздат, 1939.
Ведерников В. В. Учет влияния капиллярности грунта на фильтрацию из каналов. — «Доклады АН СССР», 1940, т. 28, № 5.
Ведерников В. В. Результаты опытов по свободной фильтрации. — «Известия АН СССР», 1947, ОТН, № 8.
Ведерников В. В. К теории дренажа. — «Доклады АН СССР», 1948, т. 59, № 6.
Веригин Н. Н. Фильтрация воды из оросителя ирригационной системы. — «Доклады АН СССР», 1949, т. 66, № 4.
Веригин Н. Н. Некоторые вопросы химической гидродинамики,

представляющие интерес для гидротехники и мелиорации — «Известия АН СССР», 1953, ОТН, № 10 .

Веригин Н. Н., Шестаков В. М. Методы расчета движения грунтовых вод в двухслойной среде. М., ВОДГЕО, 1954.

Веригин Н. Н. Методы определения фильтрационных свойств горных пород. М., Госстройиздат, 1962.

Владимиров А. Г. Мелиоративно-гидрогеологические условия и дренаж в Сыр-Дарьинском районе Голодной степи. — «Гидротехника и мелиорация», 1951, № 10.

Владимиров А. Г. Вопросы мелиоративной гидрогеологии и дренаж в орошаемых районах. — «Труды ВСЕГИНГЕО. Вопросы гидрогеологии и инженерной геологии». М., Госгеотехиздат, 1957, сб. 15.

Владимиров А. Г. Мелиоративная гидрогеология. М., Госгеотехиздат, 1960.

Влияние водохранилищ на гидрогеологические условия прилегающих территорий. М., Госстройиздат, 1960. — Авт.: С. К. Абрамов, Н. Н. Биндеман, Ф. М. Бочевер, Н. Н. Веригин.

Волобуев В. Р. О промывных нормах при мелиорации засоленных земель. — «Гидротехника и мелиорация», 1959, № 12.

Высоцкий Г. Н. О гидрогеологическом и метеорологическом влиянии лесов. М., Гослестехиздат, 1938.

Гидродинамические основы изучения режима грунтовых вод и его изменения под влиянием искусственных факторов. М., Изд. АН СССР, 1960. — Авт.: Г. Н. Каменский, И. К. Гавич, Н. А. Мясникова, С. М. Семенова.

Гиринский Н. К. Комплексный потенциал потока пресных вод со слабо наклонными струйками, фильтрующего в водонепроницаемой толще морских побережий. — «Доклады АН СССР», 1947, т. 58, № 4.

Гиринский Н. К. К расчету установившегося плоского движения двух потоков подземных вод со свободной поверхностью разной минерализации. — «Доклады АН СССР», 1951, т. 80, № 2.

Глебов П. Д. Новые методы и некоторые результаты наблюдений над фильтрацией воды из каналов. — «Труды ВНИИГиМ». М., 1933, т. 8.

Глебов П. Д. Приток инфильтрационной воды к колодцам при горизонтальном залегании грунтов различной проницаемости. — «Труды Ленинградского индустриального института». Л., 1940, № 1.

Докучаев В. В. Наши степи прежде и теперь. — «Избранные сочинения». М., Сельхозгиз, 1949, т. 2.

Долгов С. И. О доступности для растений почвенной влаги. — «Доклады АН СССР», 1947, т. 55, № 5.

Долгов С. И., Сухенко В. Ф. Эффективность производственных промывок засоленных земель в Мильской степи. — «Гидротехника и мелиорация», 1954, № 8.

Дренаж сельскохозяйственных земель. Под ред. Д. Н. Лютина. Перевод с английского под общей редакцией и со вступительной статьей С. Ф. Аверьянова. М., «Колос», 1964.

Дружинин Н. И. Метод ЭГДА, М.—Л., Госэнергоиздат, 1956.

Егоров В. В. Засоленные почвы и их освоение. М., Изд. АН СССР, 1954.

