В. М. Шестаков
И. С. Пашковский
А. М. Сойфер

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ



МОСКВА «НЕДРА» 1982

УДК 556.3.01 : 626.80

Шестаков В. М., Пашковский И. С., Сойфер А. М. Гидрогеологические исследования на орошаемых территориях. М., Недра, 1982. 244 с.

Определены основные особенности гидрогеологических условий аридной зоны для обоснования мелиоративных работ, приведены основные представления о процессах влаго-солепереноса в верхней части литосферы, методы геофильтрационных расчетов отдельных элементов потоков подземных вод, формирующихся при движении к дренам, каналам или рекам, и т. д. Даны рекомендации по постановке специальных наблюдений и их обработке с целью определения геофильтрационных параметров. На единой научно-методической основе рассматривается весь комплекс вопросов от изучения природной среды и протекающих в ней процессов до ее формализации в виде расчетных схем, что позволяет повысить эффективность гидрогеологических работ.

Для гидрогеологов, в том числе занимающихся проведением гидрогеолого-мелиоративных съемок.

Табл. 47, ил. 86, список лит.— 50 назв.

Рецензент — канд. техн. наук *В. А. Барон (ВСЕГИНГЕО)*

Ш $\frac{1904060000\text{-}472}{043(01)\text{-}82}$ 69-82

© Издательство «Недра», 1982

ПРЕДИСЛОВИЕ

«Основные направления экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года», принятые XXVI съездом КПСС, требуют осуществить меры по рациональному расходованию воды для нужд сельского хозяйства, улучшению мелиоративного состояния орошаемых и осушенных земель, поднять ответственность за их выбытие из оборота. В решении этой задачи значительная роль принадлежит гидрогеологическим исследованиям, создающим природную основу для регулирования водно-солевого состояния мелиорируемых земель и использования подземных вод для орошения.

Интенсивное развитие сельскохозяйственной мелиорации потребовало качественно нового теоретического и методического уровня гидрогеолого-мелиоративных работ, являющихся одним из важнейших направлений изысканий при мелиоративном строительстве и освоении. В таких работах исключительно важной является правильность их методологических построений, сочетающих методы гидрогеологических исследований с решением инженерных задач. В обосновании этих построений решающую роль играет взаимодействие специалистов различного профиля (мелиораторов, гидрогеологов, почвоведов). Поиск таких взаимосвязей — одна из основных задач, которую пытались решить авторы этой книги применительно к условиям орошаемых территорий, опираясь главным образом на материалы собственных исследований.

В вопросах, уже имеющих достаточно обоснованные и устоявшиеся решения (например, в методах геофильтрационных расчетов и в некоторых опытно-фильтрационных работах), авторы стремились дать возможно более четкие рекомендации, рассчитанные на непосредственное внедрение в практику гидрогеолого-мелиоративных работ. Вместе с тем во многих случаях, когда методические построения находятся в стадии поиска, приходилось ограничиваться рассмотрением различных аспектов решаемых задач с представлением возможных путей решения и выявлением тех вопросов, которые еще требуют изучения.

В. М. Шестаковым написаны § 1, 2 гл. 3, гл. 4 и 5, § 4 гл. 6, приложение 1; И. С. Пашковским — гл. 2, § 5 гл. 3, § 3 гл. 6; А. М. Сойфером — § 1, 2 гл. 1, § 4 гл. 3, § 2 гл. 6; И. С. Пашковским, А. М. Сойфером и В. М. Шестаковым — § 1 гл. 6; И. С. Пашковским и А. М. Сойфером — § 3 гл. 1; И. С. Пашковским и В. М. Шестаковым — § 3 гл. 3.

1. СХЕМАТИЗАЦИЯ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ОБЪЕКТОВ МЕЛИОРАЦИИ

Современные масштабы мелиоративного строительства предопределяют значительные региональные изменения в гидрогеологических условиях, которые нередко влекут за собой и неблагоприятные воздействия на состояние сельскохозяйственных земель. Учитывая столь существенную практическую значимость изучения и прогнозирования гидрогеологических условий объектов мелиорации, этому направлению исследований при решении задач мелиоративного строительства справедливо уделяется большое внимание.

Следует отметить, что результаты такого изучения нередко носят субъективный характер в силу широкого разнообразия природных условий и индивидуальных особенностей исследователя гидрогеологических процессов. Нельзя также не учитывать и то обстоятельство, что познание природы — это творческое исследование, развитие которого могут затруднить и ограничить строгие формальные рамки. Однако в случаях инженерного вмешательства в природные процессы, которое, в частности, имеет место и при мелиоративном строительстве, необходимо на основе изучения природных условий дать соответствующие количественные оценки, предопределяющие объем капиталовложений в строительство. Поэтому представляется целесообразным на основе накопленного опыта гидрогеологических исследований и современных теоретических положений составить общую методику гидрогеологической схематизации объектов мелиорации, направленную на обоснование инженерных мероприятий и прежде всего мелиоративного дренажа. При проведении изысканий для обоснования мелиорации ставятся задачи изучения гидрогеологических условий объекта, прогноза их возможных изменений и выбора оптимальных мероприятий, предупреждающих ухудшение мелиоративной обстановки. Это изучение заключается прежде всего в исследовании геоморфологии, геологического строения, закономерностей гидрогеологических условий и, таким образом, в построении качественной гидрогеологической схемы объекта. Далее осуществляется количественная оценка параметров геофильтрации с полной математической формулировкой задачи мелиоративно-гидрогеологического прогноза и обоснованием геофильтрационных расчетов, связанных с проектированием сооружений мелиоративных систем.

Учитывая сложный характер гидрогеологических условий реальных природных объектов мелиорации, рассмотрение всей изучаемой области геофильтрации в целом технически трудно осуществимо, в силу чего для обоснования мелиоративных мероприятий целесообразно фрагментирование области, при котором на основе гео-

логоструктурного и морфогенетического анализов выделяются характерные участки с однотипными мелиоративно-гидрогеологическими условиями (мелиоративно-гидрогеологическое районирование) и геофильтрационным строением, в частности, гидрогеологическими параметрами водоносного комплекса и внутренних гидродинамических границ (геофильтрационная схематизация). Для целенаправленного проведения исследований предварительную схематизацию гидрогеологических условий рационально выполнить еще при обосновании комплекса работ, а затем откорректировать в процессе их проведения.

Необходимо отметить, что схематизация гидрогеологических условий представляет собой чрезвычайно сложное и вместе с тем важное исследование, так как во многом предопределяет эффективность намечаемых мелиоративных мероприятий. Широкие возможности современных математических методов при реализации геофильтрационных расчетов общеизвестны, поэтому их надежность определяется главным образом правильным построением расчетной модели, основанным на схематизации гидрогеологических условий, и достоверностью оценки расчетных параметров. Установленные элементы гидрогеологической схематизации в конечном счете характеризуются однотипными инженерными решениями, что также подчеркивает важность рассматриваемого направления мелиоративно-гидрогеологических исследований.

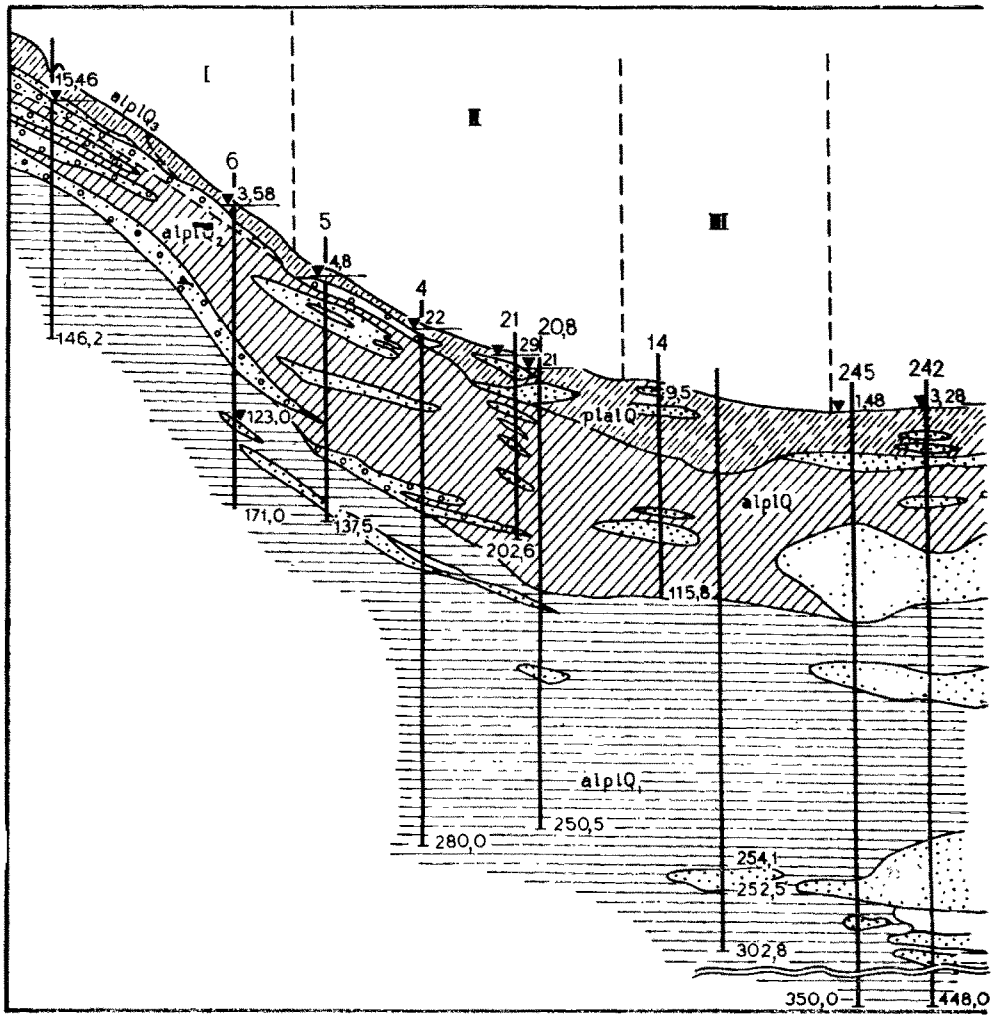
§ 1. ОСОБЕННОСТИ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РАЙОНОВ МЕЛИОРАТИВНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В СССР

Территории современного и перспективного развития мелиорации распространены в СССР в различных регионах, отличающихся по климатическим и геологоструктурным особенностям. Разнообразие природных условий определяет в свою очередь и существенно различное влияние гидрогеологической обстановки на развитие мелиорации.

Для представления о сложившихся суждениях по этому вопросу приведем краткое описание основных типов гидрогеологических условий, характерных для районов СССР с развитой оросительной мелиорацией, отметив их наиболее важные особенности, необходимые для дальнейшего обсуждения принципов гидрогеологической схематизации.

Рассмотрим прежде всего характерные типы гидрогеологических условий для аридной зоны СССР, для которой, как правило, ставится задача развития оросительной мелиорации.

1. Предгорные шлейфы хребтов и отрогов Тянь-Шаня и Кавказа, которым свойственны значительные уклоны дневной поверхности и дифференциация обломочного материала в направлении сноса. В верхних частях как выделяющихся, так и слившихся конусов выноса в разрезе предгорного шлейфа развиты преимущественно крупнообломочные породы (галечники, щебень, дресва, пески). В направлении от горных массивов к периферийным частям



конусов выноса крупнообломочные фракции постепенно замещаются тонкодисперсным материалом. Превалирующим в разрезе становится развитие глинистых пород, при этом песчано-гравийные прослои либо играют подчиненную роль, либо полностью отсутствуют (рис. 1).

Гидрогеологические условия тесно связаны с закономерностями строения предгорных шлейфов. В естественных условиях в верхних частях конусов выноса свободная поверхность грунтовых вод отмечается на значительных глубинах от дневной поверхности (до 50—100 м). В этой области предгорного шлейфа, которая может быть названа областью транзита, поток грунтовых вод транспортируется без существенных изменений, за исключением небольших дополнений за счет инфильтрации местного поверхностного стока.

Далее в связи с уменьшением мощности прослоев крупнообломочных пород и суммарной проводимости водоносного комплекса формируется область разгрузки грунтовых вод на испарение, транспирацию дикой растительностью и непосредственное выклинивание в понижениях рельефа с характерным для всей области близким

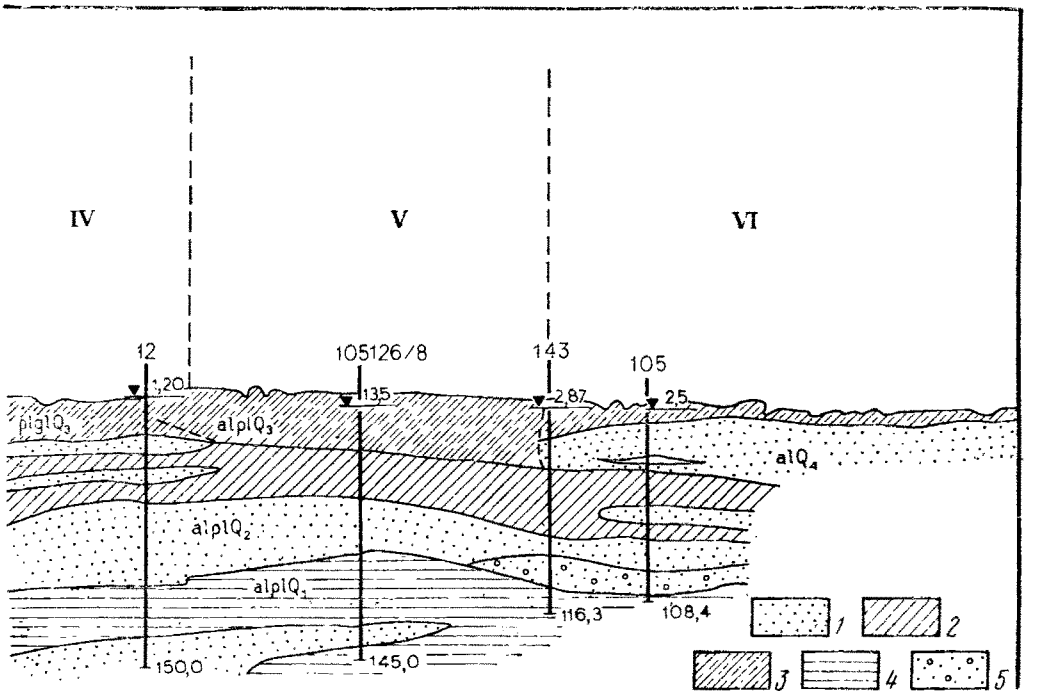


Рис. 1. Гидрогеологический разрез предгорного шлейфа Туркестанского хребта, долины р. Сырдарья.

I — верхние и средние части современного конуса выноса р. Заамии; *II* — периферия предгориого шлейфа; *III* — периферия древних конусов выноса рек Саизар и Заамии и зона контакта с древией долиной р. Сырдарья; *IV* — Дшетысайско-Сардобинское понижение; *V* — третья аллювиально-пролювиальная терраса р. Сырдарья; *VI* — вторая и первая аллювиальные террасы и пойма р. Сырдарья; *1* — галечники с песчанисто-глиии-стым заполнителем; *2* — пески разиозернистые; *3* — суглиики легкие и средние пылеватые, реже супеси пылеватые; *4* — суглиики, преимущественно средние и тяжелые, нередко переходящие в глины, изредка встречаются линзы песка мощностью до 0,5 м; *5* — суглиики, преимущественно тяжелые, и глины с редкими линзами песков и супесей. Масштаб: горизонтальный 1 : 200 000, вертикальный 1 : 2000

залеганием к дневной поверхности уровня грунтовых вод. Наряду с этим для области выклинивания характерна вертикальная гидрохимическая зональность с максимумом концентрации у свободной поверхности; в редких случаях наиболее высокая минерализация может оказаться в подстилающих напорных пластах. На глубокой периферии предгорного шлейфа, которую обычно называют областью вторичного погружения грунтовых вод, отмечаются незначительное развитие в разрезе хорошо проницаемых прослоев и соответственно незначительный расход потока, в связи с чем свободная поверхность грунтовых вод снижена внутрипочвенным испарением до глубины 10—20 м и более. Следует отметить, что во многих случаях, когда предгорный шлейф контактирует с морской равниной или крупной аллювиальной долиной, вторичное погружение грунтовых вод не наблюдается.

С развитием орошения происходит подъем уровня грунтовых вод в верхних и средних частях конусов, что в свою очередь приводит к увеличению градиентов и расхода потока, размеров обла-

сти выклинивания и интенсивности разгрузки грунтовых вод. В рассматриваемых условиях разгрузка грунтовых вод, проявляющаяся как восходящий поток из напорных пластов, значительно затрудняет и удорожает дренажные мероприятия. Наряду с этим, в области выклинивания подземных вод почвы в большинстве случаев засолены и требуют промывок. В области вторичного погружения грунтовых вод скорость подъема их уровня определяется интенсивностью инфильтрационного питания и емкостью зоны аэрации.

2. Для надпойменных террас и дельтовых равнин в долинах крупных рек (Сырдарья, Амударья, Кашкадарья и др. в Средней Азии; Волга, Урал, Днепр, Дон, Кубань и др. на юге европейской части СССР) в строении комплекса аллювиальных отложений характерно чередование пойменных и русловых фаций, что в гидродинамическом смысле интерпретируется как чередование слабо- и хорошопроницаемых водоносных горизонтов. От дневной поверхности, как правило, залегает слабопроницаемый покровный слой, подстилаемый основным водоносным пластом несоизмеримо более высокой проводимости. Для гидрогеологических условий рассматриваемого типа характерно близкое залегание уровня грунтовых вод (различной минерализации) еще до развития орошения, за исключением высоких террас и отдельных специфических участков дельтовых равнин. Однако и на высоких террасах при орошении происходит подъем уровня грунтовых вод, что также неблагоприятно сказывается на мелиоративно-гидрогеологической обстановке расположенных ниже земель.

Учитывая отмеченные выше особенности строения аллювиальных водоносных комплексов, в мелиоративных целях здесь чаще всего рационально применение систематического вертикального дренажа с одновременным использованием откачиваемой воды для орошения.

3. Водораздельные равнины между долинами крупных рек, распространенные на юге европейской части СССР, отличаются широким развитием покровных макропористых суглинков мощностью от долей метра до 20—30 м, подстилаемых относительно водоупорными дочетвертичными отложениями. В ряде случаев под относительным водоупором в разрезе встречается хорошо проницаемый водоносный пласт, который впоследствии может быть гидравлически слабо связан с водоносным горизонтом в покровных отложениях.

В естественных условиях уровень грунтовых вод на водораздельных равнинах залегает, как правило, глубже 10—30 м. В условиях орошения скорость подъема уровня грунтовых вод определяется интенсивностью инфильтрации, емкостью зоны аэрации и в значительно меньшей мере — оттоком по хорошо проницаемому пласту. При орошении водораздельных равнин во многих случаях формируется горизонт «верховодки» на слабопроницаемых прослоях в верхней части разреза зоны аэрации и в подошве покровных отложений на контакте с относительно водоупорным слоем.

4. Морские равнины характерны также для юга европейской части СССР, причем особенно они распространены в Прикаспийской низменности в пределах площади, охваченной в свое время хвалынскими трансгрессиями Каспийского моря. В литологическом разрезе морских отложений с поверхности чаще всего развиты глинистые породы, подстилаемые неповсеместно водоносным пластом песков. Для рассматриваемых условий нередко характерны высокая минерализация близко залегающих грунтовых вод и значительная засоленность почвогрунтов. В некоторых понижениях рельефа, именуемых лиманами, за счет накопления и инфильтрации вод паводков, а также временного поверхностного стока образуется «пресная подушка» на соленых водах или на относительно водоупорных прослоях в зоне аэрации. На таких участках выращиваются хорошие урожаи кормовых культур.

В гумидной зоне задачи сельскохозяйственной мелиорации сводятся чаще всего к осушению заболоченных земель. Различают следующие основные источники образования болот:

а) поверхностный сток;

б) выклинивание грунтовых вод в понижениях рельефа;

в) «напорное питание» (перетекание из нижележащих напорных водоносных пластов).

В большинстве случаев развитие заболоченных территорий приурочено к флювиогляциальным равнинам и долинам рек, где водоносный комплекс представлен весьма слабопроницаемыми глинистыми отложениями, подстилаемыми либо водоупором, либо хорошо проницаемым водоносным пластом в случае неглубокого вреза дренирующей сети.

§ 2. МЕЛИОРАТИВНО-ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ

Основы теории и методики мелиоративно-гидрогеологического районирования, в особенности для аридных областей, заложены в работах О. К. Ланге, М. М. Крылова [15] и М. А. Шмидта. Работы этих авторов, в которых раскрыты основные закономерности влияния условий формирования и развития грунтовых вод на мелиоративно-гидрогеологическую обстановку, могут рассматриваться как фундаментальные, не потерявшие своей ценности и в настоящее время.

Дальнейшему развитию рассматриваемого направления способствовали работы А. В. Владимирова, Д. М. Каца [13], Б. С. Маслова, Н. М. Решеткиной, Н. В. Роговской, В. Г. Ткачук, Н. Н. Ходжибаева и других исследователей.

В отличие от традиционных методов картирования артезианских бассейнов, в основу мелиоративно-гидрогеологического районирования положено исследование природных факторов, предопределивших формирование современного рельефа и строение водоносного комплекса грунтовых и взаимосвязанных с ними

напорных вод. В большинстве случаев в качестве таких факторов целесообразно рассматривать для геосинклинальных областей и краевых прогибов платформ геологоструктурные особенности региона, а для платформенных областей — развитие стадий оледенения. Последующее фрагментирование исследуемой области связано главным образом с обоснованием характерных морфогенетических типов и оценкой присущих им особенностей питания, развития и разгрузки подземных вод, закономерностей их режима и условий подземного стока.

Следует отметить, что одним из наиболее важных вопросов при решении этой задачи является оценка интенсивности питания (инфильтрационного, бокового, напорного) и разгрузки (испарения, выклинивания, водоотбора) грунтовых вод. В некоторых случаях сложных гидрогеологических условий оказывается целесообразным выделять отдельные карты взаимодействия водоносных горизонтов или условий питания грунтовых вод.

Мелиоративно-гидрогеологическое районирование в соответствии с целевым назначением и в зависимости от сложности гидрогеологических условий выполняется с различной детальностью, соответствующей определенным масштабам картирования. На основе опыта исследований такого рода представляется рациональным применение следующих масштабов:

— для разработки Схемы комплексного использования водных и земельных ресурсов — 1 : 500 000—1 : 1 000 000;

— для разработки Схемы генерального плана — 1 : 50 000—1 : 200 000;

— для конкретного проектирования — 1 : 25 000—1 : 50 000.

Анализ имеющихся материалов по районам современного и перспективного развития мелиорации показывает, что гидрогеологические предпосылки развития оросительной мелиорации могут быть классифицированы сравнительно ограниченным рядом условий применения дренажа. При этом целесообразно различать следующие типовые случаи.

I. Развитие оросительных мелиораций возможно без применения дренажа в связи с хорошей дренированностью массива и глубоким исходным положением уровня грунтовых вод. Возможны два подтипа: применение дренажа потребуется через 10—20 лет (период, заметно превышающий срок окупаемости); применение дренажа не понадобится в ближайшие годы и в отдаленной перспективе.

II. Благоприятные условия применения дренажа: наличие хорошо проницаемых водоносных пластов, возможность применения в широких масштабах вертикального и комбинированного дренажа или создания мощных подземных водозаборов с использованием емкости бассейна грунтовых вод для развития орошения. В этом случае также можно различать два подтипа: дренажные мероприятия потребуются через 5—10 лет и частично через 10—15 лет; дренаж необходим одновременно с вводом в эксплуатацию оросительной системы.

III. Сложные условия применения мелиоративного дренажа в связи с преобладающим развитием в разрезе слабопроницаемых отложений и «напорного питания» из глубоких водоносных горизонтов в некоторой части массива, необходимы в значительных объемах дорогостоящие дренажные мероприятия. Аналогично можно выделить те же два подтипа, причем первый подтип наиболее характерен для водораздельных равнин с относительно глубоким исходным залеганием водоупорных прослоев (в толще слабопроницаемых глинистых пород) или уровня «верховодки», а второй — с близким их расположением или интенсивным напорным питанием.

IV. Применение мелиоративного дренажа практически трудно осуществимо или нецелесообразно из-за водоупорности покровных отложений. При этом целесообразно выделить два случая: применение дренажа возможно после проведения глубокого рыхления, кротования или других специальных мероприятий; применение дренажа практически неосуществимо.

Перечисленные типовые случаи применения дренажа охватывают большинство характерных природных условий объектов мелиоративного строительства, хотя могут иметь место и специфичные условия, не укладывающиеся в представленную схему и требующие самостоятельного рассмотрения.

Для каждого из типовых случаев характерна определенная величина удорожания мелиоративного строительства, которую необходимо обосновать специальными инженерными и экономическими расчетами. Эта величина может быть выражена «коэффициентом удорожания» (по отношению к стоимости строительства в наиболее простых бездренажных условиях) аналогично тому, как это разработано в методике инженерно-геологического районирования.

Условия применения мелиоративного дренажа можно оценить на основе региональных гидрогеологических прогнозов и анализа локальных особенностей геофильтрационного строения массивов, на которых предполагается развитие мелиорации. Методика решения такого рода задач на уровне схемы разработана недостаточно, так как трудно преодолима диспропорция между информативностью мелкомасштабного картирования и требованиями, предъявляемыми к обоснованию традиционных методов реализации прогнозных задач.

Для ориентировочного решения региональных прогнозных задач могут быть предложены следующие способы:

— анализ данных наблюдений на «ключевых» оросительных системах-аналогах рассматриваемых объектов;

— ориентировочные подсчеты водно-солевого баланса;

— оценка прогнозных модулей подземного стока (над региональным водоупором) и сопоставление с естественным стоком;

— ориентировочные (разведочные) гидродинамические расчеты для реального диапазона гидрогеологических параметров.

В этих случаях для ориентировочных прогнозных оценок необходима информация по исходным глубинам до уровня грунтовых

вод. Для зоны орошения часто достаточно учитывать градации 0—5 м (дренаж нужен одновременно с началом орошения), 5—10 м (дренаж понадобится через 2—12 лет), 10—20 м и более. Для зоны осушения целесообразно более дробное районирование диапазона глубин 0—5 м, в частности, выделить участки, требующие осушения (до 0,5 м) с указанием преобладающих источников питания болот, а также диапазоны глубин 0,5—2 м и 2—5 м (в последнем случае переосушенные участки).

§ 3. ГЕОФИЛЬТРАЦИОННАЯ СХЕМАТИЗАЦИЯ

Как уже отмечалось, в процессе геофильтрационной схематизации гидрогеологические закономерности представляются в гидродинамической (фильтрационной) постановке с полной математической формулировкой рассматриваемой задачи; при этом устанавливаются характер протекания процесса во времени, пространственная структура потока, граничные условия и внутреннее строение потока, определяемые закономерностями изменения геофильтрационных параметров.

Обычно рациональным оказывается решение рассматриваемой задачи в два этапа. На первом этапе задача носит региональный характер и направлена на обоснование изменения основных элементов питания подземных вод (площадного или напорного питания, расходов потока по контурам орошаемого массива); в ней рассматриваются основные региональные закономерности формирования подземных вод с учетом взаимодействия орошаемых массивов и очередности орошения и дренажа; при этом инженерные мероприятия (орошение и дренаж) задаются ориентировочно (их действие осредняется в пределах орошаемой территории).

На втором этапе рассматриваются локальные задачи, направленные на обоснование конкретных мелиоративных мероприятий и особенно основных элементов дренажа; при этом обычно могут изолированно рассматриваться отдельные участки орошаемой территории, в частности, участки между дренами, где, исходя из решения региональных задач, выбираются данные для задания площадного питания или бокового притока.

В соответствии с постановкой прогнозных расчетов следует выделить, по крайней мере, два типа фильтрационных схем, различающихся по масштабности рассматриваемых задач: региональные и локальные.

Региональной фильтрационной схемой охватывается вся область формирования подземных вод или отдельные ее части в пределах зоны влияния орошаемого массива.

При обосновании локальных фильтрационных схем рассматривается структура фильтрационного потока в зоне влияния конкретных мелиоративных мероприятий (в частности, дренажных сооружений) с учетом региональных закономерностей формирования, развития и разгрузки подземных вод. В этом случае наиболее важными представляются анализ вертикальной неоднородности потока

и оценка значимости неравномерности инфильтрационного питания (во времени и пространстве).

Формирование геофильтрационного потока на орошаемых территориях происходит главным образом в пределах осадочных отложений, представленных чередованием песчаных и песчано-гравелистых водоносных пластов и глинистых разделяющих слоев, включая возможное наличие довольно пестрых покровных отложений, причем мощность этих отложений может быть весьма значительной (до 1000 м и более). В этих условиях важно найти оптимальные пути для наиболее четкого графического представления (картирования) этих элементов строения массива (потока), которые могли бы дать основу для гидрогеологического обоснования необходимости дренажа и принципиального обоснования его типа.

При постановке такой задачи следует иметь в виду, что основным фактором, определяющим выбор типа систематического дренажа и эффективность его действия, является наличие в разрезе хорошо проницаемых водоносных горизонтов [28, 35]. В связи с этим при картировании геофильтрационного строения для обоснования локальных расчетных схем систематического дренажа должны быть прежде всего установлены участки орошаемого массива, однотипные по развитию водоносных пластов, так что наиболее крупной таксонометрической единицей рассматриваемого районирования может быть выбрана фильтрационная система водоносных пластов.

Очевидно, детальность геофильтрационной схематизации так же, как и гидрогеологического районирования в целом, определяется решаемыми практическими задачами. Остановимся прежде всего на методике мелкомасштабной геофильтрационной схематизации (1 : 500 000—1 : 1 000 000), предназначенной для ориентировочного обоснования гидрогеологических предпосылок развития мелиораций.

Применительно к рассматриваемой детальности районирования могут быть даны только самые общие представления о геофильтрационных схемах. В частности, целесообразно выделить три случая: *a* — наличие в разрезе над региональным водоупором хорошо проницаемых водоносных пластов с проводимостью более 20 м²/сут; *b* — наличие в разрезе над региональным водоупором только относительно слабопроницаемых пород с суммарной проводимостью от 2—5 до 20 м²/сут; *c* — наличие в разрезе мощной толщи весьма слабопроницаемых пород, коэффициент фильтрации которых соизмерим с инфильтрационным питанием при поливах (менее 0,01—0,001 м/сут).

В случаях «*a*» и «*b*» возможны многообразные геофильтрационные схемы, поэтому следует дополнить эти обозначения следующей индексацией:

a' — суммарная проводимость 20—100 м²/сут;
a'' — „ „ 100—500 „ ;
a''' — „ „ более 500 „ ;
$a_т$ — водоносный пласт представлен трещиноватыми породами;

a_0 — нет слабопроницаемых покровных отложений (с поверхности хорошо проницаемый водоносный пласт);

$a_т$ — в верхней части разреза могут быть встречены относительно водоупорные прослои глин или тяжелых суглинков, осложняющие действие горизонтального дренажа;

b' — мощность слабопроницаемых отложений менее 50 м;

b'' — то же, более 50 м;

$b_т$ и $b_г$ — то же, что и $a_т$ и $a_г$.

Например, водоносный пласт в трещиноватых породах, проводимость меняется в широких пределах, в покровном слое суглинков могут быть встречены прослои глин с $k<10^{-2}$ м/сут — $a'_{тг}$; или водоносный пласт песчано-гравийных пород, залегающих с поверхности, проводимость 200—400 м²/сут — a''_0; или толща слабопроницаемых трещиноватых песчаников мощностью 80 м (подстилаются глинами), в верхней части разреза нередко встречаются прослои водоупорных глин — $b''_{тг}$.

Используя данные геофильтрационной схематизации и другие сведения мелиоративно-гидрогеологического районирования (глубины до воды, сведения о подземном стоке), можно в первом приближении судить о прогнозных изменениях в положении уровней подземных вод и в мелиоративной обстановке. Наряду с этим можно следующим образом выделить рациональные типы дренажа в различных геофильтрационных условиях:

a' — горизонтальный и комбинированный, a''–$'''$ — вертикальный и комбинированный, b — горизонтальный.

При более детальной разработке геофильтрационной схематизации для Схемы генерального плана развития мелиорации часто возникает необходимость более определенной количественной информации для создания доказательных представлений о наиболее рациональных технических решениях. В этих случаях в зависимости от конкретных задач предпроектных проработок требуется как более надежное построение региональных прогнозов и выбор наиболее благоприятных с гидрогеологической точки зрения объектов первоочередного развития мелиорации, так и обоснование начальных геофильтрационных схем для приближенных расчетов сооружений мелиоративных систем. Вместе с тем методика геофильтрационной схематизации наиболее полно может быть представлена для конкретного проектирования, когда ставится определенная задача количественного обоснования мелиоративных расчетов.

В этом случае результаты геофильтрационной схематизации удобнее всего выносить на специальные карты, отражающие основные закономерности строения массива применительно к обоснованию конкретных инженерных решений.

Как уже отмечалось, для построения локальных расчетных схем систематического дренажа целесообразно прежде всего выделить участки массива, однотипные по развитию водоносных пластов. В связи с этим наиболее крупной таксономической единицей при рассматриваемом картировании является фильтрационная система

водоносных пластов. Исходя из реальных особенностей строения водоносного комплекса, можно выделить следующие четыре основных типа фильтрационных систем: I — однопластовая система (один водоносный пласт однородного или двухслойного строения); II — двухпластовая система (два водоносных пласта разделены слабопроницаемым слоем, верхний пласт однородного или двухслойного строения); III — «беспластовая» система (неоднородная или сравнительно однородная толща слабопроницаемых пород); IV — водоупорная система (развитие в разрезе относительно водоупорных пород).

В реальных условиях встречаются и многопластовые фильтрационные системы, представленные чередующимися в разрезе водоносными пластами и слабопроницаемыми слоями, однако при построении расчетных моделей мелиоративного дренажа такая система может быть схематизирована и реализована как двухпластовая или однопластовая [29]. Анализ результатов такого районирования позволяет судить о целесообразности применения различных типов дренажа. Так, в случае I и II систем рационально применять систематический вертикальный дренаж. При двух и более водоносных пластах следует сопоставлять несколько вариантов размещения в разрезе фильтров скважин вертикального дренажа. На участках развития систем III наиболее эффективен горизонтальный дренаж (реже комбинированный). Система IV характеризует случаи, когда искусственный дренаж неприменим.

Рассмотрим в качестве примера один из конусов выноса предгорного шлейфа Туркестанского хребта в Джизакской степи (рис. 2). Здесь отмечается характерная для флювиальных отложе-

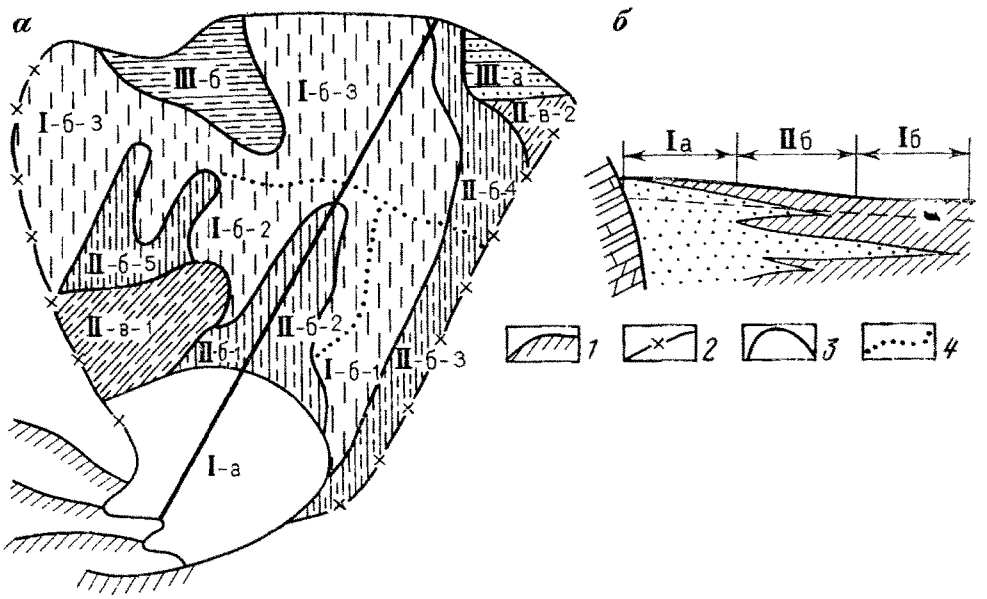


Рис. 2. Пример картирования водоносных пластов.

а — карта, *б* — литологический разрез; *1* — отроги хребта; *2* — граница конуса выноса; *3* — границы фильтрационных схем; *4* — границы типовых схем

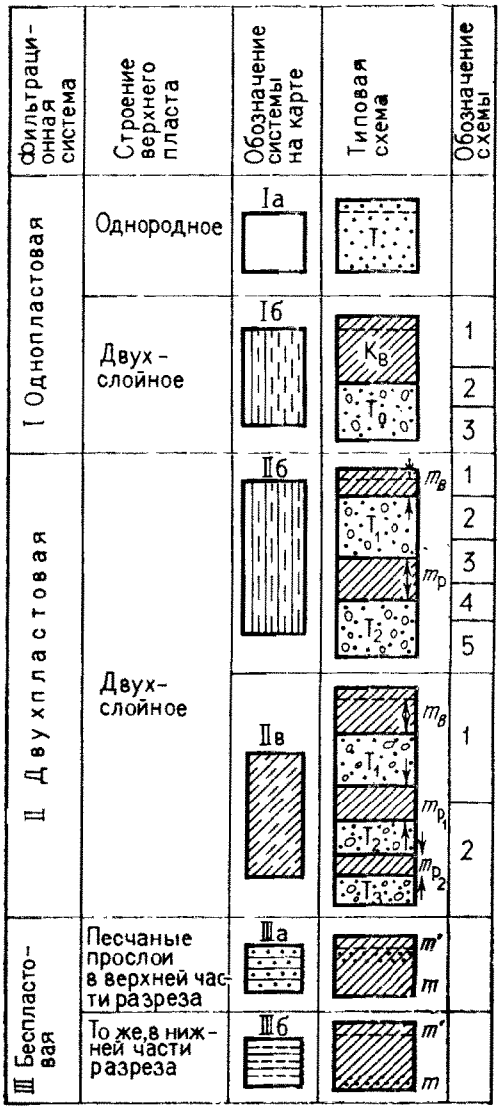


Рис. 3. Экспликация к карте водоносных пластов

ний предгорных районов дифференциация обломочного материала в направлении от горных сооружений к базису эрозии. В верхней части конуса выноса развиты мощные толщи галечников, которые по направлению сноса постепенно расслаиваются глинистыми породами. На периферии предгорного шлейфа последние преобладают в разрезе (рис. 3).

На начальных стадиях исследования территории наряду со схематизацией по морфогенетическим признакам целесообразно прибегать к количественным обобщениям, позволяющим выявить общие закономерности в изменениях основных показателей строения и гидрогеологических условиях территории. В частности, для Джизакского массива характерно закономерное уменьшение суммарной мощности хорошопроницаемых слоев в направлении сноса материала. На рис. 4 показан график изменения отношения мощности песчаных слоев к общей вскрытой мощности, построенный на основании обобщения материала по 40 скважинам, находящимся на различных профилях. Количество хорошопроницаемых прослоев в разрезе определяется законом распределения Пуассона. В частности, вероятность P_n встречи n прослоев в среднем может быть определена по формуле

$$P_n = 0{,}09\frac{2{,}4^n}{n!}. \qquad (1.1)$$

Расчетные вероятности встречи того или иного числа горизонтов в разрезе следующие:

n	0	1	2	3	4	5	6
P_n	0,09	0,21	0,26	0,2	0,13	0,05	0

Как видно из приведенных данных, для большей части площади территории (более 60 %) характерно распространение от 1 до

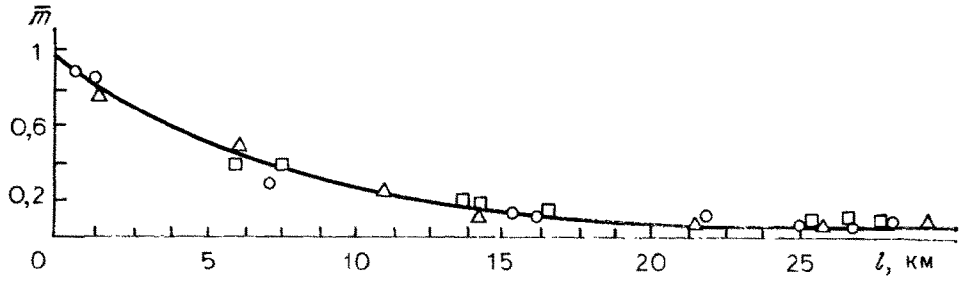
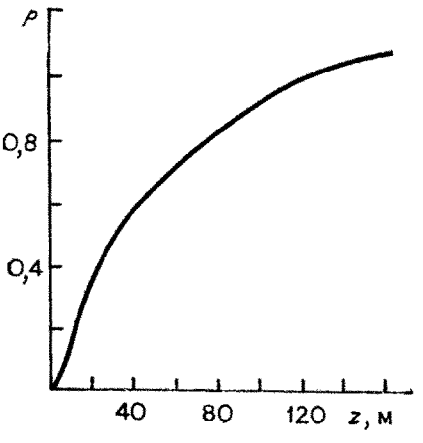


Рис. 4. Изменение относительной мощности песчаных прослоев вдоль склона (точки, обозначенные кружками, треугольниками и квадратами, соответствуют различным профилям)

3 слоев хорошопроницаемых прослоев. На 10 % площади хорошопроницаемые слои до глубины 200 м вообще не встречены. Причем большая их часть (более 60 %) сосредоточена в верхней части разреза до глубины 50 м.

Характер распределения слоев в разрезе виден из графика кумулятивной кривой вероятности встреч прослоев на различных глубинах (рис. 5). Этот график позволяет правильно поставить дальнейшие изыскания, ограничив их глубиной 100 м и сосредоточив главным образом в верхней 50-метровой толще.

Характерной особенностью строения предгорий Туркестанского хребта является широтное простирание генетических комплексов, формировавшихся в процессе сноса материала. Эти процессы определяют масштаб геологической неоднородности, выразившейся



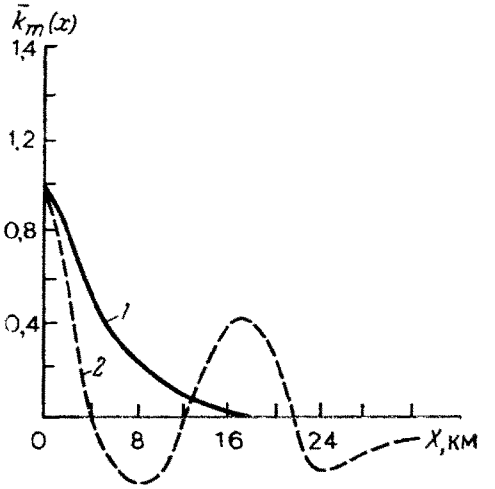


Рис. 5. Кумулятивная кривая вероятности встречи скважиной хорошопроницаемого прослоя на различной глубине

Рис. 6. Корреляционная функция изменения суммарной мощности песчаных слов в зависимостн от расстояния.

1 — при направленнн вдоль склона; *2* — поперек склона

в чередовании зон, для которых характерны большие мощности хорошопроницаемых пород, с зонами, где они практически не встречаются. Зоны с достаточно развитыми линзами и прослоями песка имеют характер русел, вытянутых в направлении сноса материала. Эта общая тенденция хорошо видна из графиков корреляционной функции, построенных для суммарной мощности песчаных прослоев (рис. 6).

Корреляционная функция, показывающая характер изменения мощности песчаных слоев вдоль склона, имеет плавный характер и указывает на хорошую коррелированность разрезов по скважинам, расстояние между которыми около 5 км. Корреляционная функция, характеризующая изменение мощности поперек склона, имеет ярко выраженную периодичность и указывает на слабую коррелированность разрезов по скважинам, удаленным друг от друга уже на 2 км. Полученные характеристики позволяют обоснованно подойти к построению карты суммарной водопроводимости, необходимой при решении региональных задач. При этом целесообразно приведение сложной толщи к одному водоносному горизонту, эквивалентному ей по проводимости $T_э$

$$T_э = T_1 + T_2 + \ldots + T_n, \tag{1.2}$$

где T_1, T_2, T_n — проводимости различных водоносных горизонтов. Этот водоносный горизонт (назовем его «эквивалентным») будет иметь напор $H_э$

$$H_э = \frac{H_1T_1 + H_2T_2 + \ldots + H_nT_n}{T_э}, \tag{1.3}$$

где H_1, H_2, H_n — напоры в соответствующих горизонтах.

При решении региональных задач линейные размеры рассматриваемой области, как правило, значительно превышают величину фактора перетекания, определяемого сопротивлением слабопроницаемых слоев, что позволяет считать $H_с = H_э$. Подобное допущение оказывается справедливым и при рассмотрении естественного потока. В области транзита напоры в различных горизонтах отличаются незначительно и в большинстве случаев соответствуют отметкам свободной поверхности. Последнее обусловлено тем, что верхняя толща отложений конусов выноса (до глубины 40—50 м) является основной водопроводимой частью разреза. Таким образом, величина напора $H_э$ может быть получена либо непосредственно по скважине, вскрывающей всю толщу отложений, либо с некоторыми допущениями по скважинам, вскрывающим только свободную поверхность. В последнем случае необходимо иметь достаточно данных, обосновывающих возможность принятия в качестве эквивалентного напора напор на свободной поверхности. Значения эквивалентной проводимости $T_э$ можно получить путем численного анализа напорной поверхности эквивалентного пласта исходя из соотношения

$$T_i = \frac{i_0T_0}{i_i}, \tag{1.4}$$

где T_i и i_i — водопроводимость и градиент на i-м участке линии

тока. Для получения абсолютных значений T необходимо иметь данные опытных откачек, позволяющие непосредственно рассчитать локальные значения T и распространить их на всю рассматриваемую область. Подобного рода построения профиля проводимости можно проводить только по линии тока естественного потока при отсутствии на рассматриваемом участке испарения или питания. Карта проводимости эквивалентного пласта строится интерполяцией между отдельными профилями. Такая карта была составлена для той части конуса выноса, где отсутствует разгрузка подземных вод за счет испарения. Для построения была использована карта гидроизогипс, отражающая характер свободной поверхности потока. Предварительно был проведен корреляционный анализ, позволяющий судить о соотношении градиентов свободной и пьезометрической поверхностей эквивалентного пласта на тех участках, где она известна. Результаты анализа показали полное соответствие (коэффициент корреляции 0,95) градиентов. Изучение распределения напоров в различных водоносных горизонтах на электрической модели выявило, что существенное различие (более 1—2 м) в них наблюдается только в том случае, когда коэффициент фильтрации разделяющих слоев меньше 10^{-4} м/сут.

Изучение региональных схем потока, помимо рассмотренных выше карт параметров, требует обоснования граничных условий рассматриваемой территории. Верхние области конуса выноса являются областями с обеспеченным питанием, что дает возможность принять здесь границу с постоянным расходом. Границы, идущие вдоль склона, совпадают с линиями тока естественного потока, изменение направления которого при орошении незначительно. В связи с этим их можно рассматривать как непроницаемые.

В нижней части конуса выноса происходит разгрузка подземных вод за счет испарения со свободной поверхности потока там, где она находится на глубине меньше критической. Здесь в качестве граничного условия нужно задавать условие третьего рода, определяемое характером испарения и глубиной залегания свободной поверхности подземных вод. Это условие должно задаваться на всей площади, где в естественных условиях происходит испарение. В тех областях, где в результате работы дренажа уровень понизился на глубину, большую критической, граничное условие меняется на условие второго рода, а при решении задачи сложением решений, питание, задаваемое в этом случае, должно соответствовать интенсивности испарения в естественных условиях.

Сложность гидрогеологических условий и их разнообразие обусловливают необходимость по-разному подходить к обоснованию дренажа в различных частях конуса выноса. Следуя закономерностям геологического строения и гидрогеологических условий в пределах рассматриваемого конуса выноса, можно выделить три района. I район характеризуется глубоким (до 50 м) залеганием свободной поверхности, которая проходит в отложениях галечника с высокими фильтрационными свойствами (коэффициент фильтрации до 30 м/сут). В этих условиях дренаж может происходить

либо естественным путем, имея в виду, что при подъеме уровня проводимость водоносного горизонта увеличится почти в три раза, либо рядом скважин (заградительный дренаж). II район охватывает область средних частей конуса выноса. Свободная поверхность здесь находится на незначительной, в некоторых случаях близкой к критической, глубине и проходит в отложениях слабопроницаемых супесей и суглинков. Проводимость эквивалентного пласта в этой области от 100 до 500 м²/сут. Участки орошения в этом районе можно рассматривать изолированно с учетом дополнительного притока из первого района. Наиболее сложной представляется работа дренажа в нижних частях конуса выноса (III район). Здесь уровни подземных вод уже в естественном состоянии находятся на глубине выше критической, что обусловливает интенсивное испарение и, таким образом, разгрузку всего комплекса водоносных горизонтов. Эта область характеризуется преобладанием в разрезе суглинков и супесей. Песчаные горизонты встречаются редко и обладают незначительной мощностью (до 5 м). Суммарная проводимость в этой области уменьшается до 50 м²/сут.

Анализ результатов геофильтрационной схематизации показывает, что для системы I-а (см. рис. 2, 3) целесообразно прежде всего рассмотреть вариант заградительного вертикального дренажа; для систем I-б и II-б, в — различные формы систематического дренажа; для системы III-а — горизонтальный и комбинированный дренаж, а для системы III-б — преимущественно горизонтальный дренаж.

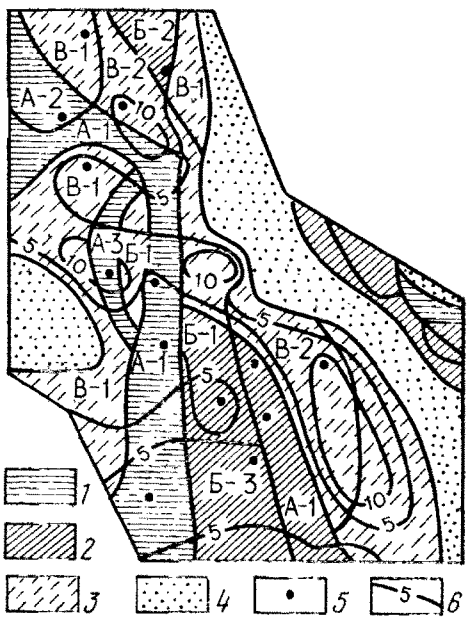
Следует отметить, что в природных условиях нередко встречаются водоносные комплексы с тонкослоистым строением. В таких случаях формальный подход к фильтрационной схематизации может привести к существенным просчетам в оценке параметров дренажа. Это положение прежде всего относится к обоснованию гидродинамической роли прослоев хорошо- и слабопроницаемых пород при определении фильтрационной системы. Необходимость дифференцированного рассмотрения таких прослоев в расчетной схеме для наиболее простых условий может быть установлена по предварительным расчетам, а в более сложных случаях — решением тестовых задач на аналоговых моделях.

Особенности строения покровных отложений влияют главным образом на гидродинамическое несовершенство горизонтального дренажа, которое существенно зависит от проницаемости этих отложений и сравнительно слабо от мощности. Поэтому основным параметром покровных отложений, который должен отражаться при картировании, является проницаемость слоя под уровнем заложения горизонтального дренажа. С точки зрения эффективности дренажа можно выделить три типа проницаемости покровных отложений: легкие, средние и тяжелые, причем в тяжелых практически исключается эффективная работа горизонтального дренажа. в средних требуется расчетное обоснование выбора типа дренажа, а в легких горизонтальный дренаж обычно оказывается предпочтительным.

Для оценки перечисленных условий целесообразно составлять карту-срез поверхности, соответствующей уровню заложения горизонтального дренажа с выделением зон тяжелых, средних и легких отложений. В зоне развития легких отложений можно, кроме того, показать участки, где покровный слой отсутствует или дрена полностью его прорезает. В остальных случаях целесообразно выделять слои более проницаемых пород над уровнем заложения дренажа и слои менее проницаемых пород — ниже этого уровня. На рис. 7 приводится пример картирования покровных отложений одного из участков совхоза № 13 в Каршинской степи (дельтовая равнина), для которого характерно разнообразное строение покровных отложений (рис. 8).

При оценке условий просачивания инфильтрационных вод необходимо иметь представление о наличии в покровных отложениях слоев с низкой проницаемостью (<0,001 м/сут), поскольку наличие таких горизонтов в почвенном слое ставит под сомнение возможность орошения этих земель, а присутствие их в нижней части разреза затрудняет применение вертикального дренажа. В ряде случаев целесообразно составлять отдельную карту распространения таких слоев с указанием глубины их залегания.

При обобщении гидрогеологических предпосылок применения различных типов систематического дренажа синтезируются результаты картирования водоносных пластов и покровных отложений. Оценивая гидрогеологические условия применения дренажа для



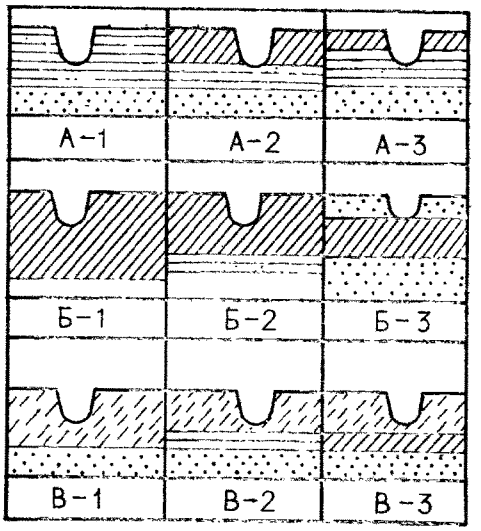


Рис. 7. Картирование покровных отложений в совхозе № 13 Каршинской степи.

1 — глины и тяжелые суглинки; *2* — легкие и средние суглинки; *3* — супеси; *4* — пески основного водоносного пласта; *5* — скважины; *6* — изолинии мощности покровных отложений

Рис. 8. Схемы строения покровной толщи в совхозе № 13 Каршинской степи в зависимости от условий дренирования.

А — тяжелые; Б — средние; В — легкие отложения

систем I и II, содержащих водоносные пласты, следует рассмотреть ряд случаев. Так, при небольшой мощности покровных отложений горизонтальный дренаж, прорезающий покровный слой, может оказаться наиболее эффективным. В случае низкой проницаемости и существенной мощности покровных отложений нужно рассмотреть варианты применения комбинированного или вертикального дренажа, а при средней и высокой проницаемости — все отмеченные типы дренажа. Участки с различными рекомендуемыми формами дренажа, установленные в результате картирования, могут занимать сравнительно небольшие площади. Часто существенные различия в условиях осуществления дренажа определяются плановой неоднородностью строения покровных отложений, которая может проявляться значительно резче, чем изменения проводимости подстилающего водоносного пласта. Например, для условий совхоза № 13 в Каршинской степи (см. рис. 8) расчетные расстояния между горизонтальными дренами меняются от 20 до 800 м и зависят от величины фильтрационного сопротивления покровных отложений. Последние могут существенно изменяться на сравнительно небольших расстояниях.

Следует отметить, что эффективность горизонтального дренажа в описываемых условиях практически не зависит от строения покровных отложений между дренами, так как при значении $k_в$, превышающем интенсивность инфильтрации, потери напора на вертикальное просачивание несущественны. Поэтому учет особенностей строения покровных отложений целесообразно проводить только по линиям дренажа. Использование карты проницаемости покровных отложений наряду с топоосновой при проектировании позволяет выбрать наилучший вариант размещения дренажной сети в плане. В указанных условиях одним из вариантов такого решения задачи может быть применение горизонтального дренажа с дополнительным введением скважин-усилителей (комбинированный дренаж) на участках покровных отложений низкой и средней проницаемости. Необходимо отметить, что в таких условиях система комбинированного дренажа оказывается не только эффективной, но и достаточно мобильной с точки зрения корректирования принятых решений в процессе рабочего проектирования и мелиоративного строительства. В этом случае более эффективное действие системы достигается устройством дополнительных скважин-усилителей при неизменных расстояниях между линиями дренажа.

В ряде осушительных систем (особенно в тяжелых минеральных почвах или при близком водоупоре) или при реконструкции мелиоративных систем методика геофильтрационной схематизации может быть существенно модифицирована в зависимости от конкретных природных условий и поставленных задач.

Тем не менее рассмотренные общие принципы и методика схематизации природных условий позволяют подойти целенаправленно как к обоснованию инженерных решений, так и к постановке изысканий на объектах мелиорации.

2 ОСНОВНЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРОЦЕССАХ ФИЛЬТРАЦИИ И ВЛАГОПЕРЕНОСА

§ 1. ПАРАМЕТРЫ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОТОКОВ

1. Основные характеристики порового пространства

Главная особенность зоны аэрации — наличие в ней трех фаз. Твердая фаза может быть представлена минеральным скелетом породы или льдом. В качестве второй — жидкой фазы чаще всего выступает вода, а третьей фазой является воздух. Двухфазовая фильтрация может иметь место ниже свободной поверхности грунтовых вод, хотя и там в некоторых случаях наблюдается присутствие воздуха. Для количественной характеристики порового пространства с учетом содержания в нем той или иной фазы используются следующие показатели.

Пористость пористого материала m определяет долю его общего объема, занятую порами

$$m = \frac{V_п}{V_0}, \tag{2.1}$$

где $V_п$ — объем пор, V_0 — объем породы. Иногда пористость, определенную согласно зависимости (2.1), называют абсолютной или общей в отличие от активной пористости. Под последней понимается отношение объема только сообщающихся между собой пор к общему объему.

Удельная поверхность П определяется как площадь внутренних поверхностей пор в единице массы материала.

ТАБЛИЦА 1

Пористость (m) и удельная поверхность (П) некоторых типов дисперсных пород

Порода	m, %			П, м²/г	Коэффициент фильтрации, м/сут
	наименьшая	максимальная	наиболее распространенная		
Глинистые грунты	19	55	22—38	До 5	10—100
Пески	20	81	26—48	До 10	5—30
Лёссовые грунты	34	64	36—50	50—90	1—0,05
Глины	22	91	32—60	До 200	0,001

В табл. 1 представлены типичные значения пористости для некоторых наиболее распространенных пород по данным А. К. Ларионова (1962 г.).

ТАБЛИЦА 2

Сравиение агрегатиого и гранулометрического состава лёссовидиого суглинка

Состав породы	Содержание частиц (%) соответствующего диаметра					
	1—0,25 мм	0,25—0,05 мм	0,05—0,01 мм	0,01—0,005 мм	0,005—0,001 мм	0,001 мм
Микроагрегатный	17,21	41,10	20,90	7,41	12,41	0,97
Гранулометрический	13,52	25,95	19,90	8,14	13,14	19,35

Агрегатный состав. Для многих тонкодисперсных пород характерно наличие агрегатов, образовавшихся при соединении первичных частиц. В зависимости от их размеров различают микроагрегаты (это агрегаты размером менее 0,25 мм) и макроагрегаты. Содержание в породе агрегатов различных размеров характеризуется ее агрегатным составом. Агрегатный и гранулометрический состав пород, особенно тонкодисперсных, может существенно различаться. Это различие хорошо видно из табл. 2, где представлены характеристики для лессовидного суглинка по данным работы [34].

Из этой таблицы видно, что глинистые частицы в суглинке в основном были в агрегированном состоянии и образовывали микроагрегаты размером 0,25—0,05 мм. При их разрушении эта фракция из агрегированного состояния перешла в несвязанное. Образование и разрушение агрегатов происходят главным образом при изменении водного режима породы, состава воды и механического воздействия.

Для примера можно привести агрегатный состав чернозема из пахотного слоя в воздушно-сухом и влажном состояниях по данным работы [34] (табл. 3).

Существенную роль в формировании агрегатного состава породы играют обменные катионы. В естественных условиях главным диспергатором, разрушающим агрегаты, является Na^{+}, а коагулятором — Ca^{+2}.

Процесс изменения агрегатного состава пород часто наблюдается при проведении мелиоративных мероприятий. Этот процесс

ТАБЛИЦА 3

Агрегатный состав чериозема

Степень увлажнеиия	Содержание частиц (%) соответствующего диаметра							
	10 мм	10—5 мм	5—3 мм	3—2 мм	2—1 мм	1—0,5 мм	0,5—0,25 мм	0,25 мм
Воздушно-сухой	18,0	23,2	10,0	21,0	9,0	9,0	5,0	4,8
Увлажненный до полевой влагоемкости	—	—	0,5	0,4	16,1	25,9	32,7	24,4

ТАБЛИЦА 4

Сравнительное содержание агрегатов (%) в дренированных и недренированных почвах

Диаметр агрегатов, мм	Почвы	
	дренированные	недренированные
0,25	47	65,3
1—10	17,8	5,9
2—5	4,1	1,5

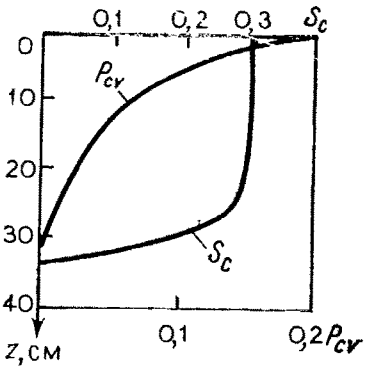


Рис. 9. Распределение макропористости P_{cv} и удельной поверхности макропор и трещин S_c в почвенном слое

связан с изменениями как водного режима (в результате орошения или осушения), так и катионного состава воды. Так, исследования В. М. Позняк и А. М. Турус, проведенные на Ингулецкой системе орошения, показали, что после орошения повсеместно отмечается увеличение числа частиц размером менее 0,01 мм. Причем наибольшие изменения приурочены к интервалу глубины 40—70 см, где количество этих частиц увеличивается в 2.3—2.5 раза. Разрушение агрегатов здесь, по-видимому, связано с повышением содержания Na в обменном комплексе при орошении. Эта тенденция отмечается и для других массивов юга Украины, в частности Криворожского. Изменения свойств пород при орошении отмечаются Ю. А. Будзинским и В. М. Кошелевым (1977 г.) для условий Восточного Предкавказья. Ими, в частности, указывается изменение пористости от 47—49 до 43—44 % у суглинков и от 41—43 до 35—36 % у супесей, объемной массы супеси от 1,58—1,61 до 1,75—1,82 г/см^3 и числа пластичности от 9,4—9,8 до 10—12 % у суглинков и от 3,1—4,5 до 5,1—6,5 % у супесей.

Интересные данные о влиянии осушения на агрегатный состав приводятся в работе Е. Андрияускайте (1961 г.). В табл. 4 представлены некоторые из них для глубины 0,8—0,9 м на расстоянии 8 м от дрены.

А. А. Бальчунас (1961 г.) отмечает значительное увеличение (на 20—35 %) агрегатов диаметром более 0,25 мм на кротованном участке по сравнению с некротованным. Все эти данные свидетельствуют о том, что дисперсные породы представляют собой сложную динамичную систему, внутренняя структура которой подвержена изменениям под действием различных естественных и искусственных факторов.

В связи со сложностью внутренней композиции элементов для дисперсных пород выделяют различные типы пористости [47]: внутриагрегатная, характеризующая поры внутри агрегатов; меж-

агрегатная, характеризующая пространство между агрегатами, и макропористость, связанная с деятельностью землеройных организмов, отмершей корневой системой и другими процессами, приводящими к образованию вторичной пористости пород.

Особый вид пористости связан с деформациями породы при ее уплотнении, разгрузке, изменении влажности и температуры пород. При уменьшении влажности пород помимо уменьшения пористости в набухающих породах происходит образование трещин. В связи с этим рядом исследователей [34] предложена следующая типизация пор. 1. Микропоры, относящиеся к агрегатам и блокам породы. Эти поры относительно стабильны и характеризуются размерами, меньшими чем 1 мм. В этих порах вода движется главным образом под действием капиллярных и сорбционных сил. 2. Относительно стабильные макропоры размером более 1 мм. Эти поры связаны в основном с деятельностью землероев и отмершей корневой системой. Они образуют систему с водопроводимостью, на несколько порядков большей, чем водопроводимость микропор. 3. Трещины, возникающие при уменьшении влажности, образуют вторичную структуру пор, характеристики которой зависят от влагосодержания и механического состава почв. Для более подробного описания порового пространства автором работы [47] предложено рассматривать не только межагрегатную пористость и макропористость (относительный объем трещин), но и относительную поверхность трещин и макропор, и разработаны методы определения этих характеристик. Из рис. 9, заимствованного из работы [47], видно, что макропористость достигает 10—20 %, что во всяком случае соизмеримо с общей пористостью $m = 60$ %. Среднее раскрытие трещин в данном случае составляет 2 мм.

Насыщенность породы S определяет долю порового пространства, занятого жидкостью

$$S = \frac{V_в}{V_п}, \tag{2.2}$$

где $V_в$ — объем воды. В том случае, когда поровое пространство заполнено несколькими несмешивающимися жидкостями, целесообразно рассматривать насыщенность пор каждой из них.