Енгулатов И. А., Еременко Г. В., Усманов А. О проектной или «критической» глубине грунтовых вод. — «Гидротехника и мелиорация», 1964, № 7.
Жуковский Н. Е. Видоизменение метода Кирхгофа. — «Полное собрание сочинений». М.—Л., ОНТИ, Главная редакция Издательства авиационной литературы, 1936, т. 3.
Жуковский Н. Е. Теоретическое исследование о движении подпочвенных вод. — «Полное собрание сочинений». М.—Л., ОНТИ, Главная редакция Издательства авиационной литературы, 1937, т. 7.
Жуковский Н. Е. О влиянии давления на насыщенные водой пески. — «Полное собрание сочинений». М.—Л., ОНТИ, Главная редакция Издательства авиационной литературы, 1937, т. 7.
Жуковский Н. Е. Просачивание воды через плотины. — «Полное собрание сочинений». М.—Л., ОНТИ, Главная редакция Издательства авиационной литературы, 1937, т. 7.
Загуменный А. И. Опыт применения временной дренажной сети при освоении засоленных перелогов. — «Хлопководство», 1952, № 12.
Зарубежный опыт расчета режима орошения сельскохозяйственных культур. М., Изд. МСХ СССР, 1961.
Защита территорий от затопления и подтопления. М., Госстройиздат, 1961, — Авт.: С. К. Абрамов, В. П. Недрига, А. В. Романов, Е. М. Селюк.
Защита территорий от затопления и подтопления. — В сб.: Пути улучшения и удешевления строительства и эксплуатации инженерных сооружений по защите территорий от затопления и подтопления. М., Госстройиздат, 1963.
Значение дренажа в повышении плодородия почв. М., Изд. АН СССР, 1956, — Авт.: В. А. Ковда, В. М. Легостаев, А. Т. Морозов и др.
Измаильский А. А. Избранные сочинения. М., Сельхозгиз, 1949.
Каменский Г. Н. Основы динамики подземных вод. М., Госгеолиздат, 1943, изд. 2.
Каменский Г. Н. Поиски и разведка подземных вод. М., Госгеоиздат, 1947.
Кац Д. М. Режим грунтовых вод в орошаемых районах и его регулирование. М., Сельхозиздат, 1963.
Качинский Н. А. О структуре почвы, некоторых водных ее свойствах и дифференциальной порозности. — «Почвоведение», 1947, № 6.
Келлер Г. Напорные воды. Под редакцией А. Н. Семихатова. М., Гостехиздат, 1930.
Ковда В. А. Происхождение и режим засоленных почв. М., Изд. АН СССР, 1946—1947, т. 1, 2.
Ковда В. А. Повышение плодородия и мелиорации почв в орошаемых районах. — «Почвоведение», 1954, № 7.
Козлов В. С. Расчет дренажных сооружений. М., Госстройиздат, 1940.
Колпаков В. В. Влияние влагозарядковых и промывочных поливов на водный режим и испарительную способность почвогрунтов Присивашья. — «Известия ТСХА», 1959, № 6.
Колпаков В. В. Влияние влагозарядковых и промывочных поливов на солевой режим и промывную способность почвогрунтов Присивашья. — «Известия ТСХА», 1960, № 6.