Влажность θ определяет относительное содержание воды в единице объема породы

$$\theta = \frac{V_в}{V_0}. \tag{2.3}$$

Помимо объемной влажности часто рассматривается массовая влажность $\theta_в$, определяемая отношением массы воды в определенном объеме породы к массе сухой породы. Для перехода от массовой влажности к объемной можно воспользоваться соотношением $\theta = \theta_в \delta$, где δ — объемная масса сухой породы. Для ориентировочных расчетов можно пользоваться табл. 5, где представлены объемные массы некоторых типов пород по данным, приведенным в работе [35].

ТАБЛИЦА 5

Объемная масса различных типов дисперсных пород

Порода	Объемная масса, г/см³			
	от	до	наиболее вероятное значение	
			от	до
Лёссовидный суглинок	1,15	2,05	1,3	1,6
Песок	1,3	2,2	1,4	1,7
Глина	1,3	2,5	1,75	2,3

Влажность и насыщенность связаны простым соотношением

$$S = \frac{\bar{\theta}}{m}.$$

2. Параметры влагопереноса

Для характеристики движения влаги используются понятия об объемном единичном расходе или, как его принято называть, плотности потока — характеристике, аналогичной скорости фильтрации при полном насыщении. Согласно закону Дарси—Клюта, скорость фильтрации v определяется градиентом напора H и коэффициентом влагопереноса k

$$v = -k\frac{dH}{dz}. \tag{2.4}$$

При полном насыщении пор водой коэффициент влагопереноса k соответствует коэффициенту фильтрации пород k_0. Величина напора в данном случае определяется в соответствии с уравнением Я. Бернулли

$$H = \frac{p}{\gamma} + z, \tag{2.5}$$

где z — ордината точки над плоскостью сравнения; p — давление; γ — объемная масса воды.

Чаще для характеристики напора используется пьезометрическая высота.

В условиях неполного насыщения пород аналогом давления является давление всасывания, удерживающее воду в породе капиллярными силами, зависящими от кривизны поверхности раздела на границе воды и воздуха, и сорбционными силами, определяемыми молекулярным взаимодействием воды и скелета породы. Иногда в качестве единицы используется десятичный логарифм высоты всасывания, выраженный в сантиметрах водяного столба. Он обозначается символом pF. Полученная таким образом высота всасывания ψ будет характеризовать силы, удерживающие воду в не полностью насыщенной породе.

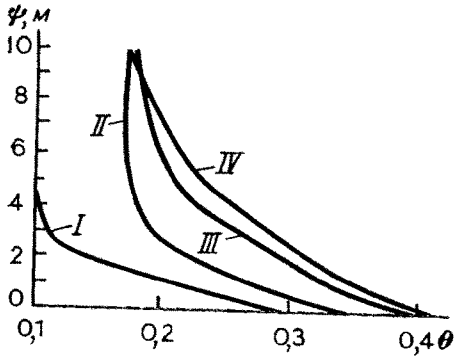


Рис. 10. Зависимость высоты всасывания от влажности для некоторых пород.

I — супесь легкая; *II* — средний суглинок; *III* — лёссовидный суглиноок; *IV* — тяжелый суглинок

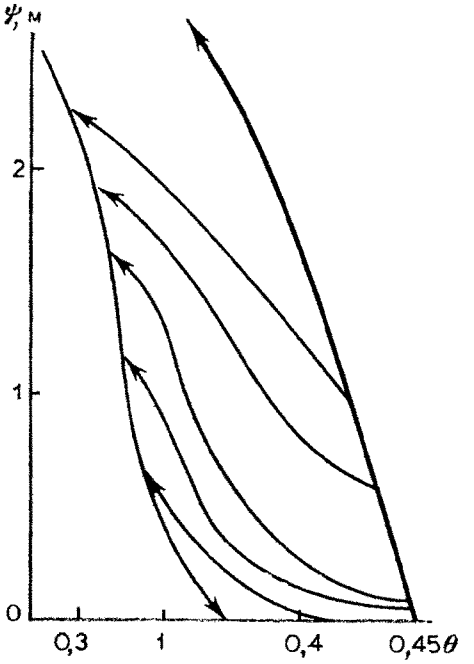


Рис. 11. Зависимость $\psi(\theta)$ для тяжелого сыртового суглинка из Куйбышевской области. Стрелки, направленные в сторону увеличения влажности, определяют увлажнение, а в сторону уменьшения — осушение

Для ненасыщенных пород формулу для напора можно записать в следующем виде:

$$H = -\psi + z. \tag{2.6}$$

Высота всасывания при полном насыщении равна нулю. С уменьшением влажности высота всасывания возрастает по абсолютной величине, достигая 100 м и более в сухих породах.

Зависимость высоты всасывания от влажности $\psi(\theta)$ в различных породах разная и определяется экспериментальным путем. Пример такой зависимости для песков, супесей, суглинков и глины показан на рис. 10. Для некоторых практических расчетов эту зависимость удобно представить в виде следующих соотношений:

$$\psi = 2H_к(1 - \theta) + H_0; \tag{2.7}$$

$$\psi = -H_к \ln \bar{\theta}; \tag{2.8}$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta - \theta_0}{\theta_m - \theta_0}, \tag{2.9}$$

где θ_m — полная влагоемкость породы; θ_0 — влажность, соответствующая максимальной молекулярной; $H_к$ — приведенная высота капиллярного поднятия; H_0 — скачок давления при полном насыщении. Приведенная высота капиллярного поднятия эквивалентна полному влагосодержанию капиллярной зоны

$$H_к = \int_0^\infty \bar{\theta}\, dz. \tag{2.10}$$

Следует отметить, что связь между высотой всасывания и влажностью неоднозначна. Так, при осушении предварительно полностью насыщенной породы связь между влажностью и высотой всасывания характеризуется кривой, где каждому значению ψ соответствует максимально возможное значение влажности. При обратном процессе, когда происходит увлажнение сухой породы, для тех же значений высоты всасывания характерны минимальные значения влажности. Эти две кривые образуют две основные ветви гистерезиса. Смена процессов сушки и увлажнения образует бесконечное множество кривых развертки гистерезиса (петель гистерезиса) в области, ограниченной основными ветвями зависимости $\psi(\theta)$ (рис. 11).

Коэффициент влагопереноса k также находится в существенной зависимости от влажности. Наиболее общая зависимость k получена теоретическим путем С. Ф. Аверьяновым (1949 г.) и экспериментально подтверждена для многих пород [31]. Эта зависимость связывает коэффициент влагопереноса и влажность степенной функцией

$$k = k_0\bar{\theta}^n. \qquad (2.11)$$

Показатель степени n зависит от характера распределения пор по размерам. Для однородных пород n меняется в пределах от 3 до 4, что хорошо согласуется с теоретическим решением С. Ф. Аверьянова, где $n = 3{,}5$. Однако в существенно неоднородных породах показатель степени n может быть значительно больше. При аппроксимации зависимости $k(\theta)$ большое значение имеет выбор величины θ_0 в формуле (2.9). В данном случае влажность θ_0 характеризует объемное содержание практически неподвижной воды и не всегда соответствует максимальной молекулярной влажности. На рис. 10 представлены зависимости $\psi(\theta)$, а на рис. 12 зависимости $k(\theta)$ для некоторых типов пород, слагающих зону аэрации в районах с орошаемым земледелием. В табл. 6 даны примеры констант, входящих в аппроксимирующие формулы (2.7), (2.8) и (2.11), характерные для этих пород.

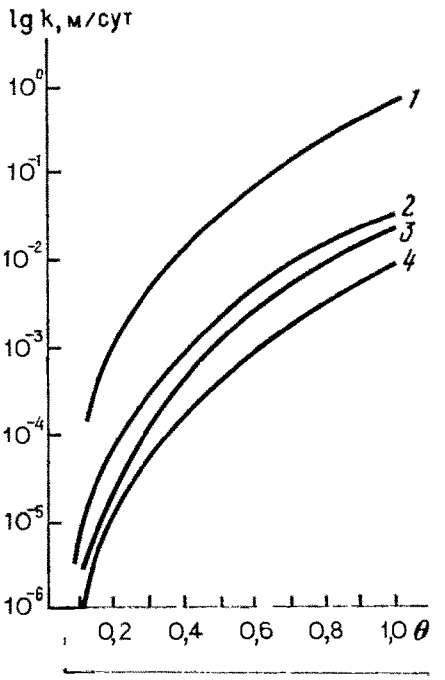


Рис. 12. Зависимость коэффициента влагопереноса k от влажности.

1 — супесь легкая; *2* — суглинок средний; *3* — лёссовидный; *4* — тяжелый

Следует отметить, что поскольку высота всасывания характеризует равновесное состояние воды в породе, то из-за влияния различных факторов эта величина при одной и той же влажности может быть различной. Соответственно и зависимость $\psi(\theta)$

ТАБЛИЦА 6

Константы, характерные для пород зоны аэрации

Район	Тип пород и место определения	θ_m	θ_o	$H_к$, м	H_o, м	k_o, м/сут	n
Средняя Азия	Суглинок тяжелый (Джизакский массив)	0,45	0,15	4	1,5	0,01	4,5
	Супесь легкая (Дальверзинский орошаемый массив)	0,42	0,1	1	0	1,2	4
Предкавказье	Лёссовидный суглинок (совхоз Советский)	0,42	0,17	1,4	0,3	0,05	4
	Покровный суглинок (терраса р. Терек)	0,45	0,15	3,5	0	0,1	4
Степная зона Украины	Тяжелые суглинки (Нижнеднестровская оросительная система)	0,37	0,17	2,5	0	0,1	2,7
	Средние суглинки (Явкинская оросительная система)	0,42	0,17	3	0	0,04	4
Поволжье	Сыртовые суглинки (совхоз им. Ленина)	0,45	0,2	4	0,5	0,02	4,3

для одной и той же породы будет меняться. Повышение минерализации воды приводит к увеличению высоты всасывания, причем растворы различных солей в разной степени влияют на интенсивность удержания воды в породе. В табл. 7 представлены данные о влиянии минерализации растворов NaCl и $NaCO_3$ на зависимость влажности от высоты всасывания.

Из представленных данных видно, что влияние раствора Na_2CO_3 на равновесие влаги в породе значительно существеннее, чем раствора NaCl. В частности, значения влажности завядания, определяемые для воды высотой всасывания порядка 10—15 м (pF = 3—3,2), для почв, насыщенных растворами NaCl и Na_2CO_3, соответ-

ТАБЛИЦА 7

Зависимость влажности от высоты всасывания при насыщении породы различными растворами [50]

Раствор	Высота всасывания (см) при $pF = \lg \lvert\psi\rvert$							
	0	1,0	2,0	2,3	2,7	3,4	4,2	6,1
H_2O	54,8	51,0	44,6	38,6	33,5	25,0	7,7	3,6
$NaCl_{0,5\ н}$	57,4	53,2	47,7	44,3	39,3	30,3	20,6	3,6
$Na_2CO_{30,5\ н}$	59,4	55,1	53,3	52,4	49,9	39,8	28,6	3,6

ственно будут 30 и 40, вместо 25 % для чистой воды.

В деформируемых породах высота всасывания может меняться под влиянием нагрузки. Д. Кроней предложил следующее выражение для высоты всасывания $\psi(p)$ в зависимости от давления воды p и высоты всасывания ненагруженного образца $\psi(0) : \psi(p) = \psi(0) + \alpha p$. Коэффициент α определяется по компрессионной кривой согласно выражению, предложенному Дж. Филипом (Philip J. R., 1957 г.)

$$\alpha = \frac{1}{p} \int_0^p \left(\frac{\partial e}{\partial \theta}\right)_p dp, \qquad (2.12)$$

где e — коэффициент пористости.

ТАБЛИЦА 8

Зависимость коэффициента фильтрации от размера макропоры

Диаметр макропоры, мм	Коэффициент фильтрации k, м/сут
2	0,6
4	2
6	4
8	7

Большое влияние на зависимость $k(\theta)$ могут оказывать содержащиеся в породе отдельные поры значительных размеров (макропоры). При наличии таких пор даже небольшое уменьшение влажности по сравнению с полным насыщением приводит к резкому уменьшению коэффициента влагопереноса. Для некоторых образцов лёссовидных суглинков Северного Предкавказья уменьшение влажности всего на 0,6 % приводит к уменьшению коэффициента влагопереноса от 0,6 до 10^{-3} м/сут. Важно отметить, что именно эти макропоры и определяют проницаемость пород в массиве. Коэффициент фильтрации породы с макропорами весьма грубо может быть оценен следующим соотношением:

$$k = 10^4 \cdot r_{\text{п}}^2 m, \qquad (2.13)$$

где $r_{\text{п}}$ — радиус поры; m — относительная доля макропор в объеме породы (макропористость). Так, для поры, имеющей радиус 1 мм, $k = m \cdot 10^5$ м/сут. Даже если одна такая пора приходится на площадь в 1 м^2 ($m = 3{,}14 \cdot 10^{-6}$), то коэффициент фильтрации такого образца будет 0,3 м/сут. Экспериментальные исследования подтверждают влияние макропор на проницаемость породы. Проведенная специальная съемка макропор, характерных для лёссовидных суглинков, показала, что в пределах глубин 0—2 м на площади 10 см^2 в среднем встречаются 2—3 макропоры. Средний коэффициент фильтрации образцов, специально отбираемых таким образом, чтобы в них не было макропор, составил 0,2 м/сут, а образцов с макропорами — 4 м/сут. При этом наблюдалась и некоторая закономерность в зависимости коэффициента фильтрации от диаметра макропоры (табл. 8).

Обычно макропоры такого размера встречаются редко и распределены они в пространстве довольно неравномерно. В связи с этим коэффициенты фильтрации, определенные для случайно отобранных

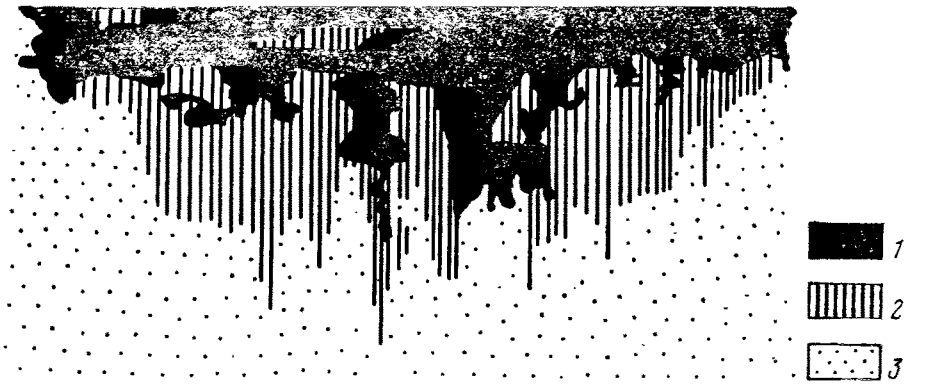


Рис. 13. Распределение красителя в вертикальном срезе почвы.

1 — после первой фазы промачивания; *2* — после второй фазы промачивания; *3* — неокрашенная область

образцов, будут зависеть не только от того, имеются ли в них макропоры или нет, но и от размеров образцов. Даже при больших размерах опробования, например при наливах в кольца, процесс инфильтрации будет в значительной степени определяться движением воды по макропорам. Это наглядно демонстрируется распределением красителя в продольных и поперечных срезах после осуществления кратковременного налива в кольца (рис. 13) для определения фильтрационных свойств покровных суглинков Джизакского массива. Различной интенсивностью цвета показано распределение различной краски. Подкрашивание проводилось последовательно разной краской. Как видно, вначале водой заполняются макропоры, а затем происходит боковое впитывание ее в породу. Некоторая, но довольно значительная часть породы оказывается при этом неувлажненной.

В результате исследований дифференциальной проницаемости этих суглинков с помощью гелеобразующего тампонажного алюмосиликатного раствора, проведенных Н. П. Карпенко и В. И. Сергеевым, установлено, что наибольшее число макропор приурочено к верхней части зоны аэрации, где они занимают 20 % площади. После их тампонажа алюмосиликатным раствором коэффициент фильтрации уменьшается в 7 раз — от 4,3 до 0,6 м/сут. На глубине 0,4 м макропоры занимают 3 % площади, а их исключение уменьшает проницаемость в 1,5 раза — с 0,09 до 0,06% м/сут. Аналогичные результаты получены и для покровных суглинков на террасе р. Волги (Северо-Чагринский массив орошения). В результате тампонажа макропор коэффициент фильтрации этих пород снизился с 0,25 до 0,07 м/сут.

Учитывая эти особенности строения, целесообразно рассматривать породу как многоступенчатую структурную систему. Предельной схемой такой системы является гетерогенно-блоковая схема, для которой характерно наличие макропор. Макропоры здесь являются основными путями, по которым движется вода, а блоки по-

роды между ними характеризуют в основном водоемкость системы. Макропоры за счет их незначительного объемного содержания оказывают существенное влияние на фильтрацию только при полном насыщении породы. При незначительном уменьшении влажности макропоры осушаются и влагоперенос осуществляется только в блоках. Этим, в частности, можно объяснить существенную разницу в темпах инфильтрации и последующего обезвоживания зоны аэрации. В связи с этим подстановка в зависимость (2.11) коэффициента фильтрации k_0 приводит к завышению темпов влагопереноса, особенно при рассмотрении процессов обезвоживания. Расчеты влагопереноса в этом случае следует проводить с учетом только коэффициента фильтрации блоков.

Для характеристики воздухопроницаемости используются те же величины, что и для воды. Проницаемость пород $k_п$ [см^2], [мкм^2] связана с коэффициентом фильтрации соотношением

$$k_п = \frac{k\eta}{\gamma}, \tag{2.14}$$

где η — коэффициент динамической вязкости. 1 мкм^2 соответствует коэффициенту фильтрации воды, равному 0,85 м/сут. При расчетах вязкости воздуха можно принимать $\eta = 1{,}8$ Па·с и $\gamma = 0{,}0013$ г/см^3, что соответствует нормальному атмосферному давлению и температуре 20 °С. В отличие от воды, при движении воздуха в направлении уменьшения давления скорость его фильтрации будет возрастать за счет его расширения. В соответствии с этим будет возрастать и градиент давления. Для изотермически расширяющегося газа можно считать справедливым соотношение

$$V = -\frac{k_п\gamma(p)}{\eta(p)}\frac{dp}{dx}, \tag{2.15}$$

где V — массовый расход воздуха; $\gamma(p)$ и $\eta(p)$ — объемная масса и вязкость, зависящие от давления. Полагая далее, что вязкость слабо зависит от давления, а $\gamma(p) = \gamma\frac{p}{p_{ат}}$, где γ — объемная масса воздуха при атмосферном давлении $p_{ат}$, получим иное выражение для массового расхода воздуха

$$V = -\frac{k_п\gamma p}{\eta p_{ат}}\frac{dp}{dx}. \tag{2.16}$$

Соответственно объемный расход воздуха определится в зависимости от давления

$$v = \frac{V}{\gamma}\frac{p_{ат}}{p}. \tag{2.17}$$

Для одномерного стационарного потока воздуха в пористой среде единичный расход v_2 на выходе из образца длиной l определится следующим соотношением:

$$v_2 = \frac{k_п}{\eta p_2}\frac{(p_2 - p_1)}{l}\bar{p}, \quad \bar{p} = \frac{p_1 + p_2}{2}, \tag{2.18}$$

где p_1 и p_2 — давление на входе и выходе образца длиной l.

Если давления p_1 и p_2 мало отличаются от атмосферного, иными словами, если избыточное давление находится в пределах $0{,}1p_{ат}$, то с достаточной точностью можно считать $(p \approx p_{ат})$, тогда

$$v = -\frac{k_п}{\eta}\frac{dp}{dx} = -k\frac{dH}{dx}; \quad H = \frac{p}{\gamma}. \tag{2.19}$$

Таким образом, при малых избыточных давлениях закон движения воздуха в пористой среде аналогичен закону Дарси. При малых давлениях наблюдается эффект проскальзывания (эффект Клинкенберга), приводящий к увеличению расхода газа за счет проскальзывания его молекул вдоль стенок пор. В связи с этим истинная проницаемость среды будет определяться введением поправки

$$k_п = \frac{k_п^0}{(1 + b/\bar{p})}, \tag{2.20}$$

где $k_п^0$ — экспериментальная проницаемость газа; b — коэффициент Клинкенберга.

Проницаемость породы для воздуха в значительной степени зависит от ее влажности. Максимального значения она достигает в сухой породе и уменьшается до нуля при насыщении, близком к полному. При одновременной миграции воздуха и воды движение каждой фазы рассматривается отдельно. При этом в уравнения движения вводятся значения коэффициентов проницаемости воздуха и влагопереноса в зависимости от влажности породы. График относительных фазовых проницаемостей для песка и песчаника показан на рис. 14. Как видно из графика, в песке движение воздуха прекращается уже при насыщенности, равной 70 %. При этом в породе остается защемленный воздух, препятствующий ее дальнейшему увлажнению и снижающий темп влагопереноса. Оставшийся в порах воздух может выйти из породы только в виде

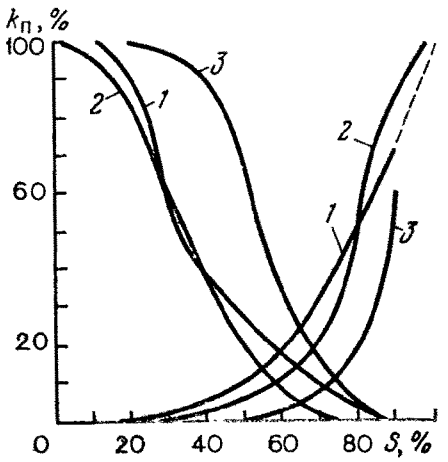


ТАБЛИЦА 9

Зависимость скорости подъема воздушных пузырьков (J. Juhasz, 1962 г.) от радиуса зерен

Радиус зерна, мм	Скорость подъема пузырьков, м/сут
0,1	88,7
0,05	22,3
0,02	3,58
0,01	0,89
0,005	0,22
0,002	0,03

Рис. 14. График относительных фазовых проницаемостей $k_п$. По данным Дж. Юхаса (J. Juhasz, 1962 г.).

Экспериментальные кривые: *1* — для песка; *2* — для известняка; *3* — для песчаника

пузырьков. В зависимости от ее дисперсности скорость движения пузырьков воздуха различна. Некоторые значения скорости движения пузырьков воздуха в пористой среде в зависимости от среднего радиуса частиц породы при отсутствии фильтрации представлены в табл. 9.

Эта таблица построена на основании теоретических расчетов, однако приведенные в ней данные убедительно показывают, что в породах с преобладанием пылеватых и глинистых частиц скорость подъема пузырьков воздуха может быть соизмерима со скоростью фильтрации. Последнее может привести к тому, что в течение всего периода фильтрации в породе будет оставаться воздух.

При определении проницаемости пород с помощью воздуха важно учитывать, что при увлажнении может существенно меняться структура породы за счет набухания и заплывания макропор. Кроме того, при увлажнении породы часть воды сорбируется поверхностью частиц, образуя связанную воду и изменяя активную пористость. Эти явления приводят к тому, что воздухопроницаемость оказывается больше водопроницаемости. Причем эта разница особенно ощутима для тонкодисперсных пород. В табл. 10 приводятся средние значения воздухо- и водопроницаемости некоторых пород по данным В. Я. Бурякова [6].

Как видно из таблицы, фильтрация воды вызывает изменения параметров проницаемости в структуре пористого пространства, достигающие нескольких порядков. Использовать воздухопроницаемость пород для характеристики их водопроницаемости иногда вполне возможно, но при этом, как и во всех других случаях, необходимы предварительные лабораторные исследования.

Изменение структуры пород возможно не только при их увлажнении, но и при длительной фильтрации за счет выщелачивания и растворения минерального цемента породы и кольматации пор микрочастицами при высоких скоростях фильтрации.

В обобщающей статье Дж. Митчела и Дж. Юнгера [45] приводятся данные, показывающие, что при фильтрации в глинах наблюдается перераспределение напора вдоль образца (рис. 15).

ТАБЛИЦА 10

Сопоставление воздухо- и водопроницаемости

Порода	$k_п$ воздуха, мкм²	$k_п$ воды, мкм²
Глина	0,063 (5) *	0,004 (14)
Алевролит глинистый	0,1 (14)	0,082 (18)
„ песчаный	0,5 (17)	0,14 (10)
Песчаник	1,1 (15)	0,54 (46)
Супесь	1,2 (7)	1,0 (31)
Песок	4,8 (4)	7,1 (3)

* В скобках указано число определений.

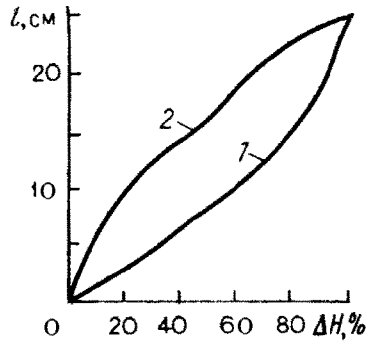


Рис. 15. Распределение падения напора ΔH вдоль образца.

1 — до начала фильтрации; *2* — спустя 1 ч

ТАБЛИЦА 11

Изменение коэффициента фильтрации при различной нагрузке

Нагрузка, МПа	k, м/сут
0,0	0,25—0,7
0,05	0,1—0,03
0,1	0,06—0,02
0,2	0,02—0
0,3	0

Этот эффект объясняется авторами миграцией частичек по потоку и отложением их на выходе из образца. При этом средний коэффициент фильтрации пород за 1 ч опыта уменьшился с $3{,}5 \cdot 10^{-2}$ до $3 \cdot 10^{-2}$ м/сут. Процесс изменения структуры, связанный с выщелачиванием цемента, по-видимому, более длительный. Об этом свидетельствуют данные Г. М. Березкиной. На рис. 16 показаны фотографии шлифов (при увеличении в 10 раз) среднеазиатских лёссовидных покровных суглинков до и после опыта, длившегося 20 сут. Как видно, в результате фильтрации структура породы принципиально изменилась. Крупные поры, имеющие размер до 2 мм, полностью исчезли. При этом коэффициент фильтрации образца уменьшился в 20 раз — от 4 до 0,2 м/сут, а его плотность увеличилась с 1,2 до 1,8 г/см^3.

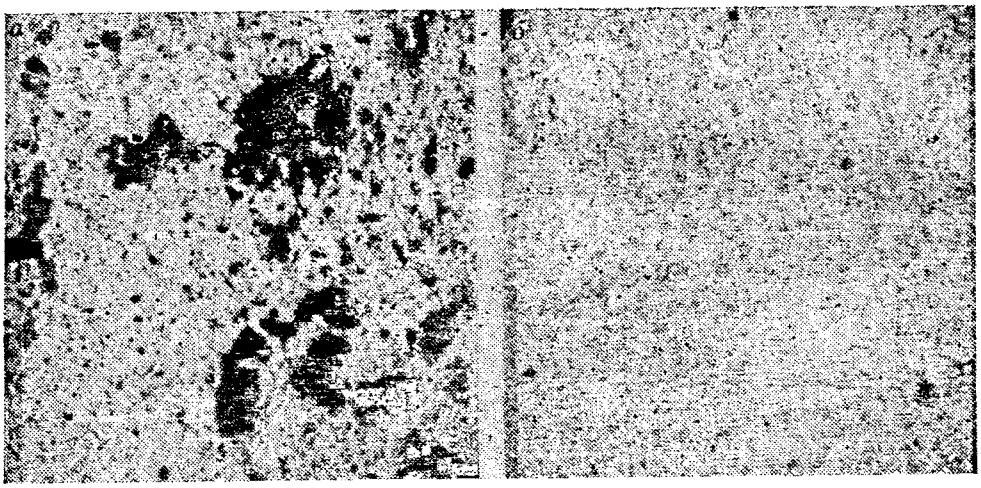


Рис. 16. Фотографии шлифов среднеазиатских лёссовидных суглинков.

а — до фильтрации; *б* — после фильтрации

Хорошо известно, что свойства пород меняются под действием разного рода нагрузок. Так, П. С. Амин-Заде и Т. И. Исмаилов приводят данные, показывающие, что коэффициент фильтрации лёссовых грунтов существенно меняется при приложении нагрузки (табл. 11).

Как видно, увеличение нагрузки на 0,05 МПа приводит к уменьшению коэффициента фильтрации более чем в 2 раза. Следует отметить, что в этих опытах использовались образцы пород с естественной влажностью, взятых из зоны аэрации. При таком характере изменения коэффициента фильтрации под нагрузкой подъем уровня подземных вод с глубины 10 м к дневной поверхности приведет к уменьшению k на глубине 10 м в 1,5 раза. Таким образом, этот процесс, безусловно, должен учитываться при значительных изменениях давления нагрузки, связанной со строительством, заполнением водохранилищ и при значительном (по крайней мере более 10 м) изменении уровня подземных вод.

Существенную роль в изменении проницаемости играет качественный состав фильтрующейся воды. Многочисленными исследованиями отмечено, что проницаемость дисперсных пород при фильтрации электролитов больше, чем для чистой воды. Увеличение проницаемости более чем в 2,5 раза отмечалось при фильтрации 10 %-ного раствора NaCl через монтмориллонитовую глину [34]. Увеличение k при фильтрации электролитов объясняется сжатием слоев рыхлосвязанной воды вокруг глинистых частиц, вследствие чего увеличивается эффективный диаметр пор. Однако в естественных условиях при невысоких концентрациях раствора изменение композиции пористого пространства в глинистых породах и соответственно изменение их проницаемости происходят главным образом за счет процессов катионного обмена Этот процесс приводит либо к образованию агрегатов, либо к дезагрегации. В качестве примера можно привести результаты эксперимента, проведенного на лёссовидных суглинках, характерных для Явкинской оросительной системы на юге Украины *. Образцы отбирались с глубины 2 м. Опыт ставился с целью изучения влияния длительной фильтрации воды с проектным химическим составом на фильтрационные свойства пород. Опыты проводились с нормальной концентрацией раствора и с концентрацией, увеличенной в два раза. Состав фильтрата соответствовал смеси вод рек Ингулец и Днепр (такое смешение предусматривалось проектом). Результаты этого эксперимента приведены в таблицах 12 и 13 и на рис. 17.

На рисунке хорошо видна тенденция увеличения значений коэффициента фильтрации. Последнее связано с изменением состава обменных катионов — замещения Na^+ на Ca^{2+} и, как следствие, создание благоприятных условий для образования агрегированных структур. Интересно отметить, что процесс этот достаточно длительный и далеко не всегда может быть выявлен в результате кратковременных полевых экспериментов. В этих же условиях

* Опыт проводился О. В. Мощанской.

ТАБЛИЦА 12

Результаты эксперимента по фильтрации воды с проектным химическим составом через лёссовидные суглинки

№ опыта	Емкость поглощения	Состав обменных катионов, ммоль на 100 г породы					
		Ca^{2+}		Mg^{2+}		Na^{+}	
		до опыта	после опыта	до опыта	после опыта	до опыта	после опыта
1	35	20	27,5	9,4	6,5	5,6	1,0
2	38	18,5	29,5	14,0	8,0	5,5	0,5

ТАБЛИЦА 13

Исходное засоление и состав фильтрата

№ опыта	Характеристика пород и фильтрата	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Na^{+}	Cl^{-}	HCO_3^{-}	SO_4^{2-}
1	Водная вытяжка	12	9,8	29,9	9,2	268,4	Сл.
	Состав фильтрата	48	7,3	23,0	17,8	235,0	Сл.
2	Водная вытяжка	16	7,3	22,6	17,0	207,4	0,22
	Состав фильтрата	10,2	7,3	2,1	8,0	457,5	Сл.

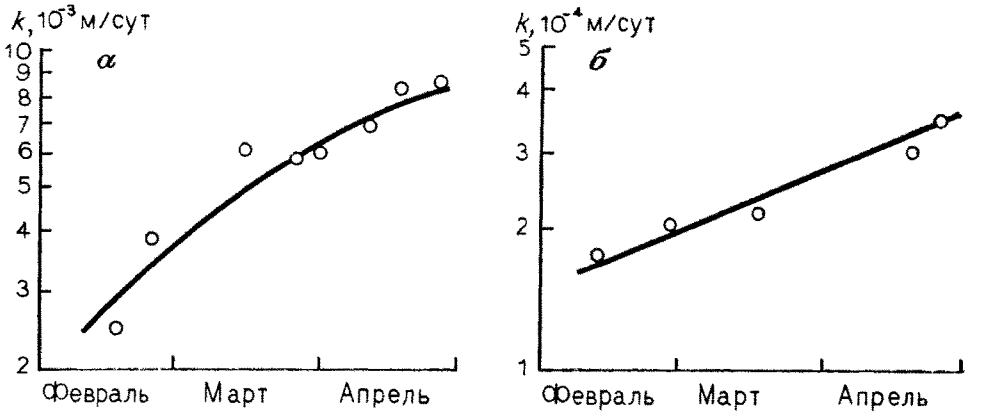


Рис. 17. Изменение коэффициента фильтрации k в обменном комплексе во времени.

а — при первом; *б* — при втором опытах

фильтрация раствора NaCl с концентрацией 5 г/л приводит к уменьшению проницаемости практически до нуля.

Более подробно эти процессы изучались применительно к почвенному покрову. В частности, в работе [50] исследовалось влияние различных растворов на коэффициент фильтрации среднего чернозема из горизонта А (табл. 14).

Как видно из таблицы, в данном случае раствор NaCl в рассмотренном диапазоне концентраций практически не влияет на проницаемость почвы. С другой стороны, даже небольшие концентрации раствора Na_2CO_3 приводят к резкому уменьшению коэффициента фильтрации. Такое различие в эффекте от действия разных растворов может быть объяснено сложным характером ионного обмена в щелочной почве, исходно содержащей $CaCO_3$. Сложность процессов катионного обмена и слабое развитие теории для многокомпонентных смесей вызывают необходимость оценивать возможность изменения коэффициента фильтрации и прогнозировать эти изменения путем постановки прямых экспериментов.

Рассмотренные выше процессы изменения коэффициента фильтрации протекают относительно быстро. Выявление общих тенденций в направлении этих процессов и прогноз проницаемости могут быть сделаны также в результате экспериментальных исследований.

Значительно сложнее давать прогнозы в тех случаях, когда изменение структуры породы происходит медленно, в течение нескольких лет. В первую очередь здесь следует отметить деятельность биологически активной части почвы. По данным Вейсафога, на 1 га среднеевропейской почвы приходится 115 470 кг органического вещества (сухой лес), из них 6388 — живые организмы, 11 500 — корни, 97 582 кг — инертная органическая масса. Из живых организмов следует прежде всего отметить почвенных червей (их число доходит до 20 млн. на 1 м^2), дождевых червей (на лугах их масса достигает 4 т на 1 га), насекомых, число которых на 1 м^2 может превышать 100 тыс. особей. Роль живых организмов в формировании структуры почвы огромна — только червями ежегодно переворашивается до 100 т земли на 1 га. Кусочки растений в результате этой деятельности уменьшаются в размерах до 20—

ТАБЛИЦА 14

Влияние состава и концентрации раствора на проницаемость почвы

Раствор	k, м/сут	Раствор	k, м/сут
H_2O	1,04	$Na_2CO_{3\,0,05\ н}$	0,12
$NaCl_{0,05\ н}$	0,96	$Na_2CO_{3\,0,1\ н}$	0,036
$NaCl_{0,1\ н}$	0,78	$Na_2CO_{3\,0,5\ н}$	0,0026
$NaCl_{0,5\ н}$	1,24		

ТАБЛИЦА 15

Сопоставление коэффициентов фильтрации дренированных и недренированных почв

Почва и местоположение	Горизонт или глубина, см	Коэффициент фильтрации, м/сут	
		Дренированные почвы	Недренированные почвы
Дерново-глеевая выщелоченная супесчаная почва, Кедайнский р-н ЛитССР	10—20	7,78	1,11
	30—40	0,74	0,15
	50—60	0,46	0,03
	80—90	0,28	0,003
Дерново-подзолистая глееватая суглинистая почва, Кретингский р-н ЛитССР	A_2B подпахотный горизонт	0,14—1,56	0,09—1,32
Дерново-подзолистая глееватая глинистая почва, Каунасский р-н ЛитССР	A_2B подпахотный горизонт	0,05	0,02

50 мкм. Удельная поверхность растительных осадков увеличивается на 75 % от деятельности червей и на 500 000 % от деятельности более мелких членистоногих. В этом отношении интересны, например, данные, показывающие практическое прекращение фильтрации при увеличении числа бактерий от 10^5 до 10^6 на 1 г породы.

Разрыхление земли корнями растений, появление макропор и каналов на месте перегнивших корней, работа насекомых-землероев в совокупности приводят к полной перестройке породы, изменению ее структурных особенностей и проницаемости. Изменение фильтрационных свойств в результате изменения условий жизнеобитания растений под влиянием искусственных мероприятий отмечается в работах Е. Андрияускайте и А. А. Бальчунаса.

Этими исследованиями отмечается, в частности, увеличение коэффициента фильтрации на дренированных минеральных почвах. Некоторые данные из работы А. А. Бальчунаса, подтверждающие это положение, представлены в табл. 15.

Наблюдается также изменение проницаемости в зависимости от расстояния до дрены. Например, для горизонта A_1 минеральных почв А. А. Бальчунасом приводятся следующие данные. Коэффициент фильтрации меняется от 0,93—1,66 м/сут в 1 м от дрены до 0,37—0,98 м/сут между дренами; при этом на неосушенных землях он составляет в среднем 0,29—0,48 м/сут.

Совершенно иначе осушение влияет на фильтрационные свойства торфяных почв. Отмечается, что коэффициент фильтрации торфа за 2—4 года уменьшается в 2—3 раза, что связано с его уплотнением.

Динамику изменения коэффициента фильтрации во времени можно продемонстрировать на экспериментальных данных, полученных Номе (Nëme Lire, 1976 г.) на участке опытного дренажа. Коэффициент фильтрации определялся между дренами в биологически активном слое на глубине 1,3—1,4 м. В табл. 16 представ-

лены средние значения коэффициента фильтрации, соответствующие различным периодам времени.

ТАБЛИЦА 16

Изменение коэффициента фильтрации во времени

Время определения, год	k, м/сут
1969	0,31
1972	1,15
1973	0,75
1974	1,70
1975	1,75

Авторы этих исследований отмечают, что движение воды происходит по избирательным путям, связанным с отмершей корневой системой. Эти макропоры характерны для биологически активного слоя. До работы дренажа в 1969 г. вторичная пористость была слаборазвита. С вводом дренажа улучшилась аэрация почвы, изменились ее тепловой режим и соответственно условия обитания растений и организмов. Уменьшение коэффициента фильтрации в 1973 г. авторы связывают с большим количеством осадков, ухудшением аэрации и соответствующим изменением направления почвенных процессов.

Анализ даже немногочисленных исследований в этой области позволяет считать процесс формирования структуры пород под влиянием почвенных процессов достаточно медленным. В связи с этим прогнозы изменения фильтрационных свойств могут даваться только на основании опыта эксплуатации аналогичных систем.

Емкость водоносных пластов. Изменения емкости водоносных пластов при нестационарном режиме фильтрации происходят двумя принципиально различными путями: а) в связи с гравитационным насыщением или осушением пород, происходящим в безнапорном потоке при подъеме или опускании свободной поверхности (гравитационная емкость); б) за счет расширения или сжатия пород и воды в процессе упругого режима фильтрации (упругая емкость). Изменение гравитационной емкости пласта характеризуется коэффициентом гравитационной водоемкости μ_0, который представляет собой изменение количества воды в порах при гравитационном осушении или насыщении, отнесенное к объему грунта; при опускании свободной поверхности μ_0 соответствует коэффициенту водоотдачи $\mu_в$, а при повышении свободной поверхности — коэффициенту насыщения $\mu_н$. Для величин $\mu_в$ и $\mu_н$ можно записать следующие формулы: $\mu_в = \theta_m - \theta_0 - \theta_{ст}$, $\mu_н = \theta_m - \theta_e$, где θ_m — влажность грунта в насыщенном водой состоянии (под свободной поверхностью); $\theta_{ст}$ — влажность стыковой воды (в углах пор); θ_0 — объемное содержание связанной воды; θ_e — влажность грунта в воздушно-сухом состоянии (над свободной поверхностью). Для песков, супесей и суглинков значения коэффициентов $\mu_в$ и $\mu_н$ обычно колеблются в пределах 0,05—0,25.

Наличие в породах макропор и трещин обусловливает специфический режим насыщения и осушения пород, для которого характерны два этапа, связанные с изменением водосодержания макропор и агрегатов (блоков). В таких гетерогенных породах макропоры и трещины являются основными водопроводящими путями.

Несмотря на то что их объемное содержание в породе очень мало (до 5 % от общего объема породы), именно они и определяют проницаемость пород в массиве. Блоки или агрегаты породы характеризуются значительно меньшей проницаемостью, но при этом в основном определяют ее водоемкость. Первый этап осушения или насыщения пород связан с изменением водосодержания трещин и макропор. Для этого этапа характерны низкие значения коэффициента μ_0 — порядка 0,05. На втором этапе происходит насыщение агрегатов.

Для анализа процесса насыщения агрегата рассмотрим следующую простую схему. Агрегат геометрической формы, которая может быть произвольной, в какой-то момент времени оказывается окруженным со всех сторон водой. На поверхности агрегата граничное условие $\psi = 0$ сохраняется постоянным до тех пор, пока приток по макрокапиллярам достаточно интенсивен, чтобы обеспечить постоянное увлажнение поверхности агрегата. Динамику насыщения агрегата в упрощенной постановке можно представить в следующем виде:

$$V \frac{d\theta}{dt} = k\omega \frac{\psi}{l}, \tag{2.21}$$

где V — объем агрегата; ω — его поверхность; θ — среднее значение объемной влажности; k — коэффициент влагопереноса; ψ — средняя высота всасывания; l — характерная длина, определяющая средний путь влаги. Далее, считая связь между влажностью и высотой всасывания линейной, а коэффициент влагопереноса усредненным по влажности, получим следующее решение уравнения (2.21):

$$\bar{\theta} = 1 - e^{-t/\tau}; \quad \tau = \frac{2l^2\mu_и}{k_0 H_к}. \tag{2.22}$$

Сопоставление приближенной формулы (2.22) с решением на электроинтеграторе, где этот процесс рассматривался в более сложной постановке [27], показало возможность использования ее для практических расчетов. Анализ этой зависимости в свою очередь показывает, что практическое насыщение агрегата происходит по истечении времени t, в 3 раза превышающего характерное время запаздывания τ ($t > 3\tau$). При этом, учитывая сложность определения входящих в τ параметров, целесообразно рассматривать характерное время запаздывания как самостоятельный параметр и назвать его временем влагообмена. Для реальных пород τ колеблется в пределах от 0,01 до 2,0 сут. Таким образом, интенсивность впитывания зависит от влагосодержания блока и определяется следующим соотношением:

$$\frac{d\bar{\theta}}{dt} = \frac{1}{\tau}(1 - \bar{\theta}). \tag{2.23}$$

Малые значения времени влагообмена характерны для агрегированных пород с размером агрегатов до 1 см. Для пород, пронизан-

ных макрокапиллярами, происхождение которых связано с деятельностью землероев, значения τ могут достигать 1 сут.

При подъеме свободной поверхности может происходить защемление воздуха, приводящее к уменьшению потенциальной водоемкости породы. Объем защемленного воздуха может быть соизмерим с водоемкостью и в некоторых случаях превышать половину ее величины. Прекрасными ловушками воздуха являются агрегированные породы. При подъеме уровня вода движется по трещинам и макропорам, а блоки породы остаются практически сухими. Впитывание воды в блоки происходит медленно и может прекращаться при наступлении равновесия между давлением замкнутого воздуха и капиллярными силами.

Дегазация породы осуществляется вследствие растворения воздуха в воде и удаления его по крупным порам в виде пузырьков. Несмотря на существенное влияние воздуха, насыщение агрегированных пород происходит значительно быстрее, чем их осушение. При спаде уровня сначала осушаются макропоры и трещины, а блоки и агрегаты породы остаются насыщенными. Связь между агрегатами может ухудшаться настолько, что их осушение гравитационным путем в некоторых случаях становится невозможным.

Рассмотренная простая схема, учитывающая защемление воздуха при насыщении агрегатов, показывает, что в этом случае темп впитывания значительно ниже, чем при предположении о возможности беспрепятственного удаления воздуха. Изменение влагосодержания агрегата без учета растворения воздуха приводит к следующему уравнению:

$$\frac{d\bar{\theta}}{dt} = \frac{1}{\tau} \frac{(1-\bar{\theta})^2 - \bar{\theta}\frac{p_0}{2H_к}}{1-\bar{\theta}}, \qquad (2.24)$$

где p_0 — давление воздуха, при котором началось насыщение. Сопоставление (2.23) с (2.24) показывает, что в суглинистых породах, для которых $p_0/2H_к \approx 1$, скорость насыщения блока (при $\bar{\theta} = 0{,}3$) в случае защемления воздуха будет почти в три раза меньше. При этом равновесное содержание влаги $\left(\text{когда } \frac{d\bar{\theta}}{dt} = 0\right)$ будет соответствовать значению $\bar{\theta} = 0{,}4$, иными словами, коэффициент недостатка насыщения может быть более чем в два раза меньшим коэффициента водоемкости μ_0. Упругая емкость водоносных пластов проявляется при изменениях давления в породе и воде и характеризуется коэффициентом упругоемкости η, который представляет собой изменение объема воды в единичном объеме потока при единичном изменении напора.

В табл. 17 приведены некоторые характерные значения упругоемкости пород [20].

В плановых потоках удобнее пользоваться коэффициентом упругой емкости пласта μ^*, который представляет собой изменение объема воды в единичном элементе пласта (единичной площади

ТАБЛИЦА 17

Характерные значения упругоемкости пород

Породы	η, $м^{-1}$
Скальные	$(0{,}02—1{,}7) \cdot 10^{-5}$
Песчаные и гравелистые	$(0{,}5—5) \cdot 10^{-4}$
Супесчаные и глинистые	$10^{-3}—10^{-4}$
Глубокие водоносные горизонты	$10^{-5}—10^{-6}$

в плане) при единичном изменении напора; в однородном пласте мощностью m имеем $\mu^* = \eta^* m$, а в слоистом пласте, состоящем из n слоев с мощностью i-го слоя m_i и коэффициентом упругоемкости η_i, получим

$$\mu^* = \sum_{i=1}^{n} \eta_i^* m_i.$$

§ 2. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ПИТАНИЯ, НАСЫЩЕНИЯ И ОСУШЕНИЯ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОТОКОВ

Важнейшей задачей гидрогеологических прогнозов в связи с мелиорацией земель является предсказание изменения режима уровня подземных вод. Традиционный подход к этой задаче состоит в раздельном рассмотрении зоны полного насыщения и зоны аэрации, границей между которыми является свободная поверхность с давлением, равным атмосферному. Эта граница легко фиксируется с помощью пьезометров и поэтому в силу сложившихся традиций к ней привязываются основные теоретические и эмпирические построения. В общем случае этот подход несколько условен, поскольку обычно исследователей интересует не столько положение границы с относительным нулевым давлением, сколько водный и солевой режимы зоны аэрации и главным образом ее корнеобитаемого слоя.

Несмотря на возможность формализации и решения общей задачи, т. е. совместного рассмотрения зоны насыщения и зоны аэрации, традиционный подход во многих случаях остается наиболее целесообразным. В первую очередь это касается региональных прогнозов изменения гидрогеологических условий, когда размеры геофильтрационных потоков в плане значительно превышают мощность зоны аэрации. В этом случае можно пренебрегать горизонтальными составляющими потока в зоне аэрации и рассматривать одномерные схемы, характеристики которых типичны для определенных выделенных в плане участков. Для насыщенной зоны в этом случае решается задача плановой фильтрации. Сшивание этих зон осуществляется путем составления баланса на свободной поверхности подземных вод. Приращение расхода в насыщенной

зоне (расход от свободной поверхности v) определяется в зависимости от притока или оттока к свободной поверхности со стороны зоны аэрации w (интенсивности питания) и приращения уровня h следующим балансовым соотношением:

$$\mu \frac{dh}{dt} = w - v. \tag{2.25}$$

Коэффициент емкости в данном случае обычно принимается постоянным.

Для локальных задач, таких, как, например, обоснование и расчеты дренажа, такой подход возможен далеко не всегда. Л. Луknером (Loukner, 1976 г.) показано, в частности, что горизонтальные потоки в зоне аэрации могут составлять до 50 % общего притока к дренам. В связи с этим целесообразно рассмотреть основные типовые режимы питания, насыщения и осушения геофильтрационных потоков и обосновать основные расчетные схемы этих процессов. Полный водный баланс элементарного объема водоносного пласта высотой L от поверхности земли до условной нижней границы или до водоупора можно представить с учетом поступления воды через поверхность земли I, оттока из элемента v и изменения его влагозапасов V

$$I - v = \frac{dV}{dt}. \tag{2.26}$$

Поскольку V определяется влагосодержанием элемента, то уравнение (2.26) можно изменить, если учесть переменную по высоте влажность пород

$$I - v = \frac{\partial}{\partial t} \int_0^L \theta \, dt.$$

В рассматриваемой записи уравнение баланса оказывается неудобным, поскольку приращение уровня выражено в нем неявно. Рассмотрим поэтому приращение влагозапаса отдельно в зоне насыщения и в зоне аэрации

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_0^L \theta \, dz = \frac{\partial}{\partial t} \int_0^h \theta \, dz + \frac{\partial}{\partial t} \int_h^L \theta \, dz. \tag{2.27}$$

Поскольку в зоне насыщения влажность соответствует полной влагоемкости θ_m, которую можно считать постоянной, получим

$$I - v = \theta_m \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \int_h^L \theta \, dz. \tag{2.28}$$

Уравнение (2.28) можно привести в соответствие с уравнением нестационарной фильтрации (2.25), считая

$$\mu = \theta_m,$$

$$w = I - \frac{\partial}{\partial t} \int_h^L \theta \, dz. \tag{2.29}$$

Если мы придадим коэффициенту емкости его традиционный смысл, рассматривая разницу между полной влагоемкостью и долей неподвижной влаги $\mu_0 = \theta_m - \theta_0$, то величина питания будет определяться следующим соотношением:

$$w = I - \frac{\partial}{\partial t}\int_h^L \theta\, dz - \theta_0 \frac{\partial h}{\partial t}. \qquad (2.30)$$

Таким образом, в общем случае интенсивность инфильтрационного питания будет определяться в зависимости от того, какой смысл придается коэффициенту емкости. В связи с этим разделить процесс насыщения или осушения и питания подземных вод в общем случае невозможно, что обусловливает неопределенность в этих двух понятиях. Строгий подход к этой проблеме, по нашему мнению, состоит в принятии постоянного коэффициента емкости и в определении притока к свободной поверхности в зависимости от процессов, происходящих в зоне аэрации.

Другой подход, несмотря на его условность, может быть применим для длительных монотонных процессов, когда поступление воды через поверхность земли отсутствует или постоянно во времени. Изменяющийся приток к свободной поверхности w в этом случае может трактоваться с позиций изменения только коэффициента водоотдачи или насыщения. В связи с этим, на наш взгляд, под коэффициентом емкости следует подразумевать физическую емкость водоносного горизонта, определяемую характером порового пространства и долей свободной воды, которая может быть получена из породы при ее стекании или которой порода может быть насыщена в течение бесконечно долгого времени.

Под коэффициентом водоотдачи или насыщения μ следует понимать динамические характеристики, определяющие отношение абсолютного притока к свободной поверхности к приращению уровня

$$\mu = \theta_m + \frac{\frac{\partial}{\partial t}\int_h^L \theta\, dz}{\frac{\partial h}{\partial t}}. \qquad (2.31)$$

Из этого соотношения следует, что значение коэффициента водоотдачи или насыщения должно быть переменным во времени и зависеть от начальных и граничных условий зоны аэрации. Для анализа этих процессов ниже будут рассмотрены некоторые схемы, которые поддаются относительно простой идеализации.

1. Уравнение влагопереноса

При решении большинства задач влагопереноса в зоне аэрации достаточно ограничиться рассмотрением одномерного уравнения влагопереноса, полученного А. А. Клютом [32]

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(k\frac{\partial H}{\partial z}\right) + \varepsilon = c\frac{\partial H}{\partial t}, \qquad (2.32)$$

где ε — интенсивность внутреннего источника влаги, c — коэффициент удельной емкости $\left(c = -\frac{\partial\theta}{\partial\psi}\right)$. В некоторых случаях уравнение (2.32) записывается в терминах влажности

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(D\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)+\frac{\partial k}{\partial z}+\varepsilon=\frac{\partial\theta}{\partial t}, \tag{2.33}$$

где $D=\frac{k}{c}$ — коэффициент диффузивности влаги или коэффициент влагопроводности. Для того чтобы наглядно представить физический смысл коэффициентов c и D, преобразуем уравнение (2.33) с учетом рассмотренных в § 1 зависимостей (2.10) и (2.11)

$$D\frac{\partial^2\bar{\theta}^n}{\partial z^2}+\frac{k_0}{\mu_0}\frac{\partial\bar{\theta}^n}{\partial z}+\varepsilon=\frac{\partial\bar{\theta}}{\partial t}, \tag{2.34}$$

где $D=\frac{k_0 H_к}{n\mu_0}$; при $n=1$, $D=\frac{k_0 H_к}{\mu_0}$; $c=\frac{\mu_0}{H_к}$. Как видно, структура коэффициента влагопроводности аналогична структуре таких параметров, как уровнепроводность, теплопроводность и др. В некоторых случаях решения уравнения (2.34) при $n=1$, т. е. линейного уравнения влагопереноса, могут быть использованы с достаточной точностью в небольшом диапазоне влажности от θ_1 до θ_2. Здесь в уравнении (2.34) следует заменить k_0 на k и $\bar{\theta}$ на $\bar{\bar{\theta}}$, где

$$k=k_2\bar{\bar{\theta}}+k_1;\ \bar{\bar{\theta}}=\frac{\theta-\theta_1}{\theta_2-\theta_1} \tag{2.35}$$

(k_1 и k_2 — коэффициенты влагопереноса, соответствующие значениям влажности θ_1 и θ_2).

Теперь необходимо дать некоторые разъяснения по поводу интенсивности истока ε. Обычно таким образом моделируется отбор влаги корнями растений, удельная интенсивность которого и определяется величиной ε. Можно полагать, что ε связано с относительной удельной поверхностью корневых волосков $\bar{r}$ на той или иной глубине и суммарной транспирацией E_0 [36]

$$\varepsilon=E_0\bar{r}. \tag{2.36}$$

В общем случае интенсивность отбора влаги корнями является функцией как глубины, так и времени, поскольку сама корневая система развивается во времени. В период увлажнения ε может характеризовать интенсивность влагообмена между макропорами или трещинами, по которым поступает вода, с агрегатами или блоками почвы. В соответствии с рассмотренными в § 1 закономерностями (2.21) и (2.23) интенсивность этого обмена может быть выражена формулой

$$\varepsilon=\frac{\theta_m-\theta}{\mu_0\tau}. \tag{2.37}$$

Как уже отмечалось выше, в общем случае τ может зависеть от θ и, безусловно, от глубины. Учет агрегатности почвы, таким образом, был бы неполным, если одновременно с уравнением (2.32) не рассматривать условия поступления и миграции влаги в макропорах и трещинах. В связи с этим одновременно с решением уравнения влагопереноса в блоках (при этом мы пренебрегаем водоемкостью макропор) необходимо рассматривать и баланс влаги в макропорах, который может быть выражен следующим уравнением:

$$\frac{\partial v_к}{\partial z} = \varepsilon, \tag{2.38}$$

где v_k — средняя скорость фильтрации по макропорам. Причем при $v_k = 0$ $\varepsilon = 0$ — это ограничение определяет условие осушения макропор и отсутствие влагообмена между макропорами и агрегатами.

Возникновение потока влаги в макропорах зависит от интенсивности поступления воды на поверхность земли и способности впитывать ее блоками или агрегатами почвы.

Ниже рассматриваются некоторые процессы влагопереноса, достаточно типичные как для естественных условий, так и для условий орошения. Анализ этих процессов позволяет найти рациональные пути для обоснования граничных условий зоны аэрации и разработать простые схемы питания подземных вод, осушения и насыщения пород зоны аэрации.

2. Схемы промачивания зоны аэрации

Процесс промачивания зоны аэрации находится в зависимости от гидрофизических характеристик пород и условий поступления воды на дневную поверхность. Теория этого процесса достаточно подробно разработана Дж. Филипом [12] путем анализа решений уравнения (2.32). Им было доказано, что для большинства случаев инфильтрации влаги в сухие породы при затопленной поверхности скорость инфильтрации определяется простым соотношением

$$v = \frac{1}{2}\frac{S}{\sqrt{t}} + A, \tag{2.39}$$

где S — сорбционность; A — некоторый параметр, который при $t \to \infty$ стремится к коэффициенту фильтрации k_0. Соответственно объем впитывания V определяется по формуле

$$V = S\sqrt{t} + At. \tag{2.40}$$

Вначале, когда преобладают процессы впитывания за счет действия капиллярных и сорбционных сил, вторым членом в формуле (2.40) можно пренебречь. Для этого периода характерно соотношение

$$vt = \frac{1}{2}V.$$

Это соотношение справедливо для всего периода времени при впитывании в горизонтальном направлении. Выражение для сорбционности S и константы А определяется зависимостями $k(\theta)$ и $\psi(\theta)$. Из решения уравнения (2.34) при $n = 1$ следует

$$S = \sqrt{\frac{4}{\pi} k_0 H_к \mu_0}.$$

Анализ решения Дж. Филипа [12] приводит к очень близкому по форме выражению

$$S = \sqrt{2 k_0 H_к \mu_0}. \tag{2.41}$$

Как видно, несмотря на некоторые различия в числовых коэффициентах, физический смысл константы S во всех случаях одинаков.

Для анализа процесса инфильтрации используется также гидравлическая модель [12]. В соответствии с этой моделью движение влаги происходит при полном насыщении под действием капиллярных и гравитационных сил. Интенсивность промачивания определяется следующей формулой:

$$v = k_0 \frac{H^0 + H_к + l}{l}, \tag{2.42}$$

где l — глубина промачивания; H^0 — высота слоя воды над поверхностью земли. Скорость продвижения фронта u определяется в зависимости от дефицита влажности $\mu = \theta_m - \theta_e$ (θ_e — начальная влажность)

$$u = \frac{v}{\mu} = \frac{dl}{dt}, \tag{2.43}$$

Совместное решение уравнений (2.42) и (2.43) относительно времени продвижения фронта на глубину имеет вид [12]

$$t = \frac{\mu_0}{k_0}\left[l - (H_к - H^0) \ln\left(1 + \frac{l}{H_к + H^0}\right)\right]. \tag{2.44}$$

Дж. Филипом [12] теоретически обосновано применение этого уравнения для сухих пород во всем диапазоне времени t. Для начальных стадий промачивания, когда $l \ll H_к$, скорость фильтрации и глубина l (при $H^0 = 0$) определяются соотношениями:

$$l = 2\sqrt{\frac{k_0 H_к t}{\mu}}; \quad v = \frac{\mu}{2}\sqrt{\frac{2 k_0 H_к \mu}{t}}. \tag{2.45}$$

Для больших периодов времени, когда $l \gg H_к$, становятся справедливыми следующие зависимости:

$$l = \frac{k_0 t}{\mu}; \quad v = k_0. \tag{2.46}$$

Как видно из формул, начальные и конечные приближения уравнения (2.42) практически совпадают с решениями, полученными

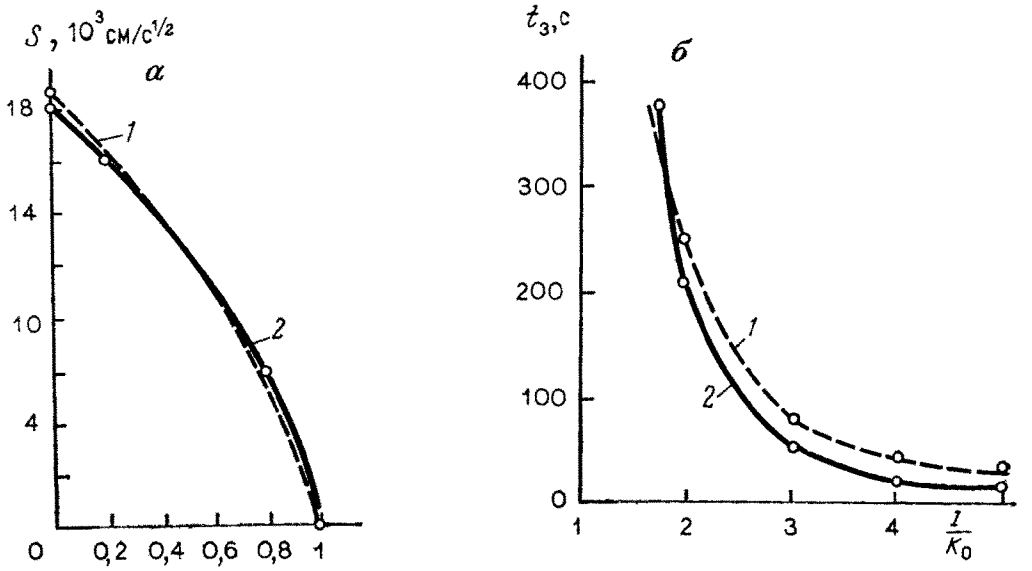


Рис. 18. Особенности инфильтрации в сухую породу.

а — влияние начальной влажности на сорбционность: *1* — по расчетам по формуле (2.41); *2* — по данным работы [12]; *б* — время образования слоя воды на поверхности при дождевании с различной интенсивностью: *1* — по данным моделирования на ЭЦВМ; *2* — по расчетам по формуле (2.49)

из уравнений влагопереноса (2.39) и (2.40). Для учета начальной влажности следует считать $H_к = H'_к(1-\bar{\theta})$. Допустимость этого приема подтверждается сопоставлением численного расчета S, проведенного в работе [12], с расчетом по формуле (2.41) (рис. 18, *а*).

При дождевании поверхности земли с постоянной интенсивностью $I<k_0$ вся влага просачивается вниз. Причем если исходное увлажнение зоны аэрации соответствовало максимальной молекулярной влажности θ_e, то скорость продвижения границы увлажнения можно определить в соответствии с формулой Н. Н. Биндемана

$$u = \frac{I}{\mu \sqrt[n]{I/k_0}}, \tag{2.47}$$

где n — показатель степени в зависимости $k(\theta)$; $\mu = \theta_m - \theta_e$. При дождевании сухих пород ($\theta_e<\theta_0$) необходимо учитывать долю влаги, расходуемую на формирование связанной воды. В этом случае

$$u = \frac{I}{\mu \sqrt[n]{I/k_0} + \Delta\theta}; \quad \Delta\theta = \theta_0 - \theta_e. \tag{2.48}$$

При $I>k_0$ в первое время слой воды на поверхности земли образовываться не будет, поскольку градиент высоты всасывания больше единицы. Затопление поверхности земли произойдет тогда, когда интенсивность дождя превысит скорость впитывания. Время на-

ступления режима затопления $t_з$ можно оценить, полагая, что скорость впитывания определяется соотношением (2.39). Тогда

$$t_з = \frac{\mu_0 k_0 H_к}{2(Ik_0)^2}. \qquad (2.49)$$

Рассмотренные выше закономерности подтверждаются более строгим анализом этого процесса, проведенным в работах Дж. Рубина [12].

Зависимости (2.27) и (2.49), полученные на основе простых балансовых построений, достаточно хорошо описывают процесс промачивания при дождевании. Это, в частности, следует из сопоставления скорости промачивания, вычисленной по формуле (2.47), и данных численного анализа, проведенного Дж. Рубиным на ЭЦВМ [12]. Им рассматривалась инфильтрация при различной интенсивности дождевания рехтовского песка. Для песка характерны следующие показатели: $\theta_m = 0{,}4$, $\theta_0 = 0{,}005$, $k = 0{,}0133$ см/с, $n = 4$, $H_к = 15$ см. По данным Дж. Рубина, при интенсивности дождя $I = 1{,}3 \cdot 10^{-3}$ см/с $u = 5{,}5 \cdot 10^{-3}$ см/с, при $I = 3{,}5 \cdot 10^{-4}$ см/с $u = 2{,}5 \cdot 10^{-3}$ см/с. Расчеты по формуле (2.47) дают скорости промачивания соответственно $5{,}8 \cdot 10^{-3}$ и $2{,}3 \cdot 10^{-3}$ см/с. В том случае, когда интенсивность дождя превышает значение коэффициента фильтрации, происходит затопление поверхности. Сопоставление времени начала затопления, полученного расчетом по формуле (2.49), и данных численного моделирования на ЭЦВМ показано на рис. 18, *б*. Как видно, расчеты по формуле дают вполне удовлетворительный результат.

Возможность образования поверхностного стока в естественных условиях можно примерно оценить, воспользовавшись зависимостью, приведенной в работе [7]

$$I = \frac{A + B \lg N}{(1+t)^{2/3}}, \qquad (2.50)$$

где N — число лет, в течение которых ливень, имеющий интенсивность I, мм/мин, продолжительностью t, мин, наблюдается в среднем один раз. Параметры A и B вычислены для большого числа пунктов на территории СССР. Некоторые из них приведены в табл. 18.