Колпаков В. В. Влияние повышения уровня грунтовых вод на испарительную способность и изменения бытовых запасов водорастворимых солей в почвогрунтах Присивашья. — «Известия ТСХА», 1961, № 1.
Константинов А. Р. Испарение в природе. Л., Гидрометеоиздат, 1963.
Коньков Б. С., Петров Е. Г. К изучению режима грунтовых вод в Голодной степи. — «Труды Голодностепской опытно-оросительной станции ОИИВХ». Ташкент, 1929, вып. 2/4, серия Г.
Костяков А. Н. Предупреждение заболачивания и засоления земель при орошении. — «Научные записки МГМИ». М., 1947, т. 13.
Костяков А. Н. Основы мелиораций. М., Сельхозгиз, 1960.
Костяков А. Н. Избранные труды. М., Сельхозгиз, 1961, т. 1.
Кривоносов И. М., Муратхан В. П. Организация и производство дренажных работ. М.—Л., Сельхозгиз, 1958.
Крылов М. М. К методике изучения водного баланса орошаемых районов. Ташкент, Изд. научно-технической и социально-экономической литературы УзССР, 1939.
Ландау Л. Д., Лифшиц Е. М. Механика сплошных сред. М., Гостехиздат, 1944.
Лебедев А. Ф. Почвенные и грунтовые воды. М.—Л., Изд. АН СССР, 1936.
Лебедев А. В. Прогноз изменения уровня грунтовых вод на орошаемых территориях. М., Госгеотехиздат, 1957.
Левич В. Г. Физико-химическая гидродинамика. М., Изд. АН СССР, 1952.
Легостаев В. М. Горизонтальный дренаж орошаемых земель. М., Сельхозгиз, 1952.
Легостаев В. М. Дренаж засоленных земель. М., Сельхозгиз, 1952а.
Легостаев В. М. Вертикальный дренаж орошаемых земель. — «Социалистическое сельское хозяйство Узбекистана», 1953, № 3.
Легостаев В. М. Промывные поливы засоленных почв. М., Сельхозгиз, 1953а.
Легостаев В. М. Ирригационно-мелиоративные мероприятия за рубежом (Египет, Индия, США). Ташкент, «Қзыл Узбекистан», «Правда Востока», «Узбекистани Сурх», 1957.
Лейбензон Л. С. Нефтепромысловая механика. М., Госгеонефтеиздат, 1934, ч. II.
Лейбензон Л. С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде. М., Гостехиздат, 1947.
Ломизе Г. М., Насберг В. М. Дренаж подземных гидротехнических сооружений. Тбилиси, ГрузНиТО строителей, 1946.
Лыков А. В. Теплопроводность нестационарных процессов. М., Гостехтеориздат, 1948.
Лыков А. В. Теория теплопроводности. М., Гостехтеориздат, 1952.
Львович М. И., Грин А. М., Дрейер Н. Н. Основы метода изучения водного баланса и его преобразования. М., Институт географии АН СССР, 1963.
Макридин Н. В. Заболачивание и засоление земель на оросительных системах за границей и инженерные методы борьбы с ними. — «Бюллетень № 3». М., ВНИИГиМ, 1934.
Малыгин В. С. Итоги дренажных опытов в Золотой Орде (Узбекистан, Голодная степь). — «Бюллетень № 3». М., ВНИИГиМ, 1934.

Маскет М. Течение однородных жидкостей в пористой среде. М.—Л., Гостоптехиздат, 1949.
Минаев В. А. О рассоляющем действии горизонтального дренажа. — «Известия АН СССР», 1957, ОТН, № 8.
Минаев И. В. Экономическое размещение скважин вертикального дренажа. — «Гидротехника и мелиорация», 1958, № 10.
Минкин Е. Л. Некоторые вопросы прогноза солевого баланса территорий нового орошения. — «Почвоведение», 1957, № 9.
Морозов А. Т. О расчетах мелиораций в условиях засоления. — «Почвоведение», 1954, № 7.
Нельсон-Скорняков Ф. Б. Дренаж при помощи глубоких колодезных насосов, практикующихся на системе реки Соленой в Аризоне. Ташкент, Изд. отд. ОИИВХ, 1930.
Нельсон-Скорняков Ф. Б. Фильтрация в однородной среде. М., изд. «Советская наука», 1947.
Новикова А. В. Геохимические и режимные закономерности соленакопления в степном Крыму. — «Труды Харьковского с.-х. института им. В. В. Докучаева», 1962, т. 39.
Нумеров С. Н. Об одном способе решения фильтрационных задач. — «Известия ВНИИГ». Л., 1948, т. 38.
Овчинников А. М. Общая гидрогеология. М., Госгеотехиздат, 1955.
Павловский Н. Н. Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные положения. — «Собрание сочинений». М.—Л., Изд. АН СССР, 1955—1956, т. 2.
Пенской И. К. Сельскохозяйственное освоение промываемых и промытых земель. М., Сельхозгиз, 1955.
Перельман В. И. Краткий справочник химика. М., Госхимиздат, 1956.
Полубаринова-Кочина П. Я. Некоторые задачи плоского движения грунтовых вод. М., Изд. АН СССР, 1942.
Полубаринова-Кочина П. Я., Фалькович С. В. Теория фильтрации жидкостей в пористых средах (обзор). — «Прикладная математика и механика». М., 1947, т. 11.
Полубаринова-Кочина П. Я. О неустановившихся движениях грунтовых вод при фильтрации из водохранилищ. — «Прикладная математика и механика». М., 1949, т. 13.
Полубаринова-Кочина П. Я. Графический способ расчета неустановившихся движений грунтовых вод. — «Инженерный сборник». М., Изд. АН СССР, 1951, № 9.
Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. М., Гостехтеориздат, 1952.
Пославский В. В. Орошение в Индии. — «Гидротехника и мелиорация», 1956, № 1.
Пославский В. В. Борьба с потерями воды из оросительных каналов за рубежом и в СССР. М., Гипроводхоз, 1957.
Постановление VIII расширенного пленума Ученого Совета ВНИИГиМ. М., Сельхозгиз, 1948.
Предварительные результаты исследования вертикального дренажа в Голодной степи УзССР, — «Вопросы гидротехники». Ташкент, Изд. АН УзССР, 1962, вып. 9. — Авт.: Н. М. Решеткина, Х. Я. Якубов, У. Умаров, В. А. Барон.
Принц Е. Гидрогеология. Под ред. Г. Н. Каменского и А. Н. Семихатова. М., Сельхозгиз, 1932.