ТАБЛИЦА 18

Таблица значений A и B для различных населенных пунктов

Пуикт	A	B	Пункт	A	B	Пуикт	A	B
Архангельск	2,59	2,84	Курск	4,11	4,44	Новосибирск	3,19	2,42
Вологда	3,28	2,90	Харьков	4,37	3,76	Благове-	4,22	3,58
Москва	4,32	3,28	Одесса	4,07	4,38	щенск		
						Владивосток	4,68	4,93

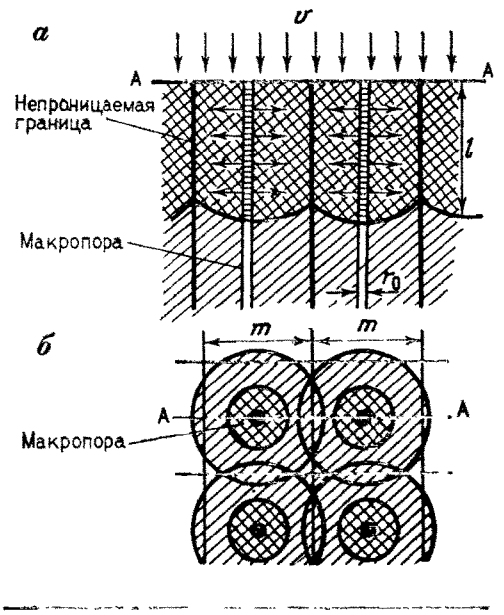


Рис. 19. Схема промачивания почв с макропорами.

а — в разрезе; *б* — *в* плане

При орошении возможность затопления поверхиости будет определяться интеисивностью дождевания и его длительностью. Совершенно иначе происходит инфильтрация в агрегированных породах и породах, имеющих макропоры и трещины.

Для выяснения закономерностей влагопереноса в среде с макропорами рассмотрим цилиндрический блок, по оси которого проходит крупная пора (рис. 19). Учитывая пространственную симметрию потока, ограничим блок непроницаемой цилиндрической поверхностью. Роль вертикальной миграции влаги в блоке будем считать пренебрежимо малой, поскольку его длина значительно больше его горизонтальных размеров. В связи с этим коэффициент влагопереноса в вертикальном направлении примем равным нулю. На поверхности блока задается постоянный расход Q. Уравнение баланса воды в канале с учетом ее поступления на поверхности земли, впитыванием в блок и заполнением макропоры можно представить в следующем виде:

$$Q = \omega' n' \frac{\partial l}{\partial t} + \int_0^{\tau} q\,(t-\tau)\,\frac{\partial l}{\partial \tau}\,d\tau, \tag{2.51}$$

где l — глубина промачивания макропоры; ω' и n' — площадь поперечного сечения макропоры и ее пористость; q — единичный расход влаги, впитывающейся в блок.

В соответствии с зависимостями (2.22) и (2.23) имеем

$$q = \frac{n\omega}{\tau} e^{-t/\tau}. \tag{2.52}$$

Совместное решение уравнений (2.51) и (2.52) позволяет получить глубину промачивания

$$l = \frac{v}{n}\left[t + \tau\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}\bar{\omega}}\right)\right] \tag{2.53}$$

и скорость продвижения фронта увлажнения

$$u = \frac{v}{n}\left(1 + \bar{\omega} e^{-\frac{t}{\tau}\bar{\omega}}\right), \tag{2.54}$$

где $\bar{\omega}$ — соотношение агрегатной и межагрегатной пористостей. При больших периодах времени $\frac{t}{\tau}\ \bar{\omega}>3$, скорость движения фронта насыщения становится постоянной $u\approx\frac{v}{n}$, а глубина промачивания

$$l=u\,(t+\tau). \tag{2.55}$$

При этом в зоне аэрации формируется постоянный профиль влажности, смещающийся вниз параллельно самому себе. Влажность по профилю при $t \geqslant \frac{z}{u}$ определяется по формуле

$$\bar{\theta}=1-\exp\left[-\frac{1}{\tau}\left(t-\frac{z}{u}\right)\right], \tag{2.56}$$

Интересно отметить, что решение (2.56) удовлетворяет линеаризованному уравнению влагопереноса (2.34) при $n=1$

$$D^*\frac{\partial^2\bar{\theta}}{\partial z^2}-\frac{k^*}{n}\cdot\frac{\partial\bar{\theta}}{\partial z}=\frac{\partial\bar{\theta}}{\partial t};$$

$$D^*=\frac{k^*H_к}{n};\quad k^*=\frac{k_э u\tau}{H_к+u\tau}, \tag{2.57}$$

где $k_э$ — экспериментальное значение коэффициента фильтрации, численно равное скорости фильтрации v. Таким образом, в случае двухкомпонентной модели среды может быть использовано уравнение (2.34), но при этом важно учитывать зависимость обобщенных параметров влагопереноса от скорости промачивания.

Выше была рассмотрена схема, приложимая к зоне аэрации, имеющей одинаковую структуру до достаточно большой глубины. Распределение макропор по вертикали обычно неравномерно: наибольшее их число встречается в верхнем «активном» слое почвы, мощность которого редко превышает 1 м. В этом слое наблюдается основная масса корней, трещин усыхания, ходов землероев. В общем случае мощность активного слоя зависит от характера землепользования, типа и фазы развития возделываемой культуры. При конечной мощности m слоя с макропорами, что, как правило, имеет место в действительности, динамика впитывания с поверхности при наличии небольшого слоя на ней определяется соотношением

$$v=mn\frac{1}{\tau}e^{-\frac{t}{\tau}}+k_0, \tag{2.58}$$

где m — мощность «активного» слоя или глубина наибольшего развития макропор и трещин; k_0 — коэффициент фильтрации нижнего слоя. Учитывая практические трудности в определении мощности

«активного» слоя, целесообразно ввести параметр, характеризующий его общую водоемкость или его предельно возможный влагозапас V_m, который может быть определен экспериментальным путем. Поскольку активный слой достаточно макропорист, можно предполагать, что заполнение макропор происходит практически мгновенно. Тогда водоемкость слоя можно определить следующим соотношением:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = (V_m - V)\frac{1}{\tau}. \tag{2.59}$$

Интенсивность потока v, идущего транзитом в более глубокие слои зоны аэрации, вычисляется в зависимости от интенсивности поступления влаги на дневную поверхность

$$v = I - \frac{\partial V}{\partial t}. \tag{2.60}$$

В том случае, когда v превышает возможности поглощения влаги породами глубоких слоев, формируется поверхностный сток. В практических расчетах приращение влагозапаса ΔV можно определять в зависимости от влагозапаса на предыдущий момент времени V_{j-1} по формуле

$$\Delta V = (V_m - V_{j-1})\frac{\Delta t}{\tau}. \tag{2.61}$$

Соотношение (2.61) дает достаточно хорошие результаты, точность которых не ниже 30 % при $\frac{\Delta t}{\tau} < 1$.

Неучет макропор может привести к существенным ошибкам в определении норм поливов. В частности, интенсивность дождя и его продолжительность должны задаваться в определенной зависимости от ряда параметров: нижнего и верхнего пределов увлажнения, которым соответствуют водоемкости активного слоя $V_н$ и $V_в$, поливной нормы $V_п = V_в - V_н$ и времени влагообмена τ. Непроизводительные потери связаны с транзитными потоками влаги в корнеобитаемом слое в период полива.

Возможность транзитных потоков влаги отмечалась целым рядом исследователей. С. П. Соколовский и Г. С. Солоков приводят данные о подъеме уровня в суглинках на глубине 4—5 м через 40—50 мин после полива. При опытах с монолитами этих же суглинков высотой 70—80 см первые порции фильтрата появлялись в нижней части в первые же минуты опыта. После искусственной кольматации пор парафином интенсивность промачивания снижалась в 3—5 раз. Аналогичный эффект отмечается также В. Я. Куликом. Анализ данных режимных наблюдений в совхозе «Дальверзин» в Средней Азии показывает, что подъем уровня начинается сразу же после начала полива, а спад уровня — после прекращения подачи воды на поле. Анализ баланса влаги показывает, что потери на фильтрацию в период полива составили слой 0,15 м, при этом на насыщение зоны аэрации израсходовано 0,12 м. Таким

ТАБЛИЦА 19

Потери воды при различной интенсивности дождя

V_m, мм	V_n, мм	τ, мин	w (мм) при I (мм/мин)						
			1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
200	114	200	38	34	26	21	15	6	0
250	114	200	27	21	10	2	0	0	0
200	114	150	32	26	18	13	6	0	0

образом, объем транзитного потока влаги равен 0,03 м, или 300 м³/га.

Для оценки этих потерь можно пользоваться зависимостью (2.59), считая, что изменение влагозапаса v в активном слое определяется по формуле

$$V = (V_m - V_n)\,(1 - e^{-t/\tau}). \qquad (2.62)$$

Разница между поливной нормой V_n и изменением влагозапаса за время полива t и определит потери за счет транзитных потоков при условии $V_n \geqslant V$. Как пример можно рассмотреть возможности таких потерь для южных черноземов. Время влагообмена τ определено по кривым впитывания и составляет 150—200 мин. Влагозапас активного слоя, соответствующий нижнему пределу увлажнения, 114 мм (1140 м³/га), а для верхнего предела увлажнения — 180 мм (1800 м³/га). Соответственно $V_n = 60$ мм (600 м³/га). В табл. 19 приводятся значения потерь в нижележащие слои w (мм) в зависимости от интенсивности дождевания I и принятых параметров.

Этот пример демонстрирует необходимость учета транзитных потоков в корнеобитаемом слое при обосновании норм и длительности поливов. В общем случае изменение влагозапаса может следовать более сложной зависимости, чем (2.62). Определение транзитных токов при этом целесообразно оценивать по интегральным кривым впитывания.

3. Схема расходования влаги из зоны аэрации

Расходование влаги на испарение и транспирацию также в основном определяется условиями в активном слое. Интенсивность испарения зависит от многих факторов, определяемых как характером испаряющей поверхности и растительного покрова и метеоусловий, так и степенью развития корневой системы и условий, определяющих доступность влаги корням растений. При благоприятном водном и солевом режимах корнеобитаемого слоя потребление влаги растениями зависит в основном только от климатических условий.

В связи с этим за комплексный показатель, характеризующий суммарный расход влаги от испарения с поверхности земли и

транспирации растениями (эвапотранспирацию), принимают потенциальную эвапотранспирацию или так называемое «климатически возможное испарение». Потенциально возможная эвапотранспирация E_0 различными исследователями определяется различным образом (в зависимости от удобства при решении географических, климатологических или агрофизических задач). В последнем случае под этой величиной следует понимать максимально возможную эвапотранспирацию имеющейся растительностью в данных климатических условиях.

При достаточной зрелости растений транспирация составляет основную долю эвапотранспирации за счет хорошо развитого лиственного покрова, снижающего испарение. Поэтому во многих случаях в период вегетации растений эвапотранспирацию можно считать равной транспирации (табл. 20).

При продолжительности вегетационного периода 135 сут и при полном покрытии растениями площади расход воды на транспирацию составит от 270 до 600 мм или от 2 до 5 мм/сут.

С учетом климата потребление влаги растениями можно определить по формуле Алпатьева [3]

$$E = K_p \alpha, \text{ мм/сут}, \qquad (2.63)$$

где α — дефицит влажности воздуха в Па, K_p — коэффициент, определяемый по биологическим кривым. Для некоторых растений коэффициент K_p приведен в табл. 21 для условий юга Украины (по Р. А Баеру).

Величина потребления воды, представленная в табл. 20, соответствует условиям полной обеспеченности растений влагой. При уменьшении влажности активного слоя увеличивается высота всасывания и уменьшается коэффициент влагопереноса. Вследствие этого отбор влаги корнями растений затрудняется. Анализ многочисленных экспериментов, проведенный С. В. Нерпиным, В. Н. Ми-

ТАБЛИЦА 20

Потребление воды некоторыми видами растений

Растение или сообщество	Стадия зрелости, лет	Географическая зона	Потребление воды за вегетационный период, мм	Автор
Лиственный лес	40—50	Средняя Европа	500—600	Келлер Р., 1965 г.
Ель	40—50	То же	580	
Сосна	40—50	„	310	
Луг	—	„	100—300	
Яровая пшеница	—	Центральная Украина (Полтавская опытная станция)	270	Баер Р. А., 1939 г.
Сахарная свекла	—	То же	407	
Кукуруза	—	„	317	

ТАБЛИЦА 21

Коэффициент биологических кривых K_p

Растение	Месяцы						
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Озимая пшеница	0,53	0,52	0,43	0,26	—	—	—
Кукуруза	—	0,25	0,34	0,43	0,45	—	—
Сахарная свекла	0,28	0,33	0,4	0,47	0,46	—	—
Яровая пшеница	0,27	0,36	0,46	0,3	—	—	—
Томаты	—	0,25	0,36	0,53	0,4	0,35	—
Картофель	—	0,27	0,41	0,45	0,3	—	—
Люцерна	0,56	0,52	0,49	0,49	0,48	0,44	0,47

чуриным и М. Г. Санояном, показал, что транспирация влаги растениями, даже при снижении высоты всасывания, все же до некоторого предела остается равной потенциальной транспирации. Только начиная с некоторого критического значения высоты всасывания pF_k наблюдается снижение транспирации до нуля при значении высоты всасывания pF_0. Эти данные представлены на рис. 20. При $pF_k < pF < pF_0$ транспирация связана с pF линейным соотношением

$$E = E_0 \frac{pF_0 - pF}{pF_0 - pF_k}. \qquad (2.64)$$

Поскольку pF_k зависит от E_0, то уравнение (2.64) можно преобразовать, пользуясь данными рис. 20

$$E = \beta (pF_0 - pF_k). \qquad (2.65)$$

При расчетах можно принимать $\beta = 5{,}4$ мм/сут, $pF_0 = 4{,}4$. Формула (2.65) позволяет оценивать E при $pF > pF_k$.

В табл. 22 даны критические значения pF_k в зависимости от потенциальной транспирации E_0. В этой же таблице приведены ха-

ТАБЛИЦА 22

Зависимость pF_k от E_0 и соответствующие ему значения $\psi_з$ и $\theta_з$

pF_k	E_0, мм/сут	$\psi_з$, м	$\theta_з$
2,55	10	3,55	0,41
3,1	7	12,5	0,045
3,28	5	19,2	0,008
3,85	3	71	0

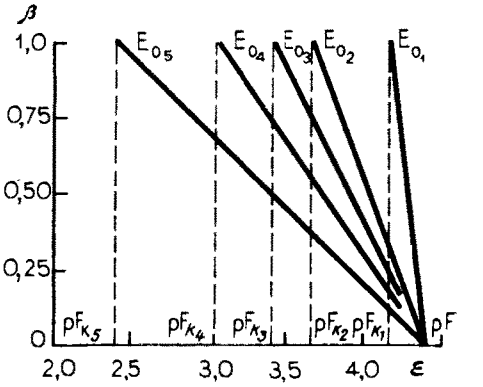


Рис. 20. Зависимость интенсивности испарения β от pF.

$E_{0_1} = 1{,}25$; $E_{0_2} = 3{,}54$; $E_{0_3} = 5{,}5$; $E_{0_4} = 7{,}4$; $E_{0_5} = 10$ мм/сут

рактерные значения влажности в соответствии с зависимостью (2.7) при $H_к = 4$ м, характерной для суглинков. При этом pF_k может быть рассчитано по формуле (2.65)

$$pF_k = pF_0 - \frac{E_0}{\beta}. \qquad (2.66)$$

Из табл. 22 следует, что для наиболее часто встречающегося диапазона величин суточной потенциальной транспирации критической высоте всасывания соответствуют чрезвычайно низкие значения влажности завядания.

Для практических расчетов расходование влаги при постоянных во времени метеоусловиях можно считать постоянным ($E = E_0$), пока влажность не достигнет значения $\theta_з$, ниже которого испарением можно пренебречь, считая $E = 0$.

4. Стационарные потоки в зоне аэрации

Анализ режима влажности в естественных условиях и при орошении позволяет выделить в зоне аэрации три области. Первая область ниже активного слоя — область переменной влажности — имеет мощность от 2 до 6 м. Колебания влажности в ней связаны с сезонными изменениями в поступлении и расходовании влаги в верхнем активном слое. Мощность этой зоны зависит от периода колебания влажности и фильтрационных свойств пород. Для ориентировочной оценки глубины, где колебания влажности затухают, можно воспользоваться решением уравнения (2.34) при $n = 1$ для случая, когда влажность на границе меняется по закону синуса [40]. Из этого решения следует, что колебания влажности затухают при $z > 0{,}2t^0k_0$. Так, для годового цикла колебаний влажности эта глубина составит для песков 10—30, для супесей 5—10, для суглинков 2—3 м. Такие же колебания испытывают и расходы влаги. В верхней части зоны аэрации сезонные изменения интенсивности влагопереноса выше, а с глубиной они уменьшаются. Этим, в частности, объясняется уменьшение амплитуды колебания уровня с увеличением глубины залегания. Причем уменьшение амплитуды свидетельствует не об уменьшении питания с глубиной, а только о его стабилизации во времени. Ниже области переменного увлажнения находится область транзита, где влажность в течение длительного периода времени практически не меняется и соответствует значению влажности, определяемому средне-многолетним значением питания подземных вод w. При использовании зависимости (2.11) эту влажность можно определить по формуле

$$\bar{\theta} = \sqrt[n]{\frac{w}{k_0}}. \qquad (2.67)$$

Соответственно при известных $\bar{\theta}$ и k_0 можно определить интенсивность питания подземных вод

$$w = k_0\bar{\theta}^n. \qquad (2.68)$$

Зона транзита примыкает к капиллярной кайме, где колебания влажности связаны с изменением уровня подземных вод. Режим влажности здесь обусловлен режимом уровня подземных вод и может иметь хорошо выраженную периодичность.

В естественных условиях приток к поверхности подземных вод компенсируется оттоком к естественным дренам, что определяет относительную стабильность уровня подземных вод, особенно при большой глубине их залегания. Распределение влажности по высоте над уровнем подземных вод находится в зависимости от гидрофизических характеристик пород зоны аэрации $k(\psi)$ и $\psi(\theta)$ и интенсивности потока влаги v. В общем случае высота z, для которой характерно значение высоты всасывания ψ, определяется по формуле

$$z=\int_0^{\psi}\frac{d\psi}{1-\frac{I}{k(\psi)}}. \tag{2.69}$$

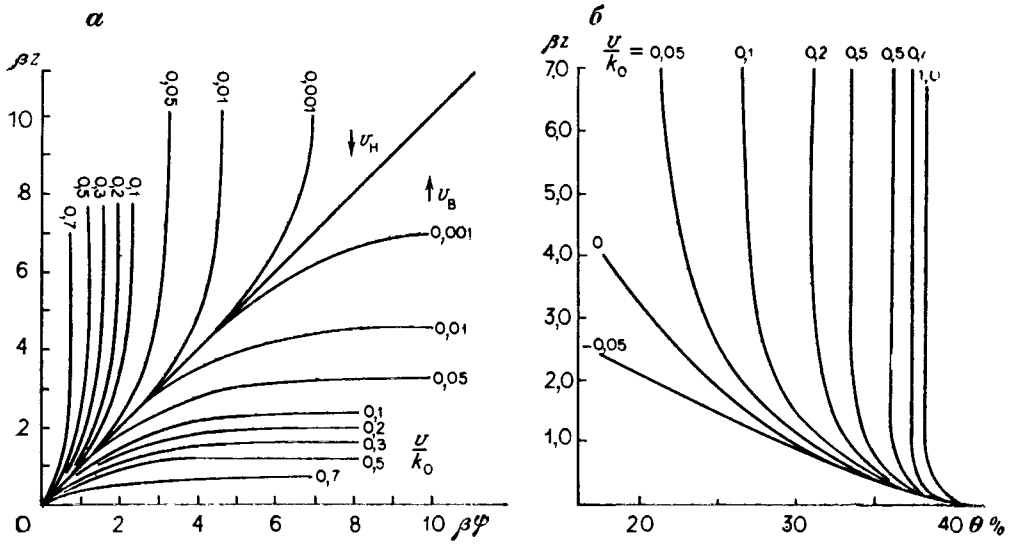
Значение z вычисляется численным интегрированием при известной функции $k(\psi)$. Если $k(\psi)$ может быть представлена простой функцией, то проблема упрощается. Например, при

$$k=k_0e^{-\beta\psi} \tag{2.70}$$

$$z=\psi-\frac{1}{\beta}\ln\frac{1-\frac{v}{k_0}e^{-\beta\psi}}{1-\frac{v}{k_0}}. \tag{2.71}$$

Для других зависимостей $k(\psi)$ решения уравнения (2.69) можно найти в работе [31]. График зависимости $\beta\psi$ от βz при различном соотношении v/k_0 показан на рис. 21, *а*. При отсутствии потока в зоне аэрации высота всасывания ψ в каждой точке соответствует высоте над уровнем подземных вод. При питании ($v<0$) $\psi<z$, а при восходящем потоке ($v<0$) $\psi>z$. Эти особенности, в частности, могут служить для определения направления потока влаги в зоне аэрации. Зная зависимость $\psi(z)$, можно построить соответствующие графики распределения влажности в зависимости от интенсивности расхода и направления потока. На рис. 21, *б* показан такой график, построенный с использованием функции $\overline{\theta}=e^{-\psi/H_k}$. При $v=0$ распределение влажности определяется равновесной кривой, соответствующей зависимости $\psi(\theta)$, при условии положения начала координат на свободной поверхности подземных вод. При нисходящих потоках влаги эпюры влажности располагаются правее равновесной кривой, а при восходящих потоках влаги — левее ее.

В неоднородной зоне аэрации высота всасывания в каждом слое будет определяться в зависимости от функции $k(\psi)$. Причем при отсутствии потока влаги в зоне аэрации линейная зависимость между высотой всасывания и высотой над уровнем сохраняется.



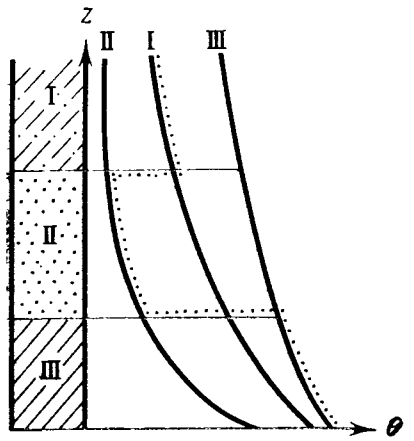


Рис. 21. Распределение величины высоты всасывания (*а*) и влажности (*б*) над уровнем подземных вод при различных направлениях и интенсивностях потока

Рис. 22. Равновесное распределение влажности в слоистой системе. Цифры у кривых определяют принадлежность зависимости к тому или иному слою, а точки — равновесное распределение влаги

Однако при этом распределение влажности в каждом слое будет определяться зависимостью $\psi(\theta)$, характерной именно для этого слоя, а на границах слоев будут наблюдаться скачки влажности, как показано на рис. 22.

При нисходящих и восходящих потоках влаги зависимость высоты всасывания от высоты над уровнем уже не будет определяться гладкой непрерывной функцией, а графики $\psi(z)$ на границах слоев резко преломляются. При этом должно соблюдаться условие

$$\frac{d\psi_1}{dz} = \frac{k_2(\psi)}{k_1(\psi)}\left(\frac{d\psi_2}{dz} - 1\right) + 1, \qquad (2.72)$$

где индексы 1 и 2 определяют принадлежность высоты всасывания и зависимости $k(\psi)$ тому или иному слою. В зоне транзита, где $\frac{d\psi}{dz} = 0$, влажность будет определяться в каждом слое по формуле (2.11) в зависимости от параметров данного слоя.

Закономерная многолетняя тенденция в подъеме уровня или его спаде чаще всего связана с хозяйственной деятельностью человека. В зависимости от характера процесса, его направленности и интенсивности в зоне аэрации происходит переформирование профиля влажности, затрагивающее либо всю зону аэрации, либо проявляющееся только в капиллярной зоне.

Для анализа этих явлений рассмотрим зону аэрации такой большой мощности, чтобы можно было бы не учитывать периодические изменения влажности в верхней области.

Примем зависимость коэффициента влагопереноса от линейной влажности в соответствии с формулой (2.11), а между влажностью и высотой всасывания ψ — экспоненциальной (2.8).

Как было показано ранее, при принятых зависимостях уравнение влагопереноса можно привести к линейному

$$k_0 H_к \frac{\partial^2 \bar{\theta}}{\partial z^2} + k_0 \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial z} = (\theta_m - \theta_0) \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial t}. \tag{2.73}$$

Полагая, что по истечении некоторого времени режим влагопереноса в зоне аэрации становится квазистационарным и профиль влажности перемещается параллельно самому себе с некоторой постоянной скоростью u, зависящей от граничных условий, введем новую переменную $\zeta = z - ut$ и преобразуем уравнение (2.73)

$$k_0 H_к \frac{\partial^2 \bar{\theta}}{\partial \zeta^2} + k_0 \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial \zeta} = -(\theta_m - \theta_0)\, u \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial \zeta}. \tag{2.74}$$

Решим его для зоны аэрации достаточно большой мощности. Будем считать, что при $z \to \infty$ скорость влагопереноса определяется интенсивностью среднего питания I_0. На свободной поверхности возможен отток v, в связи с этим граничное условие при $\zeta = 0$ будет иметь вид

$$k_0 H_к \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial \zeta} - k_0 = v. \tag{2.75}$$

Кроме того, при $\zeta = 0$ наблюдается полное насыщение пород $(\bar{\theta} = 1)$. Решение уравнения (2.74) при принятых граничных условиях имеет вид

$$\bar{\theta} = \frac{1 + v}{1 + \mu_0 \bar{u}} \exp\left(-\zeta \frac{1 - \bar{u}\mu_0}{H_к}\right) + \frac{\bar{u}\mu_0 - v}{1 + u\mu_0}, \tag{2.76}$$

где

$$\bar{v} = \frac{v}{k_0}; \quad \bar{u} = \frac{u}{k_0}; \quad \bar{I} = \frac{I}{k_0}; \quad \bar{u} = \frac{\bar{I} + \bar{v}}{(1 - \bar{I})\,\mu_0},$$

$\bar{v}$ положительно при подпитывании зоны аэрации из грунтовых вод и отрицательно при дренировании.

Рассмотрим некоторые частные случаи.

1. При отсутствии питания, оттока или притока к свободной поверхности со стороны подземных вод их уровень будет стабильным.

Распределение влажности по высоте над уровнем будет определяться в соответствии с зависимостью (2.8)

$$\theta = \exp\left(-\frac{z}{H_к}\right). \tag{2.77}$$

При этом в каждой точке зоны аэрации соблюдается равенство $\psi = z$.

2. При наличии питания, интенсивность которого I постоянна во времени, распределение влажности будет зависеть от возможности оттока от свободной поверхности. В том случае, когда отток отсутствует ($v = 0$), уровень будет подниматься. Распределение влажности по высоте над уровнем будет иметь вид

$$\theta = \frac{1}{1 - \bar{u}\mu_0} \exp\left(-\zeta \frac{1 + \bar{u}\mu_0}{H_к}\right) + \frac{\bar{u}\mu_0}{1 - \bar{u}\mu_0}. \tag{2.78}$$

С удалением от уровня влажность стремится к некоторому значению $\bar{\theta} = \bar{I}$. Недостаток насыщения μ при этом также определится в зависимости от

$$\mu = \mu_0 (1 - \bar{I}).$$

Скорость подъема уровня постоянна

$$u = \frac{I}{\mu}.$$

3. Отток от свободной поверхности $v = I$. В этом случае движения свободной поверхности наблюдаться не будет и $\zeta = 0$. Изменение влажности по вертикали будет определяться следующим соотношением:

$$\bar{\theta} = (1 + \bar{v}) \exp -\frac{z}{H_к} + \bar{v}.$$

При водопонижении или при подпоре подъем или спад уровня обеспечивается только потоком от свободной поверхности. В этом случае распределение влажности по высоте над уровнем описывается уравнением (2.76) при $u = \dfrac{v}{\mu_0}$

$$\bar{\theta} = \exp\left(-\zeta \frac{1 + \bar{v}}{H_к}\right).$$

При достаточно большом удалении от свободной поверхности влажность стремится к наименьшей влагоемкости $\theta \to \theta_0$; $\bar{\theta} = 0$. Изменение уровня происходит с постоянной скоростью

$$u = \frac{v}{\mu_0}.$$

На рис. 23 показаны кривые распределения влажности над уровнем подземных вод, соответствующие рассмотренным случаям. Анализ этих примеров дает основание для построения схемы питания под-

земных вод и осушения и насыщения зоны аэрации большой мощности. Эта задача возникает на орошаемых массивах в связи с прогнозом подъема уровня при изменении интенсивности питания подземных вод при орошении. При этом можно выделить два периода. Первый период — промачивание зоны аэрации. Его длительность t_1 определяется по формуле

$$t_1 = \frac{L\mu_0\left(\sqrt[n]{w_e + \Delta w} - \sqrt[n]{w_0}\right)}{\Delta w \sqrt[n]{k_0}}, \quad (2.79)$$

где w_e — питание подземных вод в естественных условиях; Δw — приращение питания за счет орошения; L — глубина до уровня воды. Для примера рассмотрим зону аэрации мощностью 10 м, сложенную суглинками с коэффициентом фильтрации $k_0 = 0{,}1$ м/сут, $n = 4$ и недостатком насыщения $\mu_0 = 0{,}2$. Питание в естественных условиях примем 40, а приращение питания Δw — 60 мм/год, или 20 % от поливной нормы 3000 м³/га. Расчет по формуле (2.79) дает значение $t_1 = 0{,}5$ лет, что соответствует наблюдаемому в действительности. Обычно подъем уровня при такой мощности зоны аэрации происходит в течение года или полутора лет после начала орошения. Для второго периода характерно монотонное повышение уровня, темп которого определяется приращением питания Δw, недостатком насыщения $\mu_н$ и условиями естественного дренирования, определяющими отток от свободной поверхности v_g. Скорость подъема уровня определяется по формуле

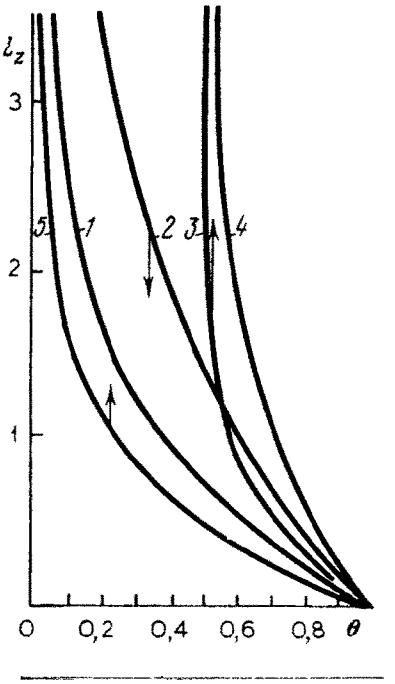


Рис. 23. Профили влажности при различных режимах питания и дренирования.

1 — $J = v = 0$; *2* — $J = 0$, $v = 0{,}5k_0$; *3* — $J = 0{,}5k_0$, $v = 0$; *4* — $J = 0{,}5k_0$, $v = -0{,}5k_0$; *5* — $J = 0$, $v = 0{,}5k_0$ (стрелками показано направление движения свободной поверхности).

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\Delta w - v_g}{\mu_н}, \quad (2.80)$$

где $\mu_н$ в зависимости от приращения питания равно

$$\mu_и = \mu_0\left(1 - \sqrt[n]{\frac{w_e + \Delta w}{k_0}}\right). \quad (2.81)$$

Рассчитанное таким образом значение $\mu_н$ может быть значительно меньше μ_0 и обычно меняется от 0,05 до 0,15.

5. Насыщение и осушение зоны аэрации при колебаниях уровня

При изменении уровня подземных вод происходит сложный процесс переформирования режима влагопереноса. При снижении или повышении уровня с постоянной скоростью в зоне аэрации при

условии ее достаточной мощности формируется определенный профиль влажности, соответствующий скорости влагопереноса. При снижении уровня профиль влажности будет вытягиваться, стремясь к равновесному состоянию, обеспечивающему постоянный расход воды. При подъеме уровня равновесное состояние характеризуется сжатым профилем влажности. Для формирования равновесного профиля даже при равномерном изменении уровня требуется длительное время. В связи с этим коэффициент водоотдачи или недостатка насыщения, определяемый экспериментальным путем, в начале процесса значительно меньше коэффициента водоемкости породы. Со временем он возрастает, стремясь к постоянной величине.

Анализ изменения коэффициента водоотдачи при изменении уровня позволяет выделять текущий коэффициент водоотдачи (2.31) и предельный коэффициент водоотдачи, определяемый суммарным количеством воды, прошедшей через свободную поверхность, отнесенным к изменению уровня

$$\mu_к = \frac{1}{\Delta h} \int_{h}^{h+\Delta h} \theta \, dz. \tag{2.82}$$

Из экспериментальных данных Н. З. Моркоса и Б. М. Живовой следует, что коэффициент водоотдачи существенно зависит от скорости снижения уровня. Для анализа этого процесса представим капиллярную зону в виде набора капилляров. Для каждого капилляра характерны высота капиллярного поднятия ψ_i и коэффициент фильтрации k_i, определяемые в зависимости от функций $\psi(\theta)$ и $k(\theta)$. Сечение каждого капилляра определяет его элементарную емкость $\Delta\theta$ (рис. 24). Динамика изменения высоты воды h в каждом капилляре при постоянной скорости уровня воды u определяется соотношением

$$\frac{d\bar{h}}{d\tau_0} = \frac{1}{\bar{h} + \bar{u}\tau_0} - 1, \tag{2.83}$$

где $\bar{h} = \frac{h_i}{\psi_i}$; $\bar{u} = \frac{u}{k_i}$; $\tau_0 = \frac{k_i t}{\psi_i}$.

Правомерность такой модели доказывается сопоставлением опытных данных и расчетом (рис. 25).

Соответственно коэффициенты водоотдачи μ_i и предельной водоотдачи μ_{ki} для каждого капилляра можно найти по формулам:

$$\mu_i = \frac{\Delta\theta}{\bar{u}} \frac{d\bar{h}}{d\tau_0} \tag{2.84}$$

и

$$\mu_{ki} = \frac{1 - \bar{h}}{\bar{u}\tau_0} \Delta\theta. \tag{2.85}$$

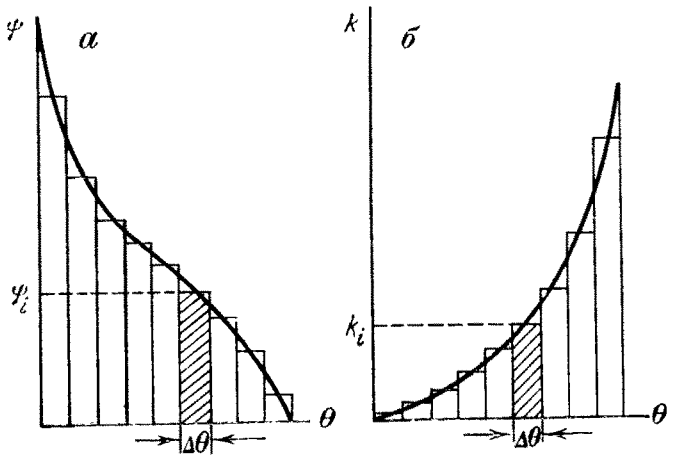


Рис. 24. Графики определения ψ_i (*а*) и k_i (*б*) для элементарного объема $\Delta\theta$

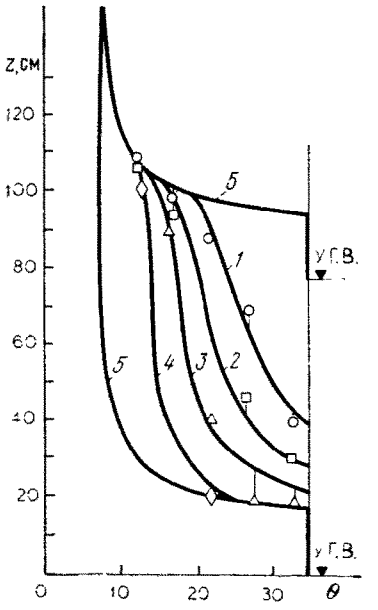


Рис. 25. Сопоставление данных по динамике влажности при осушении колонны песка, полученных расчетом на: *1* — 5; *2* — 10; *3* — 20; *4* — 45 мин, с опытными данными работы [49] (*5*)

Полные значения водоотдачи μ и μ_k определятся далее суммированием

$$\mu = \sum_{i=1}^{n} \mu_i \quad \text{и} \quad \mu_k = \sum_{i=1}^{n} \mu_{ki}, \tag{2.86}$$

где n — количество капилляров. Заметим, что $\Delta\theta_n = \theta_m - \theta_0$ соответствует водоемкости породы μ_0.

Расчет по формулам (2.84), (2.85) показывает, что для различных значений $\bar{u}$ динамика μ_i и μ_{ki} может быть описана экспоненциальной функцией

$$\mu_i \cong \Delta\theta\left[1 - \exp\left(-0{,}16\frac{\tau_0}{\bar{u}}\right)\right], \tag{2.87}$$

$$\mu_{ki} \cong \Delta\theta\left[1 - \exp\left(-0{,}08\frac{\tau_0}{\bar{u}}\right)\right]. \tag{2.88}$$

Учитывая, что закон изменения элементарной водоотдачи одинаков для различных скоростей снижения уровня, коэффициент водоотдачи можно определить либо по формулам (2.86), либо интегрированием непрерывных функций

$$\mu = \mu_0\left[1 - \int_0^1 \exp\left(-0{,}16\frac{tk^2(\bar{\theta})}{u\psi(\bar{\theta})}\right) d\bar{\theta}\right]. \tag{2.89}$$

Для анализа зависимости водоотдачи от времени проведем численный расчет по формуле (2.89) при следующих параметрах:

$k = k_0\bar{\theta}^n$, $\psi = 2H_к(1 - \bar{\theta})$; $n = 4$.

Результаты расчета представлены в табл. 23.

ТАБЛИЦА 23

Зависимость μ от $\bar{t}$

$\bar{t}$	$\bar{\mu}=\mu/\mu_0$	$\bar{t}$	$\bar{\mu}=\mu/\mu_0$
10^0	0,23	10^4	0,78
10^1	0,40	10^5	0,81
10^2	0,53	10^6	0,85
10^3	0,63		

Как видно, процесс изменения водоотдачи во времени весьма и весьма длительный, а его динамика определяется безразмерным временем запаздывания $\bar{t}_\mu = \dfrac{k_0^2 t}{u H_к}$. Время, начиная с которого коэффициент водоотдачи определяется с точностью 20 %, можно определить из соотношения

$$t > 6{,}3 \cdot 10^4 \frac{H_к u}{k_0^2}. \qquad (2.90)$$

Так, для песков с коэффициентом фильтрации 10 м/сут и $H_к = 0{,}1$ м при скорости снижения уровня 0,01 м/сут для оценки водоотдачи с точностью 20 % требуется время порядка 0,6 сут. При тех же условиях для супесей с $k = 1$ м/сут и $H_к = 1$ м этот период составляет 600 сут. Следует отметить, что полученные оценки справедливы для принятых зависимостей параметров влагопереноса от влажности. Для других зависимостей пороговое время, начиная с которого водоотдача становится практически постоянной, будет иным. При усредненной по влажности высоте капиллярного поднятия $H_к$ и линейной зависимости коэффициента влагопереноса от влажности пороговое время определится следующим соотношением:

$$t > 50 \frac{H_к u}{k_0^2}. \qquad (2.91)$$

При этом точность определения водоотдачи составит 20 %. По-видимому, именно указанными выше особенностями объясняются низкие значения коэффициента водоотдачи для тяжелых и средних пород, полученные по данным режимных наблюдений и откачек. Обычно для суглинков $\mu = 0{,}01$—$0{,}05$, для супесей $\mu = 0{,}05$—$0{,}1$, что значительно меньше водосмкости этих пород — $\mu_0 = 0{,}2$—$0{,}25$. Особенно сложно протекают процессы осушения и насыщения зоны аэрации при изменении темпа подъема уровня и смены направления его движения на обратное. В этом отношении весьма показательным представляются результаты опыта, проведенного Юнгсом (Youngs E. G., 1969 г.). Эксперимент состоял в периодическом дождевании лизиметра с песком, с фиксированием расхода

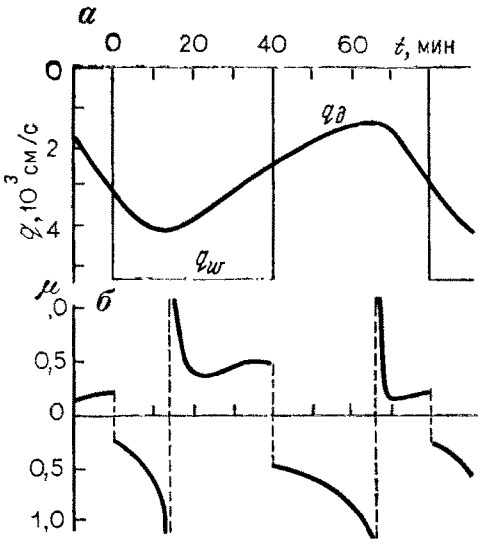


Рис. 26. Динамика водоотдачи по данным Юнгса (E. G. Yongs, 1969 г.).

а — изучение интенсивности дождевания и оттока из лизиметра; *б* — динамика коэффициента водоотдачи

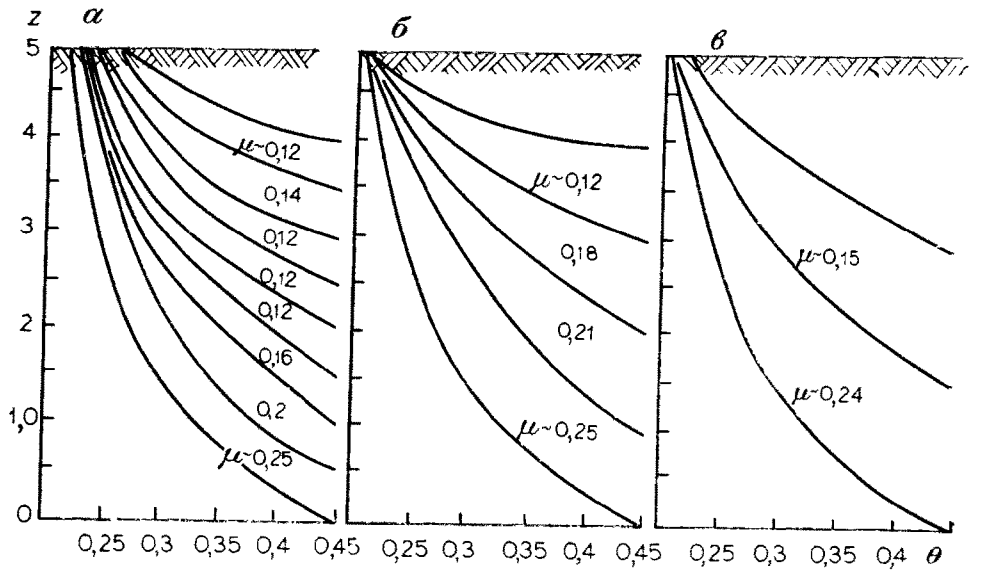


Рис. 27. Характер изменения влажности при различных скоростях поднятия уровня.

а — u=0,5; *б* — u=1; *в* — u=1,5 м/мес. Цифры у кривых — значения коэффициента насыщения

q_g стекающей из поддона воды. Юнгс исследовал динамику коэффициентов насыщения и водоотдачи, которые удовлетворяли бы обычно используемому балансовому соотношению

$$q_g - q_w = -\mu \frac{dh}{dt}, \qquad (2.92)$$

где q_w — расход воды, поступающей на поверхность лизиметра. На рис. 26 представлены графики изменения величин q_g, q_w, μ, определенных по формуле (2.92). Положительные значения соответствуют водоотдаче, отрицательные — насыщению. Как видно из рисунка, значения коэффициента водоотдачи меняются во времени в широких пределах и на некоторых этапах достигают неправдоподобно больших величин.

При длительных и монотонных процессах, когда темп изменения уровня остается постоянным, коэффициенты водоотдачи или

насыщения можно считать равными соответствующим коэффициентам емкости. К таким процессам можно отнести: подъем уровня при орошении, если исходная его глубина была достаточно большой; подпор прибрежных территорий в районе каналов и водохранилищ; длительное водопонижение в связи с эксплуатацией подземных вод.

Как следует из формулы (2.31), коэффициенты водоотдачи или насыщения зависят от положения свободной поверхности подземных вод относительно поверхности земли. Особенно эта зависимость начинает проявляться при глубине залегания уровня порядка $3H_к$. Моделирование подъема уровня в суглинках ($\theta_m = 0{,}45$, $\theta_0 = 0{,}2$, $k = 2 \cdot 10^{-2}$ м/сут, $H_к = 1$ м) подтвердило это положение (рис. 27). При подъеме уровня со скоростью 0,5; 1 и 1,5 м/мес коэффициент насыщения зависел не столько от скорости подъема уровня, сколько от положения его относительно дневной поверхности. При глубине уровня 4 м $\mu = 0{,}25$, при глубине 3 м $\mu = 0{,}18$; при глубине 1,5 м $\mu = 0{,}12$. Зависимость коэффициентов насыщения и водоотдачи от глубины уровня подземных вод рассмотрена в ряде работ и наиболее полно обобщена С. Ф. Аверьяновым [14]. Им были получены зависимости для текущего и предельного коэффициентов водоотдачи из предпосылки неизменности профиля влажности над уровнем подземных вод. Следует отметить, что на эту зависимость влияют не только характер связи между высотой всасывания и влажностью, но и процессы, которые происходят в зоне аэрации. В частности, при поступлении в нее воды или при испарении зависимость коэффициентов насыщения или водоотдачи будет различна.

Эти особенности можно учесть, считая в первом приближении зависимость влажности от высоты всасывания линейной величиной, а коэффициент влагопереноса — постоянным и равным коэффициенту фильтрации. Для этой простой модели коэффициенты водоотдачи или насыщения определятся по формуле

$$\mu = \frac{\mu_0 z}{2H_к}\left(1 + \frac{I}{k_0}\right). \tag{2.93}$$

При инфильтрации I следует принимать отрицательным, а при испарении — положительным. Причем в первом случае формула справедлива при $\frac{I}{k_0} \leqslant 1$, а во втором — при $\frac{I}{k_0} < 2H_к - 1$. Соответственно коэффициент предельной водоотдачи

$$\mu_к = 0{,}5\mu_0. \tag{2.94}$$

Зависимость (2.93) может применяться при $z < 2H_к$.

Близкая к линейной зависимость между водоотдачей и глубиной залегания уровня подтверждается прямолинейностью графика (рис. 28), на осях которого отложены свободный объем зоны аэрации $V = \mu_к z$ и z^2.

Совершенно иначе протекает процесс осушения и насыщения пород в среде с гетерогенно-блоковым строением. Насыщение по-

род происходит очень быстро, поскольку вода при этом может передвигаться по макропорам и трещинам. Причем, поскольку их доля в общем объеме породы очень мала, процесс заполнения трещин и макропор происходит очень быстро. Полное насыщение происходит с запаздыванием, определяемым временем влагообмена, однако период этот очень непродолжителен и редко превышает 1 сут. При снижении уровня в первую очередь происходит осушение макропор и трещин, которые определяют очень низкие значения водоотдачи, не превышающие обычно 5 %. Затем начинается процесс осушения блоков и агрегатов породы, длительность которого может превышать 10 сут. Опыт определения водоотдачи при откачках в двухслойной среде, где покровные отложения представлены средними и тяжелыми породами, показывает, что даже при весьма длительных откачках коэффициент водоотдачи не превышает 5 %. Анализ этого процесса, данный в работе [21], показывает, что фаза полного гравитационного режима для средних суглинков наступает только через 100 сут от начала опыта. Из этого анализа, в частности, следует, что постановка откачек для определения водоотдачи в тяжелых породах лишена практического смысла.

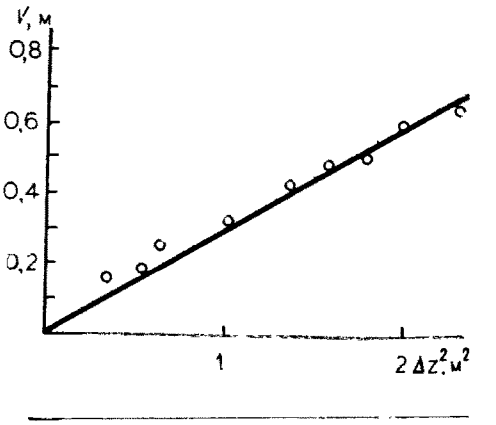


Рис. 28. Зависимость объема осушения зоны аэрации V от глубины уровня Δz^2. По данным В. Виссера (W. C. Visser, 1969 г.)

§ 3. МЕТОДЫ ПРОГНОЗА ВОДНОГО РЕЖИМА ЗОНЫ АЭРАЦИИ И ПИТАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

1. Методы расчета влагопереноса в зоне аэрации

Расчеты влагопереноса в зоне аэрации базируются на решении уравнения баланса влаги в зоне аэрации. Сложность решения уравнения влагопереноса определяется его нелинейностью. Имеющиеся предложения по аналитическому решению уравнения (2.32) касаются простых схем влагопереноса и связаны, как правило, с большим объемом вычислений. Не упрощает ситуации в этой области и линеаризация уравнения (2.32). Предложения по способам линеаризации этих уравнений сводятся к осреднению тем или иным образом параметров переноса. При этом уравнение (2.32) приводится к виду

$$D_0 \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + k_0 \frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t}. \qquad (2.95)$$

П. Я. Полубариновой-Кочиной был предложен способ линеаризации, заключающийся в замене кривых $D(\bar{\theta})$ и $k(\bar{\theta})$ отрезками касательных, проведенных либо в левой или правой конечных точках, либо в средней точке интервала изменения влажности. В дальнейшем наибольшее распространение получил способ осреднения параметров в средней точке, рассмотренный, в частности, Ю. Н. Никольским. При изменении влажности в пределах от $\theta_и$ до $\theta_в$ принимаются параметры:

$$D_0 = \frac{1}{\theta_в - \theta_н} \int_{\theta_н}^{\theta_в} D(\theta)\, d\theta \qquad (2.96)$$

и

$$k_0 = \frac{1}{\theta_в - \theta_н} \int_{\theta_н}^{\theta_в} k(\theta)\, d\theta. \qquad (2.97)$$

И. А. Фавзи и В. М. Шестаковым предложен способ осреднения параметров влагопереноса во времени. При этом D_0 и k_0 принимаются в зависимости от того, при какой влажности интенсивность ее изменения оказывается наибольшей. При рассмотрении всего периода времени эти авторы рекомендуют принимать параметры, средневзвешенные по времени. Приведенное ими сопоставление двух способов линеаризации показало, что наилучшие результаты дает осреднение параметров в соответствии с влажностью периода максимальной интенсивности процесса. Следует отметить, что последний способ требует априорного знания течения процесса, что не всегда возможно. С помощью аналитических решений линеаризованного уравнения (2.32) получают приближенные результаты, анализ которых позволяет рассмотреть качественную картину движения воды в зоне аэрации только для сравнительно простых процессов.

Сложность дифференциального уравнения влагопереноса предопределяет необходимость использования в основном численных методов расчета с применением электронно-вычислительных цифровых машин (ЭЦВМ), аналоговых вычислительных машин (АВМ) и электроинтеграторов (ЭИ).

Применение численных методов, реализуемых на ЭЦВМ для решения уравнения влагопереноса, имеет достаточно большую историю. К одним из первых работ в этом направлении относится работа Лиакопулоса и Рубина (G. Liakopulos, 1966 г., J. Rubin, 1968 г.).

Большие возможности мощных вычислительных машин позволяют осуществлять достаточно сложные расчеты влагопереноса даже для пространственных задач. Для решения задач мелиоративной гидрогеологии разработаны аэгоритмы и программы, описания которых можно найти в работах [2, 16].

Несмотря на явную целесообразность применения ЭЦВМ для расчетов влагопереноса, пока эти методы не получили должного

распространения, что связано прежде всего с необходимостью использования довольно мощных ЭЦВМ с большим объемом памяти. Учитывая это, представляется целесообразным рассмотреть и другие возможности решения уравнения влагопереноса с использованием промышленных аналоговых машин, которые в некоторых случаях даже на данном этапе могут успешно конкурировать с ЭЦВМ.

Решить уравнения (2.33) на электроинтеграторе можно по схеме Либмана [27] с заданием члена $\frac{\partial k}{\partial z}$ как истока. Для этого представим уравнение (2.33) в виде

$$\frac{D_{i+1}+D_i}{2}\left(\frac{\bar{\theta}_{i+1}^t-\bar{\theta}_i^t}{\Delta z}\right)-\frac{D_i+D_{i-1}}{2}\left(\frac{\bar{\theta}_i^t-\bar{\theta}_{i-1}^t}{\Delta z}\right)+$$
$$+\xi=\frac{\bar{\theta}_i^t-\bar{\theta}_i^{t-\Delta t}}{\Delta t}\Delta z, \tag{2.98}$$

где

$$\xi=\frac{k_{i+1}-k_{i-1}}{2\Delta z}, \tag{2.99}$$

или

$$\frac{\bar{\theta}_{t+1}^t-\theta_i^t}{\Phi_{i+1,\,i}}-\frac{\theta_i^t-\theta_{i-1}^t}{\Phi_{i,\,i-1}}+\xi=\frac{\theta_i^t-\theta_i^{t-\Delta t}}{\Phi_t}, \tag{2.100}$$

где

$$\Phi_{i+1,\,t}=\frac{2\Delta z}{D_{i+1}+D_i},\quad \Phi_{i,\,i-1}=\frac{2\Delta z}{D_i+D_{i-1}},\quad \Phi_t=\frac{\Delta t}{\Delta z}. \tag{2.101}$$

Электрическим аналогом этого уравнения является уравнение, описывающее баланс токов в цепи

$$\frac{u_{i+1}-u_i}{R_{i+1,\,i}}-\frac{u_i-u_{i-1}}{R_{i,\,i-1}}+I=\frac{u_i^j-u_i}{R_t}. \tag{2.102}$$

Переход от влажности, фильтрационных сопротивлений и расходов к соответствующим им потенциалам, омическим сопротивлениям и токам осуществляется с помощью переходных коэффициентов

$$\alpha_u=\frac{u}{\theta},\quad \alpha_R=\frac{R}{\Phi},\quad \alpha_I=\frac{I}{\xi}, \tag{2.103}$$

которые задаются в зависимости от конструктивных особенностей моделирующего устройства. В том случае, когда моделирующее устройство не имеет делителя токов, гравитационная составляющая может учитываться на каждый шаг по времени путем задания на концах временных сопротивлений потенциала, пропорционального

$$u_i'\div\theta_i^t-\frac{k_{i+1}-k_{i-1}}{2\Delta z}\Delta t. \tag{2.104}$$

Особенностью моделирования уравнения (2.98) является то, что сопротивления модели необходимо менять при каждом новом

шаге времени сообразно изменениям коэффициента влагопроводности. При этом в принципе необходимо производить подбор сопротивлений таким образом, чтобы средние значения коэффициентов фильтрации соответствовали средним значениям влажности в центрах блоков. Однако решение задачи в такой постановке значительно усложняет и удлиняет процесс моделирования. В связи с этим корректировку сопротивлений удобнее проводить на каждый шаг времени в соответствии с данными предыдущего шага. Исследования И. А. Фавзи и В. М. Шестакова показали, что итерации при задании величины k и D необходимы только для двух первых шагов времени. Дальнейшее решение задачи можно проводить, задавая значения этих параметров в зависимости от влажности на начало интервала Δt

$$\frac{D_{i+1}^{t-\Delta t}+D_i^{t-\Delta t}}{2}\left(\frac{\theta_{i+1}^t-\theta_i^t}{\Delta z}\right)-\frac{D_i^{t-\Delta t}+D_{i-1}^{t-\Delta t}}{2}\left(\frac{\theta_i^t-\theta_{i-1}^t}{\Delta z}\right)+$$

$$+\xi^t=\frac{\theta_i^t-\theta_i^{t-\Delta t}}{\Delta t}. \qquad (2.105)$$

Но даже при использовании этого метода процесс решения задачи остается чрезвычайно трудоемким.

Другой путь решения этого уравнения представляется перспективным для практического использования на обычных электроинтеграторах. Он основан на ряде преобразований уравнения влагопереноса, представленного в терминах давления при положительном направлении (вверх) оси z

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(k\frac{\partial\psi}{\partial z}\right)+\frac{\partial k}{\partial z}=\frac{\partial\theta}{\partial t}. \qquad (2.106)$$

Введем переменной $\eta=\int k(\psi)d\psi$ уравнение (2.106) можно привести к виду

$$\frac{\partial^2\eta}{\partial z^2}+a(\eta)\frac{\partial\eta}{\partial z}=c(\eta)\frac{\partial\eta}{\partial t}. \qquad (2.107)$$

Как видно, в такой постановке отпадает необходимость в изменении сопротивлений, моделирующих вторую производную. Корректировать в данном случае нужно только токи и временные сопротивления. В некоторых случаях, когда зависимость коэффициента влагопереноса и высоты всасывания описывается формулами (2.8) и (2.11), уравнение (2.107) преобразуется следующим образом:

$$\frac{\partial^2\eta}{\partial z^2}+\beta\frac{\partial\eta}{\partial z}=c(\eta)\frac{\partial\eta}{\partial t};\quad c(\eta)=\frac{\mu_0}{n\eta}\left(\frac{\beta}{k_0}\right)^{\frac{1}{n}}. \qquad (2.108)$$

В зоне полного насыщения $\psi\geqslant 0$ и

$$\frac{\partial^2\eta}{\partial z^2}=0.$$

При этом $\eta=\frac{k_0}{\beta}$.

ТАБЛИЦА 24

Соотношения между переменными уравнений (2.106) и (2.109)

	ψ *	θ	η	F
ψ	—	$\psi = -\frac{1}{\alpha}\ln\bar{\theta}$	$\psi = \frac{1}{\beta}\ln\frac{\eta\beta}{k_0}$	$\psi = \frac{1}{\beta}\ln\frac{k_0}{\beta F} + \frac{z}{2}$
θ	$\bar{\theta} = e^{-\alpha\psi}$	—	$\bar{\theta} = \left(\frac{\beta\eta}{k_0}\right)^{1/n}$	$\bar{\theta} = \left(F\frac{\beta}{k0}e^{\frac{-\beta z}{2}}\right)^{1/n}$
η	$\eta = \frac{k_0}{\beta}e^{-\beta\psi}$	$\eta = \frac{k_0}{\beta}\bar{\theta}^n$	—	$\eta = Fe^{-\frac{\beta z}{2}}$
F	$F = \frac{k_0}{\beta}e^{-\beta\psi}e^{\frac{\beta z}{2}}$	$F = \frac{k_0}{\beta}\bar{\theta}^n e^{\frac{\beta z}{2}}$	$F = \eta e^{\frac{\beta z}{2}}$	—

* Здесь значение ψ принимается положительным.

Задание конвективного члена осуществляется током, пропорциональным градиенту переменной η, определенной на предыдущий момент времени. Дальнейшее упрощение схемы решения уравнения можно провести введением еще одной новой переменной F (табл. 24)

$$F = \eta e^{\frac{\beta z}{2}}.$$

Последнее позволяет представить уравнение (2.108) в виде

$$\frac{\partial^2 F}{\partial z^2} + \frac{\beta^2}{4}F = c(F)\frac{\partial F}{\partial t}. \qquad (2.109)$$

Схема решения этого уравнения показана на рис. 29, *а*. Как видно, в данном случае задание истока осуществляется просто в зависимости от потенциала F.

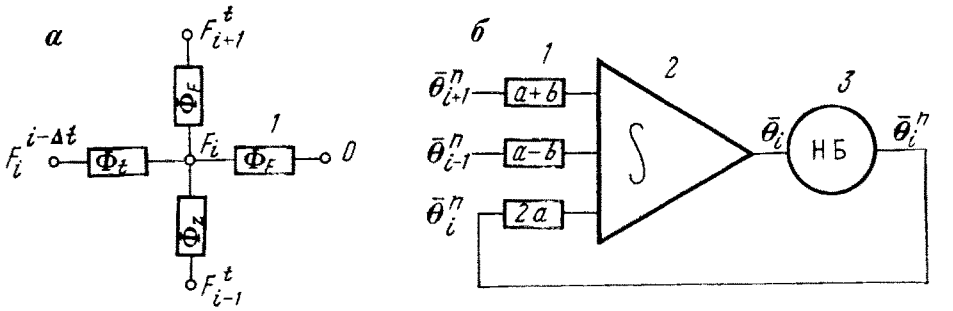


Рис. 29. Схема моделирования уравнения влагопереноса на сетке сопротивлений (*а*) и на АВМ (*б*) уравнения (2.118).

1 — электрические сопротивления; *2* — интегрирующий усилитель; *3* — блок нелинейности

Токовое сопротивление определяется по формуле $\Phi_F = \frac{4}{\beta^2 \Delta z}$ уравнений (2.106) и (2.109).

Табл. 24 позволяет легко переходить от одних переменных к другим.

Решение уравнения (2.58) производится по схеме Либмана с сопротивлениями сетки, равными

$$\Phi_z = \Delta z, \quad \Phi_F = \frac{4}{\beta^2 \Delta z}, \quad \Phi_t = \frac{\Delta t}{b(F)\,\Delta z}.$$

Переход от фильтрационных сопротивлений к омическим осуществляется с помощью масштабных коэффициентов. Рассмотрим, как преобразуются граничные условия. На свободной поверхности, в том случае, если она неподвижна, $\psi = 0$, $z = 0$, $F = \frac{k_0}{\beta}$

На подвижной границе $\psi = 0$, $F = \frac{k_0}{\beta} e^{\frac{\beta z}{2}}$. Таким образом, задается условие полного насыщения. Граничное условие II рода строится, исходя из зависимости для заданной скорости влагопереноса

$$v = k\left(\frac{d\psi}{dz} - 1\right)$$

или

$$v = -\left(\frac{d\eta}{dz} + \beta\eta\right). \tag{2.110}$$

В терминах F значение скорости влагопереноса будет иметь вид

$$v = -\left(\frac{dF}{dz} e^{-\frac{\beta z}{2}} + \beta F e^{-\frac{\beta z}{2}}\right). \tag{2.111}$$

Рассматривая разность в точках $(i+1)$ и i, это условие можно записать в следующем виде:

$$F_{i+1} = \frac{-v \exp\left[\frac{1}{2}\beta\left(z_i + \frac{\Delta z}{2}\right)\right]}{0{,}5\beta + \frac{1}{\Delta z}} - F_i \frac{0{,}5\beta - \frac{1}{\Delta z}}{\beta/2 + \frac{1}{\Delta z}}. \tag{2.112}$$

Когда граница непроницаема для потока влаги, в соотношении (2.112) полагаем $v = 0$, тогда

$$F_{i+1} = -F_i \frac{0{,}5\beta - \frac{1}{\Delta z}}{0{,}5\beta + \frac{1}{\Delta z}}. \tag{2.113}$$

Соответственно

$$\eta_{i+1} = -\eta_i \frac{0{,}5\beta - \frac{1}{\Delta z}}{0{,}5\beta + \frac{1}{\Delta z}}. \tag{2.114}$$

При наличии испарения и транспирации на поверхности земли необходимо знать зависимость испарения от влажности или всасывающего давления.

В соответствии с закономерностями испарения рассмотренное в § 2 граничное условие при $pF > pF_k$ запишется следующим образом:

$$\alpha (pF_0 - pF) = k\left(\frac{d\psi}{dz} - 1\right). \tag{2.115}$$

Значение переменной F_{i+1} находится из соотношения

$$F_{i+1} = F_i \frac{0{,}5\beta - \frac{1}{\Delta z}}{0{,}5\beta + \frac{1}{\Delta z}} - \alpha\left\{pF_0 - \lg\left[\frac{1}{\beta}\ln\left(\frac{k_0}{\beta F_{i+1}} + \frac{z_{i+1}}{2}\right)\right]\right\} \frac{\exp\left[0{,}5\beta\left(z + \frac{\Delta z}{2}\right)\right]}{0{,}5\beta + \frac{1}{\Delta z}}. \tag{2.116}$$

Для облегчения подбора перед решением задачи на модели целесообразно построить график зависимости F_{i+1} от F_i. Несмотря на то что рекомендуемые преобразования значительно облегчают расчеты влагопереноса на электроинтеграторе, все же этот процесс остается трудоемким и длительным. В связи с этим перспективным представляется использование моделирующих устройств с функциональными элементами, которые позволяли бы осуществлять автоматическое изменение сопротивлений или емкостей в зависимости от потенциала. В этом отношении интересны предложения А. Б. Ситникова по использованию нелинейных сопротивлений, значение которых определяется величиной потенциала. Наличие таких сопротивлений позволяет значительно расширить диапазон задач, решаемых на сетках сопротивлений, включая также задачи, связанные с фильтрацией в насыщенной и ненасыщенной зонах. При этом уравнение влагопереноса удобнее представлять в терминах напора (2.32).