Рабочев И. С. Опыт рассоления Сыр-Дарьинских залежей. — «Гидротехника и мелиорация», 1950, № 12.
Рабочев И. С. Засоленные почвы Туркменской ССР и их освоение. — «Материалы к объединенной научной сессии по хлопководству в Ташкенте». М., МСХ СССР, 1957.
Растворение и выщелачивание горных пород. — «Труды I совещания по вопросам выщелачивания водорастворимых горных пород». М., Госстройиздат, 1957.
Рачинский В. В. Теория динамики ионного обмена. Уравнения движения стационарного фронта. — «Физическая химия». М., Изд. АН СССР, 1957, т. 31, № 2.
Решеткина Н. М. Гидрогеологические основы проектирования вертикального дренажа в Голодной степи. Ташкент, Изд. АН УзССР, 1960.
Решеткина Н. М., Пушкарева З. П. Наблюдение за солевым профилем покровных суглинков и минерализацией откачиваемых вод на опытно-производственном участке вертикального дренажа в совхозе «Социализм». — «Вопросы гидротехники». Ташкент, Изд. АН УзССР, 1962, вып. 9.
Роде А. А. Основы учения о почвенной влаге. М., Гидрометеоиздат, 1965—1969, т. 1—2.
Розов Л. П. Засоление почв в условиях орошения и организация борьбы с ним. — «Бюллетень № 3. Борьба с засолением почв». М., ВНИИГиМ, 1934.
Розов Л. П. Мелиоративное почвоведение. М., Сельхозгиз, 1956.
Рустамов Г. Г. Усиление действия открытого дренажа орошаемых земель. — «Доклады ТСХА», 1962, вып. 74.
Саваренский Ф. П. Гидрогеологический очерк Муганской степи (1931). — «Избранные сочинения». М., Изд. АН СССР, 1950.
Саваренский Ф. П. Гидрогеологический очерк Заволжья (1923). — «Избранные сочинения». М., Изд. АН СССР, 1950.
Саваренский А. Д. Цепной расчет ожидаемых величин стока, потерь и запасов с определением их вероятностей. — «Доклады АН СССР», 1961, т. 136, № 1.
Саввинов Н. И., Филиппова В. П. Грунтовые воды в речных долинах Заволжья и их изменение под влиянием орошения. — «Труды Почвенного института им. В. В. Докучаева». М., Изд. АН СССР, 1940, т. 24.
Семихатов А. Н. Гидрогеология. М., Сельхозгиз, 1954.
Силин-Бекчурин А. И. Специальная гидрогеология. М., Госгеотехиздат, 1955.
Силин-Бекчурин А. И. Динамика подземных вод. М., Изд. МГУ, 1958.
Скоропанов С. Г. Освоение и использование торфяно-болотных почв. Минск, Изд. АСХН БССР, 1961.
Соколов Ю. Д. Об единой осесимметричной задаче теории неустановившегося движения грунтовых вод. — «Украинский математический журнал». Киев, 1955, т. VII, № 1.
Справочник по мелиорации и гидротехнике. М., Сельхозгиз, 1945, т. III.
Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель. М., Гипроводхоз, 1962.
Тодес О. М., Рачинский В. В. Теория динамики ионного обмена. Динамика обмена при вогнутой изотерме. — «Физическая химия». М., Изд. АН СССР, 1955, т. 29, вып. 10.