Наличие переменных сопротивлений дает возможность решать уравнение (2.32) по схеме Либмана, а при нелинейной емкости $c(H) \equiv \mu(H)$ и на RC сетках.

В некотором отношении указанным выше особенностям удовлетворяют выпускаемые промышленностью аналоговые вычислительные машины с операционными усилителями (АВМ).

В аналоговых вычислительных машинах используются элементы, осуществляющие операции интегрирования, сложения, вычитания, умножения и деления над непрерывными величинами, представленными электрическими напряжениями. Кроме того, в АВМ имеются элементы, воспроизводящие функцию одной из переменных. При постановке задачи на АВМ уравнение (2.32) решается относительно производной $\frac{\partial\theta}{\partial t}$.

Поскольку на большинстве АВМ число функциональных блоков и блоков умножения ограничено, решение уравнения (2.32) в полной постановке, по-видимому, нецелесообразно, в связи с этим исходное уравнение выгоднее модифицировать, приведя его к виду (2.34).

Уравнение (2.34) можно решить по схеме дискретное пространство—непрерывное время, заменив пространственные производные конечноразностными аналогами

$$\frac{k_0}{n\alpha\,\Delta z^2}\left(\bar{\theta}^n_{i+1}+\bar{\theta}^n_{i-1}-2\bar{\theta}^n_i\right)+\frac{k_0}{\Delta z}\left(\bar{\theta}^n_{i+1}-\bar{\theta}^n_{i-1}\right)=\mu_0\frac{\partial\bar{\theta}_i}{\partial t}. \qquad (2.117)$$

После преобразований уравнение (2.117) представим в виде, удобном для решения на АВМ

$$\bar{\theta}_i=\int_0^t\left[(a+b)\,\bar{\theta}^n_{i+1}+(a-b)\,\bar{\theta}^n_{i-1}-2a\bar{\theta}^n_i\right]dt; \qquad (2.118)$$

$$a=\frac{k_0}{\mu_0\alpha n\,\Delta z^2},\qquad b=\frac{k_0}{2\,\Delta z\mu_0}.$$

Блок-схема решения этого уравнения показана на рис. 29, *б*. Как видно из рисунка, в данном случае для решения задачи требуется только один функциональный блок, воспроизводящий функцию $y=x^n$. При моделировании уравнения (2.32) необходимо соблюдать условие $\Delta x<\frac{D^0}{k_0}$, а при моделировании уравнения (2.117)—условие $\Delta z<\frac{1}{\alpha n}$.

Следует заметить, что аналоговые машины целесообразно использовать и для решения линеаризованного уравнения влагопереноса, потому что при его решении на сетке активных сопротивлений возникают сложности с подбором и заданием производной $\frac{\partial\theta}{\partial z}$. При этом, однако, нет необходимости в использовании нелинейных блоков, так как в уравнении (2.34) принимаем $n=1$.

Для примера рассмотрим моделирование влагопереноса на АВМ для оценки питания при глубоком залегании уровня. Условия, рассмотренные в примере, характерны для Предкавказья, где зона аэрации сложена лёссовидными суглинками большой мощности. Для суглинков характерны следующие параметры: $k=0{,}05\bar{0}^4$, $\bar{\theta}=\exp-0{,}7\psi$, $\theta_m=0{,}42$, $\theta_0=0{,}17$. Сначала на модели воспроизводился процесс весеннего увлажнения, длящийся 30 сут. В этот период на поверхности земли задавалась влажность $\theta=0{,}31$, полученная по режимным наблюдениям. Промачивание на конец периода увлажнения достигло 3,4 м (рис. 30), что хорошо согласуется с натурными данными. После периода увлажнения на поверхности земли задавался расход, соответствующий испарению и транспирации в естественных условиях. Эпюры влажности, по-

лученные на модели, достаточно хорошо согласуются с наблюдаемыми, отражая основные закономерности в миграции влаги.

При расчетах на ЭЦВМ уравнение (2.32) тоже представляется в конечных разностях. Опыт исследования показывает, что это уравнение лучше решать в терминах напора, поскольку при этом более просто осуществляется сопряжение слоев с различными характеристиками и переход от зоны аэрации к зоне полного насыщения.

Из анализа методов решения уравнения влагопереноса следует, что для большинства случаев целесообразно использовать неявную схему с итерационным циклом для уточнения значений нелинейных коэффициентов уравнения. При этом значения напора, определяющие приток и отток влаги в блоке, и коэффициенты уравнения должны вычисляться на последующий момент времени

$$\frac{H^t_{i+1} - H^t_i}{\Phi_{i+1,\,i}} - \frac{H^t_i - H^t_{i-1}}{\Phi_{i,\,i-1}} - \varepsilon = \Delta z c_i \frac{H^t_i - H^{t-\Delta t}_i}{\Delta t}.$$

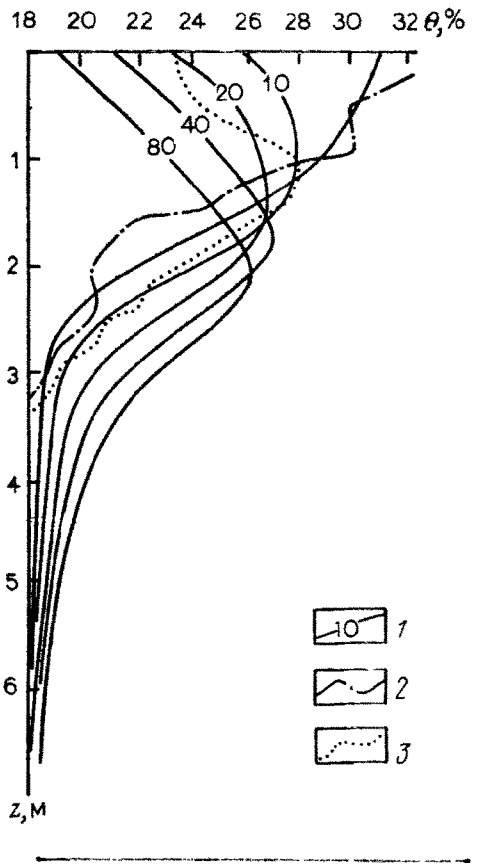


Рис. 30. Результаты моделирования на АВМ процессов промачивания и иссушения зоны аэрации.

Распределение влажности по глубине: *1* — полученное на модели на различное время, сут; *2* — наблюдаемое через 30 сут после промачивания; *3* — то же, через 50 сут

Система нелинейных алгебраических уравнений в данном случае решается методом прогонки в сочетании с методом итераций. Рассматриваемая схема решения является абсолютно устойчивой. Размеры шагов по пространству и времени следует выбирать только из соображений точности аппроксимации дифференциального уравнения конечными разностями. Из устойчивости схемы следует равномерная сходимость к решению дифференциального уравнения, причем порядок точности совпадает с порядком аппроксимации.

Для решения задачи вся зона аэрации разбивается на блоки. При этом зону корнеобитания при решении задач, связанных с прогнозом инфильтрационного питания и большой мощности зоны аэрации целесообразно выделить в один блок. Размеры блоков определяются как мощностью зоны аэрации, так и ее неоднородностью. При разбивке границы блоков должны соответствовать границам слоев с различными водно-физическими характеристи-

ками. Слой небольшого размера, особенно если он залегает на глубине подошвы почвенного слоя, может включать только один блок. Для мощности зоны аэрации до 10 м размер блока может быть порядка $0{,}1m$, где m — мощность зоны аэрации. При более глубоком залегании уровня целесообразны блоки с размером 1 м. Шаг по времени задается главным образом исходя из режима увлажнения и расходования влаги на поверхности земли. Особенно удобно принимать его равным одним суткам. Это позволяет использовать при решении задачи среднесуточные параметры, определяющие метеорологические условия. Безусловно, для ряда задач шаг по времени может быть большим или меньшим. Однако в случае его увеличения целесообразно провести предварительное численное экспериментирование, доказывающее возможность счета с большим шагом по времени. Для каждого слоя вводят характеристики, определяющие процесс влагопереноса. Начальные условия определяются исходным влагосодержанием в зоне аэрации и задаются либо исходя из непосредственных наблюдений, либо расчетом.

2. Постановка задачи влагопереноса в связи с орошением и осушением

Исследования влагопереноса на мелиорируемых землях связаны с решением важнейших практических задач, возникающих в период освоения и эксплуатации земель. Первая задача возникает из-за необходимости регулирования параметров среды обитания растений (влажности, температуры, солености и др.), непосредственно обусловленных ее водным режимом в связи с созданием оптимальной обстановки для получения высоких урожаев.

Вторая задача касается прогноза и оценок изменения природной обстановки (в частности, подъема уровня), связанных с мелиоративными мероприятиями.

Изучение изменения природных условий при орошении дает основание выделить два основных этапа, рассмотрение которых необходимо для прогноза водного и солевого режима на различных стадиях освоения территории. Первый этап «переходного режима» соответствует начальным периодам орошения, когда подземные воды находятся еще на достаточно большой глубине.

Темп подъема уровня зависит от условий поступления влаги к свободной поверхности подземных вод, коэффициента насыщения и возможности оттока воды естественным путем к региональным или местным дренам. В этот период в зоне аэрации формируется в основном нисходящий поток влаги. Интенсивность этого потока зависит главным образом от водного баланса верхнего корнеобитаемого слоя.

Второй этап эксплуатационного режима характеризуется подъемом уровня к поверхности земли и непосредственным водообменом между подземными водами и корнеобитаемым слоем. Режим влажности и уровня подземных вод зависит от условий поступле-

ния и расходования влаги в корнеобитаемом слое и параметров оттока, осуществляемого в основном искусственными дренами и реже естественным путем.

Рассмотрим некоторые, на наш взгляд, целесообразные пути общей постановки задач прогноза водного режима на каждом этапе, касаясь в основном вопросов влагопереноса. С вводом орошения изменение режима во всей зоне аэрации и подъем уровня наблюдаются практически в первый же год. При установлении квазистационарного режима влагопереноса, начало которого совпадает с началом подъема уровня, питание подземных вод в среднем остается постоянным.

На первой стадии решается одномерная задача влагопереноса, в результате чего определяется интенсивность инфильтрационного питания и коэффициент недостатка насыщения. А на второй стадии с учетом этих параметров дается прогноз подъема уровня путем решения задачи региональной фильтрации. Такой подход позволяет значительно упростить решение всей задачи и, кроме того, подробно исследовать влияние различных факторов на питание подземных вод. Определение питания подземиых вод следует проводить для типовых схем строения зоны аэрации с учетом особенностей режима орошения и водности года. При этом особое внимание следует уделить возможности образования верховодки на слабопроницаемых слоях, имеющихся в зоне аэрации.

Наиболее сложным в этой задаче представляется задание граничного условия на поверхности земли. Здесь целесообразно выделить корнеобитаемый слой, мощность которого зависит от характера культуры и фазы ее роста. При поливах или выпадении осадков промачивание этого верхнего слоя происходит достаточно быстро вследствие его значительной проницаемости. Расходование влаги из него осуществляется за счет эвапотранспирации и влагопереноса в более глубокие слои. В связи с использованием широкозахватной оросительной техники площадь орошения за один полив оказывается достаточно большой. И поскольку размеры участка, поливаемого за один раз, как правило, превышают мощность зоны аэрации, влагоперенос на каждом поливном участке можно рассматривать независимо от соседнего. Это позволяет в принципе оценивать питание подземных вод с учетом особенностей севооборота и графика работы поливальных машин. При этом, однако, возникают сложности, связанные с необходимостью прогноза климатических условий, определяющих как условия водопотребления растений, так и условия увлажнения активного слоя атмосферными осадками. Поскольку интересующий нас период подъема уровня составляет 5—20 лет, то такие прогнозы понадобились бы на весь этот срок. В связи с тем, что это, безусловно, нереально, климатические условия целесообразно задавать в соответствии с ранее наблюдаемыми для лет различной обеспеченности. Однако в этом случае возникают новые трудности, связанные с согласованием внутригодового распределения параметров климата, являющихся случайными величинами, со строго детерминированным гра-

фиком работы дождевальных машин. В связи с этим рассматриваемая задача в общем случае должна решаться в комплексе с задачей проектирования оптимального варианта оросительной системы.

Рассмотрим два подхода, которые на данном этапе дают выход из создавшегося положения. При заданном режиме орошения, определяемого, как это часто бывает, для года, обеспеченность которого 75 %, участки поливаются вне зависимости от метеорологических условий в определенные сроки заданными нормами. Учет метеоусловий можно осуществлять непосредственно, воспользовавшись рядом ранее наблюдаемых параметров. Однако при небольших сроках прогноза такой подход может дать ошибочные результаты в связи с тем, что в ряду небольшой продолжительности может не оказаться лет с низкой или высокой обеспеченностью. Поэтому для прогноза подъема уровня целесообразно брать годы с обеспеченностью 50 % для среднемесячных значений параметров метеоусловий при долгосрочных прогнозах на срок более 5 лет (глубина до воды более 7 м) и годы с 25 %-ной обеспеченностью для относительно коротких прогнозов на срок менее 5 лет (глубина залегания уровня менее 7 м).

В качестве исходных данных должны рассматриваться: температура воздуха T, °С; дефицит влажности воздуха e, Па; осадки О, мм; испарение И; характеристики, определяющие мощность m корнеобитаемого слоя, и водопотребление растений Е. Последнее может рассчитываться по формуле (2.63) или приниматься по данным агробиологических станций в зависимости от проектного урожая. Оросительная норма может приниматься отдельно для каждой культуры или средней. В последнем случае усредняется и водопотребление растений. Баланс активного слоя определяется из следующего уравнения, связывающего процессы водообмена между зоной аэрации ниже активного слоя и атмосферой

$$m\frac{\Delta\theta}{\Delta t} = I - v, \qquad (2.119)$$

где I — поступление влаги в активный слой или ее расход через внешнюю поверхность; v — расход через нижнюю границу активного слоя, который определяется автоматически при решении задачи влагопереноса в зависимости от градиента высоты всасывания на нижней границе слоя. Ниже приводится пример алгоритма расчета баланса активного слоя для условий мягкого климата, где промерзание почвы незначительно и не оказывает существенного влияния на влагоперенос.

В невегетационный период интенсивность потока I определяется как разность между осадками и испарением в том случае, если температура воздуха положительна или в течение месяца имеются оттепели. При отрицательных температурах $I = 0$. Если за периодом с отрицательными температурами наступает потепление, интенсивность расхода можно принимать равной интенсивности стаивания, которая определяется по формуле

$$I = \beta T, \qquad (2.120)$$

где β — коэффициент стаивания, значения которого обычно меняются от 2 до 5 мм/°С в зависимости от района и характера снежного покрова; T — сумма суточных положительных температур.

В вегетационный период интенсивность I принимается как разность между осадками и водопотреблением растения. Когда наступает срок полива, влажность в активном слое скачком изменяется на величину $\Delta\theta$, определяемую оросительной нормой $v_п$

$$\Delta\theta = \frac{v_п}{m}. \tag{2.121}$$

Если до полива влажность θ_i была большой, то возможно формирование поверхностного стока при условии

$$\theta + \Delta\theta > \theta_m. \tag{2.122}$$

Соответственно слой поверхностного стока C определяется из баланса влаги в активном слое

$$C = (\theta_i + \Delta\theta - \theta_m)\, m. \tag{2.123}$$

Поскольку слой воды на поверхности земли остается в микропонижениях, то с некоторыми допущениями можно считать, что влажность активного слоя в течение периода существования слоя будет соответствовать θ_m. Поскольку этот период непродолжителен и может быть меньше, чем расчетный шаг времени Δt, проще всего в этот период водоемкость активного слоя формально считать большей полной водоемкости на величину C. Следует заметить, что водопотребление растений будет соответствовать расчетному до тех пор, пока влажность в активном слое снизится до критического значения, при котором транспирация также резко снижается. При достижении этого значения изменение величины E происходит в соответствии с законом (2.64). Однако в целях упрощения расчета в этот период можно принимать $E = 0$. Блок-схема этого алгоритма приведена на рис. 31.

Второй подход заключается в рассмотрении условий, когда влажность в активном слое регулируется с помощью поливов. Расчет водопоступления I проводится аналогичным образом. При уменьшении влажности до нижнего предела увлажнения она автоматически увеличивается до значения, соответствующего верхнему пределу увлажнения. При решении задачи в такой постановке одновременно определяется число поливов для лет, имеющих различную обеспеченность водности. В такой постановке была решена задача по прогнозу питания в Явкинской системе орошения на юге Украины. Зона аэрации имеет мощность 10 м и сложена тяжелыми и средними суглинками. Активный слой принимался неизменным по мощности, равной 0,5 м.

Гидрофизические характеристики активного слоя следующие: $k = 0{,}4\overline{\theta}^{3{,}5}$ м/сут; $\overline{\theta} = \exp - 0{,}3\psi$; $\theta_m = 0{,}45$; $\theta_0 = 0{,}17$. Зона аэрации до уровня подземных вод принималась однородной и имела сле-

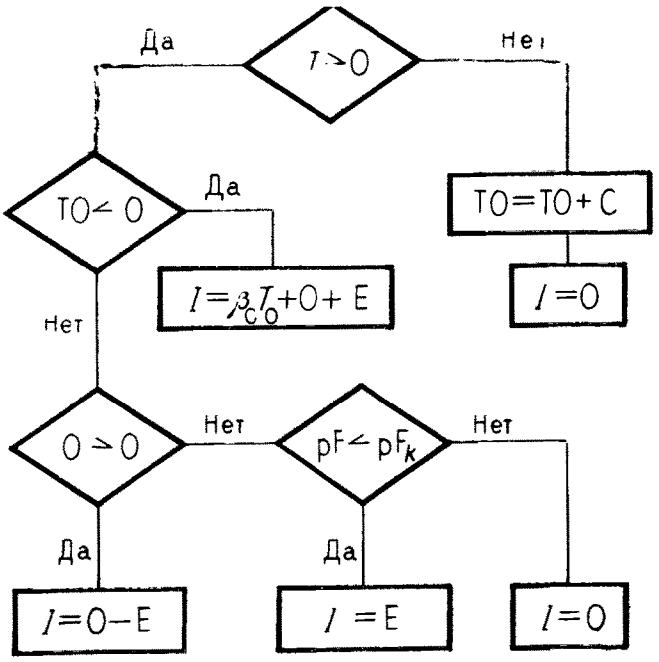


Рис. 31. Блок-схема расчета поступления влаги на поверхность почвы.

T — температура воздуха; T_0 — сумма суточных положительных температур; О — осадки; ТО — объем воды в снеге; β_c — коэффициент стаивания; Е — суммарное испарение

дующие характеристики: $k = 0{,}04\bar{\theta}^4$ м/сут; $\bar{\theta} = \exp - 0{,}3\psi$; $\theta_m = 0{,}45$; $\theta_0 = 0{,}17$. Эти параметры были определены по результатам полевых работ. В соответствии с данными почвенных исследований верхний и нижний пределы увлажнения принимались в зависимости от сезона года (табл. 25). Для определения дефицита влажности воздуха использовалась связь между этой величиной и температурой воздуха, которая оказалась линейной. По данным не-

ТАБЛИЦА 25

Данные для прогноза питания и результаты расчета

Параметры	Меся				
	I	II	III	IV	V
T, °С	−3,5	−2,8	2,1	9,4	16,5
$K_р$	—	—	—	—	0,26
Е или И, мм	0	0	17	86	65
О, мм	39	38	32	35	44
I, мм	39	38	15	−51	−21
w, мм	16	14	12	13	14
Пределы увлажнения, %:					
верхний	—	—	—	—	32
нижний	—	—	—	—	24

скольких метеостанций, на юге Украины эта зависимость определяется соотношением

$$e\,[10^2\ \text{Па}] = 0{,}5T\,[°\text{C}]. \qquad (2.124)$$

В таблице приведены исходные данные, характерные для года, обеспеченность которого 50 %. Биологический коэффициент K_p и пределы увлажнения принимались характерными для кукурузы по Р. А. Баеру.

Расчет влагопереноса проводился для 3-х лет на ЭЦВМ БЭСМ-6. Каждый год климатические условия года 50 %-ной обеспеченности повторялись. Результаты расчетов даны на рис. 32. Их анализ показывает, что при принятых условиях нормальный режим водообеспеченности растений возможен при 8—9-ти поливах нормой около 500 м³/га. Таким образом, годовая норма сооставляет 3300—3800 м³/га. В первый год орошения 98 % влаги расходуется на увеличение влагозапаса зоны аэрации. Поступление влаги к уровню подземных вод начинается только на второй год. Приток влаги к свободной поверхности меняется в течение года, достигая максимума в вегетационный период. Через 2 года режим влагопереноса становится квазистационарным и среднегодовое питание подземных вод в дальнейшем не меняется, составляя около 200 мм/год. Полученная величина находится в соответствии со значением питания, определенным непосредственно для условий Каховской системы И. Е. Жерновым и Б. А. Файбишенко. В соответствии с этими данными при орошении установкой «Фрегат» за вегетационный период слой инфильтрации на свободную поверхность подземных вод составил здесь в 1973 г. 68 мм за 194 дня при слое осадков и поливов 602 мм, в 1974 г.— 57 мм за 168 дней при слое осадков и поливов 276 мм. Полученная расчетом величина питания на Явкинской оросительной системе за вегетационный период 180 суток равна 80 мм при суммарном водопоступлении 680 мм.

Годовое питание 200 мм составляет 22 % от водопоступления в 900 мм, характерного для среднего по водности года. Ориентировочные значения питания подземных вод в этот период можно

цы							Сумма
VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
20,3	23,2	22,2	17,0	10,5	3,9	−1,2	—
0,34	0,44	0,42	0,27	—	—	—	—
104	150	140	69	58	26	0	715
67	51	52	32	35	42	46	513
−57	−99	−88	−37	−23	16	46	−222
16	18	20	21	20	19	17	200
32	32	29	29	—	—	—	—
24	24	19	19	—	—	—	—

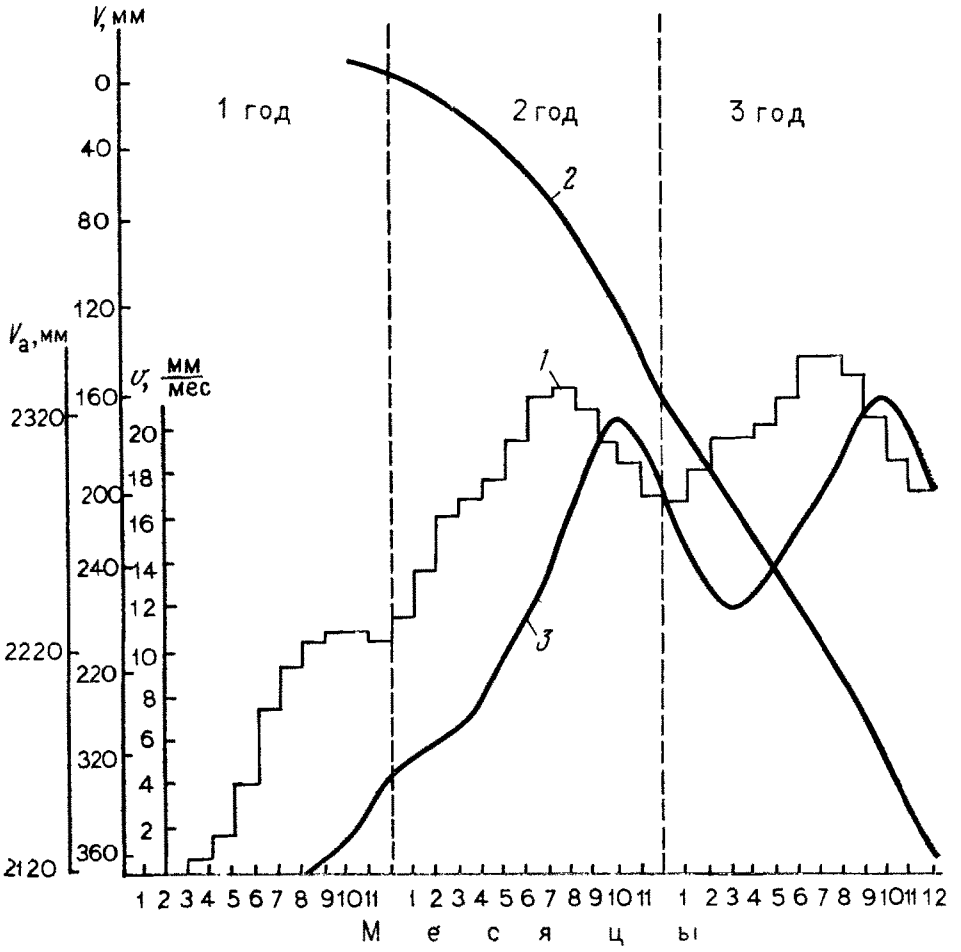


Рис. 32. Результаты расчета влагопереноса на ЭЦВМ.

1 — влагозапасы в зоне аэрации V_a, мм; *2* — объем питания подземных вод V, мм; *3* — интенсивность притока к уровню подземных вод v, мм/мес

получить, предполагая, что отток v в формуле (2.119) определяется только гравитационным влагопереносом. В этом случае

$$v = k_н \bar{\theta}_н^n, \tag{2.125}$$

где $k_н$, $\bar{\theta}_н$, n — параметры пород, залегающих непосредственно под активным слоем. Будем далее считать, что влажность нижележащего слоя определяется в зависимости от высоты всасывания на границе слоя. Тогда имеем следующее соотношение между влажностью верхнего и нижнего слоев:

$$\bar{\theta}_н = (\bar{\theta}_в)^{\frac{H_{кв}}{H_{кн}}}. \tag{2.126}$$

Это соотношение дает возможность определить отток вниз в зависимости от влажности верхнего слоя

$$v = k_{\text{н}}\bar{\theta}^{\sigma}; \quad \sigma = n\frac{H_{\text{кв}}}{H_{\text{кн}}}. \tag{2.127}$$

Подставляя формулу (2.127) в уравнение баланса верхнего слоя, получим

$$\mu_0 m\frac{d\bar{\theta}}{dt} = I - k_{\text{н}}\bar{\theta}^{\sigma}. \tag{2.128}$$

Решение уравнения (2.128) можно проводить, представив его в конечных разностях

$$\bar{\theta}_{i+1} = \bar{\theta}_i + \frac{\Delta t}{\mu_0 m}(I - v); \quad v = k_{\text{н}}\left(\frac{\bar{\theta}_{i+1} + \bar{\theta}_i}{2}\right)^{\sigma}. \tag{2.129}$$

Вычислить значение $\bar{\theta}_{i+1}$ можно, используя итерации, число которых зависит от выбранного шага Δt и интенсивности процесса. Расчеты по зависимости (2.129) проводились для рассмотренных выше условий орошения Явкинской системы. Расчетный шаг Δt менялся от 1 сут при значительном увлажнении до 5 сут при малых влажностях. Число итераций при расчете на каждом шаге не превышало 3—4. Расчет проводился для двух лет подряд с тем, чтобы на результатах расчета не сказывались начальные условия. Интенсивность питания подземных вод принималась равной среднегодовому значению скорости v и составила 190 мм/год. Число поливов, полученных в результате расчета по формуле (2.129), было равно 9, что соответствует расчетам на ЭЦВМ. В табл. 26 приведены сроки поливов по данным расчета на ЭЦВМ и по формуле (2.129). Величина поступления влаги за вегетационный период (180 сут) составила 130 мм, а поливная норма — 400 м³/га (за исключением двух последних поливов с нормой 500 м³/га). Хорошее совпадение результатов свидетельствует о применимости упрощенной модели для расчетов питания подземных вод. При прогнозе подъема уровня время начала этого процесса можно определить по формуле (2.79), а скорость подъема уровня по формуле (2.80).

ТАБЛИЦА 26

Сроки полива в сутках от 1 января

По расчетам на ЭЦВМ	По расчетам по формуле	По расчетам на ЭЦВМ	По расчетам по формуле
120	105	196	197
141	120	204	209
160	150	224	228
179	171	242	245
187	185		

Рассмотрим теперь случай, когда зона аэрации имеет сквозные макропоры и трещины. Учитывая неравномерность распределения макропор и трещин по глубине, время влагообмена на разных глубинах будет различным и определяться функцией $\tau(z)$. Когда по этим порам и трещинам просачивается вода, в уравнении влагопереноса целесообразно задать сток ε.

Интенсивность поступления воды в макропоры и трещины с поверхности земли $v_к^0$ зависит от общего поступления влаги I и скорости впитывания $v_{вп}$, определяемой из уравнения

$$v_{вп} = k\left(\frac{d\psi}{dz} - 1\right).$$

По существу заполнение макропор и трещин водой возможно тогда, когда интенсивность дождя превышает интенсивность впитывания агрегатами и блоками породы. В этом случае $v_к^0 = I - v_{вп}$. Для оценки возможности проявления этого процесса при тех или иных условиях можно пользоваться формулой (2.49).

При расчетах в конечных разностях приращение влагозапаса ΔV в блоке высотой Δz за время Δt можно определять по формуле

$$\Delta V = \varepsilon \Delta z \Delta t = (V_m - V^{j-1})\left[1 - \exp\left(-\frac{\Delta t}{\tau}\right)\right], \qquad (2.130)$$

где V^{j-1} — влагозапас на предыдущий момент времени.

Этот расчет проводится только для периода полива или выпадения атмосферных осадков. В соответствии с этим необходимо в принципе учитывать каждый дождь и каждый полив, поскольку интенсивность промачивания по макропорам зависит от интенсивности дождя. Это определяет очевидные сложности в прогнозе такого рода, усугубляемые, кроме того, жесткими ограничениями шага Δt ($\Delta t < \tau$). Для расчетов следует, по-видимому, привлекать данные, связывающие интенсивность дождя и его продолжительность.

Упрощение схемы, допускающее аналитические расчеты, но не избавляющие от вышеуказанных сложностей, состоит в принятии блоковой структуры только для верхнего «активного» слоя. В период интенсивных дождей или полива расчетный шаг по времени следует выбирать таким образом, чтобы удовлетворялось условие: $\Delta t < \tau$. Далее оценивается потенциально возможное увеличение запаса влаги ΔV_m в верхнем слое при условии полного заполнения пор по формуле (2.130). Если $I\Delta t > \Delta V_m$, то приращение влагозапаса $\Delta V = \Delta V_m$. Если $I\Delta t < \Delta V_m$, то $\Delta V = I\Delta t$. Количество влаги $q_н$, идущей транзитом в более глубокие слои, определяется из балансового соотношения $q_н = I\Delta t - \Delta V$. В последующие периоды, когда осадки малы или отсутствуют, расчеты можно проводить по ранее рассмотренной схеме с использованием зависимости (2.129).

Интенсивность питания подземных вод будет определяться среднегодовым значением скорости фильтрации ниже зоны активного водообмена.

На втором этапе, когда уровни подземных вод находятся близко от поверхности земли и регулируются дренажем, интенсивность притока к уровню подземных вод функционально связана с динамикой и процессами влагопереноса в зоне аэрации. Здесь наиболее общий подход состоит в одновременном рассмотрении зоны аэрации и зоны насыщения всего междренного расстояния.

При таком подходе могут быть предложены следующие принципы схематизации. В том случае, когда мощность дренируемого водоносного горизонта соизмерима с мощностью капиллярной зоны, т. е. $m < 3H_к$, необходимо рассматривать горизонтальные потоки и в зоне неполного насыщения. При этом следует решать уравнение, описывающее потоки влаги одновременно в зоне насыщения и в зоне аэрации

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(k\frac{\partial H}{\partial z}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(k\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\varepsilon=\frac{\partial H}{\partial t}, \tag{2.131}$$

где в зоне неполного насыщения k и c функционально связаны с влажностью или высотой всасывания. В зоне насыщения можно считать $c=0$, $\varepsilon=0$, $k=k_0$. Случаи, когда необходимо прибегать к решению уравнения (2.131), довольно редки. Как правило, в реальных условиях проводимость водоносных горизонтов значительно превышает проводимость зоны аэрации. В этой ситуации для зоны насыщения часто можно рассматривать схему с постоянной водопроводимостью $k_н m_н$, которая слабо зависит от колебания свободной поверхности. Тогда для зоны насыщения имеем

$$k_н m_н \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+k\frac{\partial H}{\partial z}\Big|_{z=m_и}=0, \tag{2.132}$$

где $k_н$ — коэффициент фильтрации водоносного горизонта; $m_н$ — его мощность, $k\dfrac{\partial H}{\partial z}$ — расход влаги, определяется в зависимости от условий зоны аэрации, для которой решается уравнение (2.32) одновременно с (2.132). Более простая схема моделирования притока к дренажу может быть рассмотрена в тех условиях, когда изменение напора между дренами незначительно. Обычно эта ситуация характерна для двухслойного строения дренируемой толщи, когда сопротивление дрен $L_д$ превышает междренное расстояние L (см. гл. IV). В этом случае можно ограничиться решением уравнения одномерного переноса (2.32) с заданием на нижней границе ($z=m_н$) условия III рода

$$-k\frac{dH}{dz}=k_н m_н\frac{H_д-H}{L_д L}, \tag{2.133}$$

где $H_д$ — напор в дрене. В верхней части зоны аэрации граничные условия определяются характером поступления или расхода влаги в соответствии с рекомендациями, рассмотренными выше.