Торн Д., Петерсон Х. Орошаемые земли. Перевод с английского под ред. И. Н. Антипова-Каратаева. М., ИЛ., 1952.
Троицкий В. А. Гидрогеологическое районирование СССР. М.—Л., Изд. АН СССР, 1948.
Троянский С. В., Белицкий А. С., Чекин А. И. Гидрогеология и осушение месторождений полезных ископаемых. М., Углетехиздат, 1956.
Труды Всесоюзной научно-технической конференции по вопросам борьбы с засолением и улучшения мелиоративного состояния орошаемых земель Средней Азии, Южного Казахстана и Азербайджана в г. Ташкенте 28—31 января 1964 г. М., Гипроводхоз, 1964.
Труды совещания по гидрогеологии и инженерной геологии района днепровских водохранилищ и ирригационных систем Приднепровья. Днепропетровский ГУ, 1962.
Тюрк Л. Баланс почвенной влаги. Л., Гидрометеоиздат, 1958.
Усенко В. С. Приближенный расчет вертикального систематического дренажа, — «Известия АН СССР», 1958, ОТН, № 7.
Фаворин Н. Н. Оросительные каналы и грунтовые воды. М., Изд. АН СССР, 1954.
Форхгеймер Ф. Гидравлика. Под ред. А. А. Черкасова. М.—Л., ОНТИ, 1935.
Хеладзе И. Е., Иваницкий В. А. Гидрогеологический очерк Пицундского мыса. — «Бюллетень Закавказского опытно-исследовательского института водного хозяйства». Тифлис, 1931, № 4.
Христианович С. А., Михлин С. Г., Девисон Б. Б. Некоторые новые вопросы механики сплошной среды. Под редакцией Н. Е. Кочина. М.—Л., Изд. АН СССР, 1938.
Царевский А. М. 2-й Международный конгресс по ирригации и дренажу в Алжире. — «Гидротехника и мелиорация», 1944, № 5.
Чэнь Цзи-шэн. Фильтрационные расчеты вертикального дренажа в основании земляных плотин. — «Гидротехника и мелиорация», 1955, № 4.
Шаров И. А. Об осушении пойменных земель нечерноземной полосы. — «Доклады ВАСХНИЛ», 1954, № 4.
Шаров И. А. Эксплуатация мелиоративных систем. М., Сельхозгиз, 1959.
Шестаков В. М. Теоретические основы оценки водозабора, водопонижения и дренажа. М., МГУ, 1965.
Шошин А. А. Дифференцированные нормы промывки и полива на мелиорированных засоленных землях АзССР. — «Бюллетень института информации АзНИИГИМ». Баку, 1956.
Шпанин Г. И. Метод определения расчетных параметров фильтрационного потока. Метод определения глубины дрен и расстояний между дренами в целях мелиорации засоленных земель. — В сб.: Горизонтальный дренаж засоленных земель. Материалы ТУиН проектирования оросительных систем. М., Гипроводхоз, 1957.
Щелкачев В. Н., Лапук Б. Б. Подземная гидравлика. М., Гостоптехиздат, 1949.
Эфрос Д. А., Куранов И. Плоская задача о поднятии подошвенной воды. — В сб.: Вопросы гидродинамики нефтяного пласта. М., Гостоптехиздат, 1954.
Baumann P. Grond water movement controlled through sprea-

ding. — Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1951, v. 77, VIII, separate 86.
Baumann P. Ground water phenomena related to basin recharge. — Proceedings of American Society of Civil Engineers, 1955, v. 81, N 806.
Boumans J. H. Het bepalen van de drainage—afstand met behulp van de boorgatenmethode. — Landbouwkund tijdschr., 1953, v. 65, N 2/3.
Brenner H. The diffusion model of longitudinal mixing in beds of finite length. Numerical values. — Chemical Engineering Science, 1962, № 4.
Chids E. The physical principles underlying water table control. — International Comission of Irrigation and Drainage. 2-nd Congress, 1954, Quest 4, Rept. 1.
Doering E., Reeve R., Stockinger K. 9 Salt accumulation and salt distribution as an indicator of evaporation from fallow soils. — Soil Science, 1964, v. 97, № 5.
Dumm L. Drain-spacing formula. — Agricultural Engineering, 1954, v. 35, № 1.
Gardner W., Widtsoe J. The movement of soil moisture. — Soil Science, 1921, v. 11, N 3.
Gardner, Colin, Farr. Ground water. — Utah Agricultural Experimental Station. Bulletin, 1934, v. 252, p. 1.
Hammad H. Behaviour of subsoil water table under a system of covered drains. — International Commission of Irrigation and Drainage, 2-nd Congress, 1954, Quest 4, Rept 6.
Hammad H. A hydrodynamic theory of water movement towards covered drains with application to some field problem. Alexandria Univ. Press, 1957.
Handa C. Behaviour of subsoil water table under a system of irrigation and/or drainage. — International Commission of Irrigation and Drainage, 2-nd Congress, 1954, Quest 4, General Report (3).
Hooghoudt S. B. Bijdragen tot de kennis van enige natuurkundige grootheden van de grond. — Verslagen van landbouwkundige onderzoekingen. S-Gravenhage, 1940, № 46.
Luthin J. (editor). — Drainage of agricultural lands. Publ. Madison, Wisconsin, USA, 1957.
Maasland M., Haskew G. The auger hole method of measuring the hydraulic conductivity of soil and its application to tile drainage problems. — International Commission of Irrigation and Drainage. 3-d Congress, Quest 8, p. 1, Rep. 5, 1957.
Moore Ross E. Water conduction from shallow water tables. — Hilgardia, 1939, v. 12, N 6.
Richards L. Capillary conductivity data for three soils. — Journal of the American Society of Agron., 1936, № 28.
Todd D. Ground water flow in relation to a flooding stream. — Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1955, v. 81, № 628.
Todd D. Discussion of the paiper by P. Bauman. — Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1952, v. 78, VII, N D-86.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Введение 5

ЧАСТЬ I
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ УПРАВЛЕНИЯ ВОДНЫМ И СОЛЕВЫМ РЕЖИМАМИ НА ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЛЯХ

Глава I. **Необходимость борьбы с засолением орошаемых земель** 8

Некоторые выводы из практики борьбы с засолением орошаемых земель 8
Необходимость составления прогнозов водного и солевого режимов для каждого объекта орошения 11
Надежность и точность данных почвенных и гидрогеологических исследований 14
Характеристика существующего водного режима; водный баланс 17

Глава II. **Связь водного и солевого режимов** 24

Установившиеся водный и солевой режимы 26
Неустановившиеся водный и солевой режимы 36
Процесс рассоления при работе горизонтального дренажа . 45

Глава III. **Прогноз водного и солевого режимов и требования к дренажу** 53

Прогноз водного и солевого режимов 53
Требования к осушительному и рассоляющему действию дренажа 66

ЧАСТЬ II
МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Глава IV. **Горизонтальный дренаж на орошаемых землях при борьбе с засолением** 78

Элементы баланса грунтовых вод в условиях дренажа . . . 80
Расчет осушительного действия горизонтального дренажа в однородных грунтах (установившийся режим) 93
Расчет осушительного действия горизонтального дренажа в условиях напорного питания (установившийся режим) . . . 112
Неустановившийся режим работы дренажа 162
Расчет комбинированных дренажных систем в условиях напорного питания 168

Приближенная оценка роли фильтрации в зоне капиллярной каймы 180

Глава V. **Вертикальный дренаж на орошаемых землях** . . 192

Особенности вертикального дренажа и его назначение . . . 192
Водный баланс орошаемых массивов — основа для расчета вертикального дренажа 194
Основные расчетные схемы 197
Расчет осушительного действия систематического вертикального дренажа 202
Линейные ряды скважин вертикального дренажа 209

Глава VI. **Рассоляющее действие фильтрации из каналов** . 218

О движении грунтовых вод различной минерализации . . . 220
Приближенное определение зоны опреснения вблизи оросительных каналов в условиях установившегося движения . . 230
О предельной глубине опреснения при установившемся режиме 257
Опресняющее действие фильтрации из каналов в условиях неустановившегося режима 265
Указатель литературы 277

Сергей Федорович Аверьянов

БОРЬБА С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Редактор *Г. М. Попова*
Художник *А. Е. Григорьев*
Художественный редактор *З. П. Зубрилина*
Технические редакторы: *Н. П. Мамаева, В. А. Зорина*
Корректор *В. М. Русинова*

ИБ № 1085

Сдано в набор 16.09.77. Подписано к печати 19.01.78. Формат 84×108$^{1}/_{32}$. Бумага тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл.-печ. л. 15,12. Уч.-изд. л. 15,3. Изд. № 146. Тираж 5000 экз. Заказ № 288. Цена 1 р. 20 к.

Ордена Трудового Красного Знамени издательство «Колос»,
103716, ГСП, Москва, К-31, ул. Дзержинского, д. 1/19

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7