§ 4. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЕЛИЧИНУ ИНФИЛЬТРАЦИОННОГО ПИТАНИЯ

Проблемы, связанные с прогнозом питания подземных вод на больших территориях, выяснением закономерностей их формирования и постановкой исследований, в первую очередь должны решаться на качественном уровне в зависимости от доминирующих факторов. Основой для решения этой задачи является специальное районирование, учитывающее целый ряд показателей, определяющих как особенности строения зоны аэрации и ее гидрофизических характеристик, так и условия поступления и расхода влаги.

1. Анализ влияния строения зоны аэрации на интенсивность питания подземных вод можно провести, рассматривая результаты численного эксперимента. Основным материалом для этого эксперимента послужили данные изысканий, проведенных на Явкинской оросительной системе на юге Украины. Типовые схемы строения зоны аэрации представлены на рис. 33, *а*, а основные сведения о породах, входящих в ее состав, приведены в табл. 27.

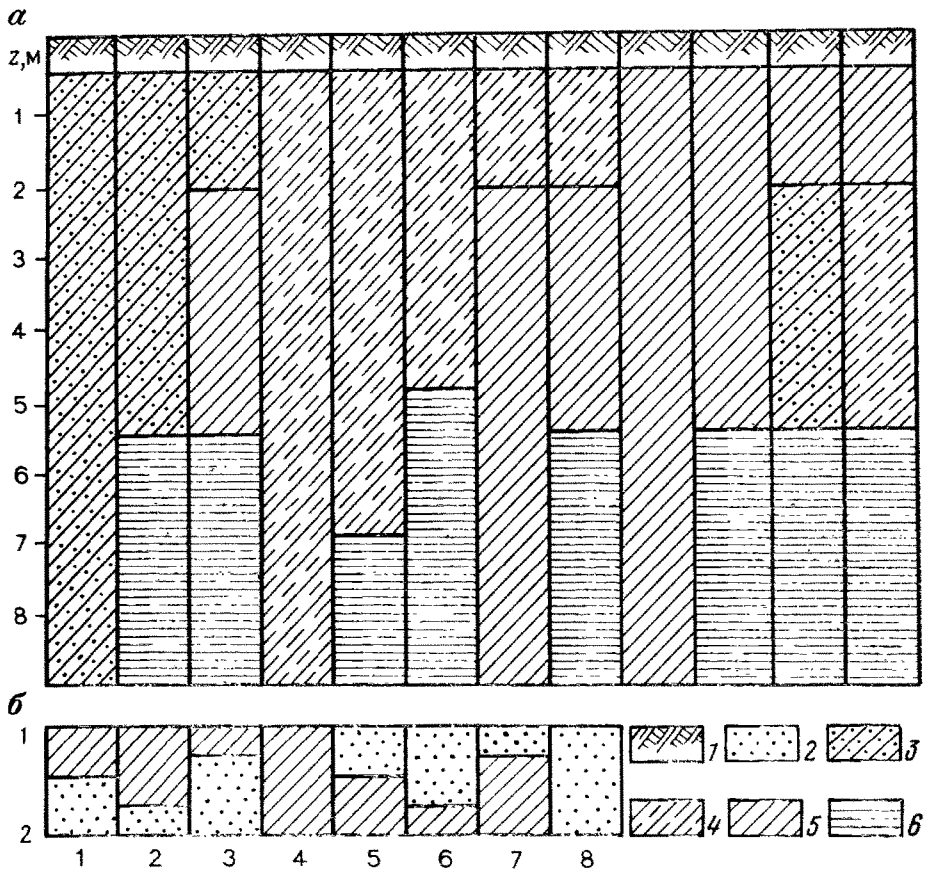


Рис. 33. Схемы строения зоны аэрации.

а — при глубоком залегании уровня; *б* — при близком залегании уровня; *1* — почвенный слой; *2* — песок; *3* — супесь легкая; *4* — супесь средняя; *5* — суглинок легкий; *6* — суглинок средний

ТАБЛИЦА 27

Параметры влагопереноса, используемые для численных экспериментов

Характеристика породы	K_0, м/сут	θ_m	θ_0	n	$H_к$, м
Почвенный слой	0,94	0,45	0,17	4	2,5
Супесь легкая	0,40	0,45	0,17	4	2,5
„ средняя	0,20	0,42	0,15	4	3,0
Суглинок легкий	0,07	0,42	0,15	4	3,3
„ средний	0,05	0,42	0,15	4	3,5
„ тяжелый	0,01	0,40	0,13	4	3,5

Для всех систем рассматривался одинаковый режим увлажнения, характерный для среднего по водности года. Поливы в вегетационный период, их нормы и характер водопотребления растениями во всех случаях были одинаковы. Однако число поливов определялось в зависимости от рассмотренных выше условий регулирования влажности в корнеобитаемом слое при одинаковых границах увлажнения. Сопоставление результатов численного эксперимента, проведенного Л. Р. Шредером, показало, что на величину питания подземных вод в первую очередь влияют параметры слоя, залегающего непосредственно под почвой, даже в том случае, если его мощность относительно мала. Это хорошо видно из табл. 28, обобщающей результаты моделирования.

Следует отметить также вообще слабое влияние, оказываемое величиной коэффициента фильтрации на величину инфильтрационного питания. При изменении коэффициента фильтрации слоя, подстилающего почвенный горизонт более чем в 10 раз, величина притока к уровню подземных вод меняется всего на 20—30 %. При высоких значениях коэффициента фильтрации его величина практически не влияет на интенсивность нисходящих потоков. Этот вывод также следует и из рассмотрения решения балансового уравнения (2.128) при $\sigma = 1$. Для одного полива коэффициент γ, представляющий собой отношение объема питания (фильтрационных

ТАБЛИЦА 28

Сопоставление результатов численного эксперимента

Параметры	Варианты		
	1—4	5—8	9—12
Коэффициент фильтрации второго слоя, м/сут	0,4	0,2	0,07
Диапазон изменения свойств нижележащего слоя, м/сут	0,4—0,01	0,2—0,01	0,4—0,01
Питание подземных вод, мм/год	0,43—0,48	0,41—0,48	0,36—0,38

ТАБЛИЦА 29

Зависимость коэффициента питания от параметров влагопереноса

$\lg I/k_н$	γ	$\lg I/k_н$	γ
−5	1	0	0,3
−4	0,96	1	0,12
−3	0,9	2	0,05
−2	0,76	3	0
−1	0,54		

потерь) к поливной норме, меняется весьма мало при существенных изменениях коэффициента фильтрации нижнего слоя $k_н$. Результаты решения уравнения (2.128) даны в табл. 29.

Из данных таблицы следует, в частности, что в большом диапазоне изменения соотношения $I/k_н$ от 10^{-5} до 10^{-1} коэффициент питания γ уменьшается только в 2 раза. Особенно мало он меняется при $I/k_н < 10^{-2}$, оставаясь практически постоянным.

Отмеченные особенности, по-видимому, могут объяснить поразительное однообразие в темпах подъема уровня u на орошаемых массивах, которое в основном определяется только оросительной нормой и практически не зависит от строения зоны аэрации. Действительно, среднее значение испаряемости для большинства орошаемых массивов территории СССР меняется незначительно — от 4 до 8 мм/сут, а коэффициент фильтрации от 10^{-2} до 1 м/сут, что определяет диапазон изменения соотношения $\lg I/k_н$ в пределах от 1 до −1 и соответственно коэффициента питания от 0,1 до 0,5 (табл. 30).

ТАБЛИЦА 30

Сопоставление скорости подъема уровня на различных орошаемых массивах

Система	Годовая норма испарения, мм	Годовая норма осадков, мм	Оросительная норма, мм	u, м/год	Питание подземных вод от орошения, мм	E_0, мм/сут	γ
Джазакский массив	1800	400	950	2,2	300	10	0,32
Центральный массив Голодной степи	1800	400	950	1,5	200	10	0,21
Очаковская система	850	400	500	1,3	170	5	0,34
Ингулецкий массив	850	400	300	0,8	100	5	0,33
Энгельская система	800	330	400	0,7—1	110	4	0,28

Анализ режимных наблюдений подтверждает это положение. При глубоком залегании уровня средний подъем его в год составляет 1 м на каждые 5000 м³/га оросительной нормы.

При расчетах питания коэффициент недостатка насыщения μ принимался равным 0,15. Коэффициент питания, как видно, колеблется в небольших пределах — от 0,2 до 0,3.

2. При неглубоком залегании уровня существенное значение приобретают процессы миграции влаги от уровня к поверхности земли за счет испарения. При этом роль неоднородности строения зоны аэрации возрастает, а интенсивность восходящих потоков влаги оказывается в существенной зависимости от абсолютных значений коэффициентов влагопереноса. Для доказательства этого положения можно привести результаты моделирования влагопереноса при близком залегании уровня.

Рассматривались однослойные и двухслойные схемы строения зоны аэрации, представленной песками и суглинками, при залегании уровня на глубине 2 м (см. рис. 33, *б*). Зависимость коэффициента влагопереноса от влажности принималась согласно (2.11), а высота всасывающего давления от влажности принималась экспоненциальной (2.8). Пески и суглинки взяты со следующими характеристиками: суглинки — $\theta_m = 0{,}4$, $\theta_0 = 0{,}2$, $k = 0{,}1$ м/сут, $H_к = 2$; пески — $\theta_m = 0{,}35$, $\theta_0 = 0{,}1$, $k_0 = 5$ м/сут, $H_к = 0{,}5$. При расчетах рассматривалось перераспределение влаги и питание после полива. Принималось, что во время полива насыщение зоны аэрации до значения θ_m происходит практически мгновенно на глубину, определяемую поливной нормой. Задавались следующие значения поливных норм $V_п$: для суглинков — 0,06, для песков — 0,11 м. При этом увлажнение пород в обоих случаях происходило до глубины 0,5 м. Завышенные поливные нормы в данном случае задавались для того, чтобы с большей определенностью оценить влияние строения. По своим величинам объемы инфильтрации соответствуют предпосевным влагозарядковым поливам или весеннему периоду, когда зона аэрации увлажняется за счет таяния снега. Расчеты проводились до периода, когда режим влажности в зоне аэрации становился близким к установившемуся. На поверхность земли задавалось испарение (транспирация) согласно зависимости (2.65) при суммарном испарении и транспирации $E_0 = 0{,}0055$ м/сут, логарифм всасывающего давления при нулевом испарении pF_0 составлял 4,375. На всех рассматриваемых схемах фильтрационного строения грунта после проведения полива выделяются четыре характерных этапа передвижения воды в ненасыщенной зоне; I этап — до поступления воды из зоны аэрации на уровень ГВ; начинается после полива и длится менее суток; II этап — поступление воды из зоны аэрации на уровень грунтовых вод, причем интенсивность поступления воды начинается в первые сутки; длительность этого этапа для всех вариантов составляет примерно 6 сут; III этап — начало оттока с уровня грунтовых вод к поверхности испарения; начинается с момента прекращения питания ГВ и длится до установления постоянного расхода с уровня ГВ в зону

ТАБЛИЦА 31

Результаты моделирования влагопереноса при близком залегании уровня*

№ варианта	$V_п$, мм	Баланс влаги на конец II этапа, мм				Баланс влаги на конец IV этапа, мм			
		$V_{гв}$	И	В	$\overline{V}_{гв}$	$V_{гв}$	И	Е	В
1	40	32	1	7	0,71	—17	42	2	—18
2	44	34	1	9	0,76	—29	44	2,8	—6
3	41	25	6	10	0,6	—7	20	1,5	- 13
4	49	33	12	4	0,67	—27	40	2,7	—9
5	77	55	12	10	0,71	—15	16	1,5	9
6	75	54	9	12	0,72	—11	15	1,4	9
7	100	83	14	0	0,86	—21	23	2,2	—2
8	75	55	20	0	0,73	—13	15	1,4	—2

* $V_{гв}$ — количество воды, поступившей к свободной поверхности; И — испарение с поверхности земли; В — изменение влагозапаса в зоне аэрации; $\overline{V}_{гв}$ — относительное питание подземных вод: $\overline{V}_{гв}=V_{гв}/V_п$; Е — интенсивность испарения.

аэрации; длительность этого этапа составляет примерно 10 сут; IV этап — постоянных расходов с уровня ГВ в зону аэрации; начинается с момента стабилизации расхода с уровня ГВ в зону аэрации и характерен установившимся распределением влажности в ненасыщенной зоне.

В табл. 31 представлены значения расходов и объемов воды в слое, характерные для каждого этапа.

Анализ результатов, представленных в таблице, позволяет сделать следующие выводы. В период, непосредственно следующий за поливом (этапы I и II), влажность верхнего слоя достаточно велика, и испарение в основном определяется испаряемостью, при этом питание подземных вод определяется главным образом величиной поливной нормы и мало зависит от строения зоны аэрации. Об этом свидетельствуют очень близкие значения относительной величины питания для всех схем. В период, когда испарение в основном компенсируется оттоком от уровня грунтовых вод, характер сложения зоны аэрации и проницаемость пород приобретают решающее значение. Особенно это видно в период, когда наступает стационарный режим влагопереноса. Так, для схем с суглинками в верхней части испарение в этот период составляет в среднем 2,2 мм/сут, а для схем с песками в верхней части — 1,6 мм/сут. Причем для чисто песчаного разреза эта величина равна 1,4 мм/сут. Однако и в рассмотренном случае роль неоднородности зоны аэрации все же не столь велика. Действительно, при разнице в коэффициентах фильтрации в 50 раз интенсивность питания и испарения различается не более чем в 2 раза. Эти результаты лишний раз подчеркивают преобладающую роль режима увлажнения и испарения в формировании питания подземных вод.

3. Большое влияние на процесс влагопереноса оказывают параметры, входящие в сомножитель, представляющий степенную функцию в зависимости (2.125). Это влажность и показатель степени n. Численный эксперимент подтверждает это положение. Рассматривалась зона аэрации мощностью 9 м. Верхний, корнеобитаемый слой имел мощность 0,5 м и коэффициент фильтрации 0,4 м/сут, а нижний — соответственно 8,5 м и 0,04 м/сут. Условия поступления и расхода влаги были аналогичны рассмотренным выше. Зависимость коэффициента влагопереноса от влажности принималась, согласно (2.125), при различных значениях n. Количество воды, поступившей к уровню подземных вод за 1 год, составило слой: при $n = 4$ 160 мм, при $n = 3$ 500 мм и при $n = 2$ 1400 мм. Как видно, в данном случае двукратное увеличение показателя степени n приводит к изменению питания почти на порядок. Это важное и серьезное обстоятельство, налагающее весьма жесткие требования к экспериментам по определению параметров влагопереноса.

Не менее важным оказывается и характер водопоступления в зону аэрации. Последнее отчетливо прослеживается при анализе влияния выбранных пределов увлажнения во время поливов на фильтрационные потери, определяющие питание подземных вод. При численных экспериментах рассматривался режим оптимального регулирования, при котором поливы назначались при достижении влажности нижнего предела увлажнения в корнеобитаемой зоне. Верхний предел во всех вариантах оставался одинаковым и соответствовал влажности 38 %, а нижний предел менялся от 28,4 до 20,5 %. Решение задачи показало, что сужение пределов увлажнения в сторону больших значений влажности приводит к существенному увеличению числа поливов и непроизводительных потерь на питание подземных вод. Это видно из данных табл. 32.

Полученные результаты свидетельствуют о существенном влиянии характера верхнего слоя на результирующее питание подземных вод. Эта особенность определяет как собственно величину питания, так и неравномерность ее по площади, что следует учитывать и при оценке питания в естественных условиях, и при прогнозах этой величины при орошении.

В связи с этим большое влияние на интенсивность водопоступления должен иметь рельеф местности, особенно наличие на ней

ТАБЛИЦА 32

Зависимость питания подземных вод V от влажности нижнего предела увлажнения

$\theta_н$, %	28,4	25,4	23,1	21,6	20,5
ψ, м	−3	−4	−5	−6	−7
V, м	1,3—1,5	0,6—0,8	0,35—0,55	0,28—0,48	0,2—0,4

понижений, в которых может скапливаться вода. Наличие таких понижений приводит к существенному увеличению питания подземных вод. При исследовании влияния этого фактора целесообразно выделить понижения трех порядков. К понижениям первого порядка можно отнести образования, размер которых на порядок меньше мощности зоны аэрации. Как показывают натурные исследования, их влияние на формирование режима влажности проявляется на глубину порядка среднего размера понижения. Ниже этой глубины влажность становится в каждом сечении одинаковой, а влагоперенос можно рассматривать, как одномерный. Ко второму порядку относятся понижения, размер которых соизмерим с мощностью зоны аэрации. В этих условиях поток влаги имеет сложную пространственную структуру и задача не может быть сведена к одномерной. К образованиям III порядка следует отнести формы рельефа, значительно превышающие мощность зоны аэрации. Здесь влагоперенос в пределах каждой области можно рассматривать изолированно, в независимости от влияния соседней области. Расчеты влагопереноса в таких условиях можно проводить, решая одномерную задачу для каждой области. К образованиям такого рода относят блюдцеобразные понижения (поды), характерные для областей развития лёссовидных суглинков, днища балок, а также искусственные выемки. Анализ, проведенный Л. Р. Шредером для подов с различной площадью водосбора, показал, что питание подземных вод в среднем для всей площади водосбора, включая под, больше, чем для аналогичных по строению участков без понижений при одинаковом количестве осадков. Причем средняя интенсивность питания линейно возрастает с увеличением площади водосбора.

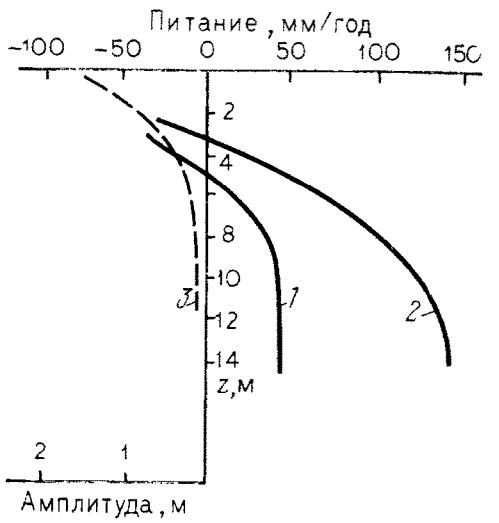


Рис. 34. Результаты расчетов питания подземиых вод в зависимости от глубины их уровня.

1 — интеисивиость питаиия в естественных условиях; *2* — при орошении; *3* — амплитуда колебаиия уровия в естествеииых условиях

4. Качественным показателем режима питания подземных вод является режим их уровня. Как основные характеристики можно рассматривать среднюю глубину залегания уровня и амплитуду его колебания.

Глубина залегания уровня или, что то же самое, мощность зоны аэрации является основным показателем, характеризующим направленность процесса влагопереноса.

Известно, что среднегодовой баланс на уровне подземных вод (интенсивность питания или испарения) тесно связан с глубиной его залегания. Для большей части территории Советского Союза характерна следующая законо-

мерность: при близком залегании уровня доминируют процессы испарения, а при глубоком — питания.

Общие закономерности изменения питания хорошо видны на рис. 34, где представлены результаты численного моделирования процесса влагопереноса, проделанного Л. Р. Шредером для условий юга Украины. И в естественных условиях, и при орошении процессы испарения преобладают над питанием до определенной глубины залегания уровня. Более глубокое залегание уровня, наоборот, характеризуется преобладанием питания, которое с глубиной уровня увеличивается, стремясь к постоянной величине.

Амплитуда колебания уровня характеризует поступление воды только в определенные периоды времени и поэтому не может служить показателем интенсивности среднегодового питания. Во всяком случае, наблюдаемое часто закономерное уменьшение амплитуды колебания уровня с увеличением мощности зоны аэрации свидетельствует только о затухании колебаний влажности в годовом разрезе в соответствии с закономерностями, рассмотренными в 4 разделе § 2 этой главы.

Такой вывод подтверждается и результатами моделирования, представленными на рис. 34, которые убедительно показывают, что вне зависимости от величины результирующего питания и его знака амплитуда колебания уровня уменьшается с глубиной.

Представленные в этом параграфе материалы дают некоторую основу для осуществления предварительного районирования территории по качественным показателям, характеризующим величину питания. В основу районирования должны быть положены прежде всего принципы, рассмотренные в гл. I.

Вторым этапом является выделение площадей с различной глубиной залегания уровня, характеризующей направленность процессов влагопереноса. На этой основе могут быть выделены районы с различным характером форм мезорельефа и строения зоны аэрации, проведено геоботаническое районирование. Иерархия таксономических единиц может определяться в данном случае конкретными условиями.

3. МЕТОДЫ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Методы геофильтрационных расчетов применительно к условиям орошаемых территорий имеют ряд специфических черт, связанных с постановкой гидрогеолого-мелиоративных задач и природными условиями орошаемых территорий. Ниже будут представлены методические приемы, которые имеют наибольшее значение для такого рода расчетов. При этом, как уже отмечалось в § 3 гл. 1, будем исходить из разделения решаемых прогнозных задач на два этапа. На первом этапе задача носит региональный характер и направлена на обоснование изменения основных элементов питания подземных вод (площадного или напорного питания, расходов потока по контурам орошаемого массива). В ней соответственно рассматриваются основные региональные закономерности формирования подземных вод с учетом взаимодействия орошаемых массивов и очередности орошения и дренажа, при этом инженерные мероприятия (орошение и дренаж) задаются ориентировочно (обычно их действие осредняется в пределах орошаемой территории). На втором этапе рассматриваются локальные задачи, направленные на обоснование конкретных мелиоративных мероприятий и особенно основных элементов дренажа; при этом обычно изолированно рассматриваются отдельные участки орошаемой территории, в частности участки между дренами, где исходя из решения региональных задач выбираются данные для задания площадного питания или бокового притока.

Заметим, что региональные задачи, как правило, должны решаться с применением моделирования, а локальное решение нередко допускает применение аналитических расчетов.

По своей постановке выделяются прогнозные расчеты, задачей которых является прогноз режима и баланса подземных вод при воздействии мелиоративных мероприятий, и эпигнозные расчеты, сводящиеся к определению геофильтрационных параметров путем решения обратных задач по данным режимных наблюдений.

В процессе проведения гидрогеологических изысканий, особенно на крупных объектах, весьма эффективно проведение разведочных расчетов, в задачу которых входит выявление значимости влияния различных гидрогеологических факторов и параметров на обоснование рациональной целенаправленности изысканий. При проведении таких расчетов задается некоторый диапазон значений геофильтрационных параметров, устанавливаемый на основании имеющейся информации, и выявляется их роль в прогнозируемом режиме и балансе подземных вод. Разведочные расчеты целесооб-

разно проводить на всех этапах изысканий, начиная с обоснования программы полевых работ.

При расчетах, направленных на обоснование рационального режима подземных вод на орошаемых территориях, как правило, исходят из необходимости поддержания определенного уровня грунтовых вод, соответствующего так называемой критической глубине залегания уровня грунтовых вод [13, 15]. Несмотря на некоторую неопределенность понятия критической глубины, лишь весьма приближенно отражающего требования поддержания оптимального водно-солевого режима сельскохозяйственных земель, его использование является наиболее распространенным и потому в дальнейшем построение геофильтрационных расчетов основывается главным образом на таком подходе.

§ 1. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ МЕТОДИКИ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ

Современные методы геофильтрационных расчетов становятся все более сложными, требующими высококвалифицированного и творческого употребления. Ниже будут кратко представлены некоторые общие методические построения, показывающие пути совершенствования методики таких расчетов.

1. Метод локальных фильтрационных сопротивлений

Учет сопротивлений локальных зон резкой деформации потока эффективно осуществляется на основе так называемого метода местных (локальных) фильтрационных сопротивлений, идея которого заключается в том, что фильтрационные сопротивления, обусловливаемые локальными деформациями потока, не зависят от общих условий формирования потока и определяются только его строением (геометрическим и фильтрационным) в зоне локальной деформации. В геофильтрационных расчетах метод локальных сопротивлений имеет наибольшее распространение для учета сопротивлений горизонтальных дрен, контурных систем скважин, каналов, водотоков и водоемов.

Локальное сопротивление несовершенных горизонтальных дрен определяется тем, что вблизи дрены происходит деформация потока в вертикальном сечении. Учитывая это сопротивление, можно перейти от несовершенной дрены с напором $H_д$ к эквивалентной совершенной дрене с напором $H_л$, соответствующим среднему напору на линии дрены, причем для их связи используется соотношение

$$H_л - H_д = \frac{q_д}{T} L_{нд}, \tag{3.1}$$

где величина $L_{нд}$ является параметром, характеризующим величину локального сопротивления придренной области; $L_{нд}$ зависит от степени несовершенства дренажа и неоднородности строения

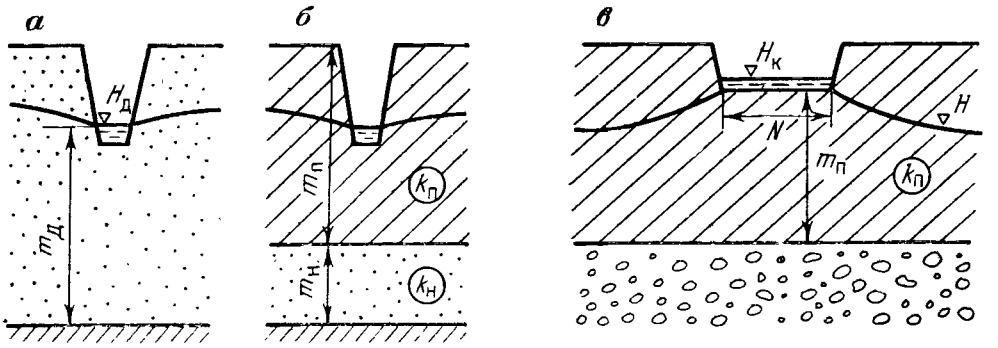


Рис. 35. Сечение горизонтальных дрен и каналов.

а — в однородном пласте; *б* — в двухслойном пласте; *в* — канал в покровных отложениях

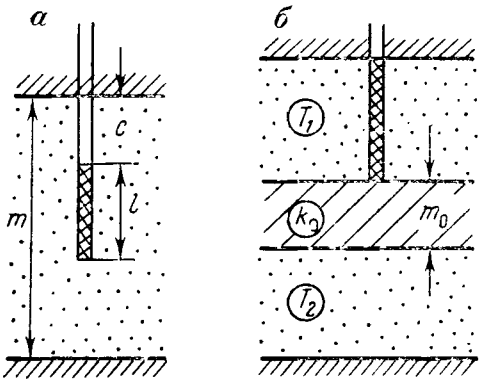


Рис. 36. Несовершенная скважина.

а — в однородном пласте; *б* — при наличии глинистого слоя

водоносных отложений под дреной. Расчетные зависимости для определения $L_{нд}$ в различных условиях приведены в [13, 17]. В частности, для дрены малых размеров в однородном пласте (рис. 35, *а*)

$$L_{нд} = 0{,}73m \lg \frac{2m}{\pi d_д}, \qquad (3.1а)$$

где расчетный диаметр дрены $d_д = 0{,}56P_д$, а $P_д$ — смоченный периметр дрены; формула (3.1*а*) справедлива при $d_д < 0{,}25m_д$.

Для двухслойного пласта, состоящего из покровного (слабопроницаемого) слоя мощностью $m_п$ с коэффициентом фильтрации $k_п$ и нижнего (основного) водоносного слоя моцностью $m_н$ с коэффициентом фильтрации $k_н$, при расположении дрены в верхнем слое (рис. 35, *б*) в случае $k_н > 10k_п$ и $d_д < 0{,}3m_п$ можно считать

$$L_{нд} = 0{,}73 \frac{T}{k_п} \lg \frac{8m_п}{\pi d_д}. \qquad (3.1б)$$

Для контурных систем скважин, располагаемых с определенным шагом σ по прямолинейным или круговым контурам на расстояниях, больших σ от границ потока, согласно методу фильтрационных сопротивлений [38], можно заменять линейную батарею $n_с$ скважин с дебитом $Q_с$ линейным стоком длиной $l = n_с\sigma$ с суммарным расходом $Q = n_с Q_с$; при этом напоры $H_л$ на линейном стоке оказываются равными среднему напору на линии скважин. Для

контура совершенных скважин связь между напором $H_л$ и напором в скважине $H_с$ имеет вид [38]

$$H_л - H_с = \frac{Q_с}{\sigma T} L_{кс}, \tag{3.2}$$

где $L_{кс}$ — эквивалентная длина сопротивления контура скважин, определяемая для скважин диаметром $d_с$ по формуле

$$L_{кс} = \sigma f_{кс} = 0{,}366\sigma \lg \frac{\sigma}{\pi d_с}. \tag{3.3}$$

Для учета дополнительного сопротивления за счет гидродинамического несовершенства скважин к $f_{кс}$ добавляется величина $f_{нс}$ безразмерного сопротивления на несовершенство скважины, которая составляется из величины $f^0_{нс}$, зависящей от геометрического расположения скважины (относительно подошвы и кровли пласта) и неоднородности строения пласта, а также из величины $f_ф$, характеризующей сопротивление прискважинной зоны. Величина $f_ф$ должна определяться по данным опытно-фильтрационных работ [20, 38], а $f^0_{нс}$ при сравнительно простых строениях водоносных пластов может рассчитываться по формулам, получаемым из аналитических решений фильтрационных задач.

В однородном пласте (рис. 36, *а*) для скважины, примыкающей к кровле или к подошве (при $c = 0$), величина $f_{нс}$ определяется выражением [20]

$$f^0_{нс} = 0{,}366\left(\frac{m-l}{l}\lg\frac{1{,}4l}{r_с} - \lg\frac{m}{l}\right) - 0{,}035, \tag{3.4}$$

а для скважины, не примыкающей к кровле или подошве пласта (при $c/l > 0{,}1$), можно считать

$$f^0_{нс} = 0{,}366\left(\frac{m-l}{l}\lg\frac{0{,}7l}{r_с} - \lg\frac{m}{l}\right) + \varepsilon, \tag{3.4а}$$

где величина ε зависит от $\bar{c} = c/m$ и определяется по следующим данным:

$\bar{c}$ . .	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
ε . .	0,36	0,17	0,08	0,03	0	−0,03	−0,035.

Гидродинамическое несовершенство скважины существенно зависит от неоднородности строения водоносного пласта и потому расчеты величин $f^0_{нс}$ по схеме однородного пласта следует рассматривать как ориентировочные. Для некоторых схем неоднородности пласта имеются аналитические решения для расчетов величины $f^0_{нс}$. В частности, для пласта, разделенного глинистым слоем (рис. 36, *б*), используя предпосылку перетекания, получим выражение [13, 17]

$$f^0_{нс} = 0{,}366\frac{T_2}{T_1}\lg\frac{1{,}12}{br_с}, \qquad b = \sqrt{\frac{k_0}{m_0}\left(\frac{1}{T_1}+\frac{1}{T_2}\right)}. \tag{3.5}$$

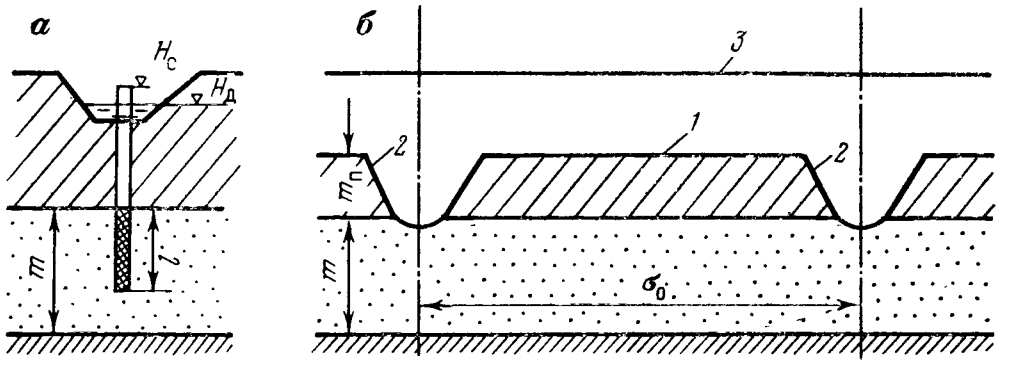


Рис. 37. Комбинированный дренаж.

а — со скважинами-усилителями, *б* — с копаными «окнами»; *1* — дно горизонтальной дрены; *2* — контур «окна»; *3* — поверхность земли

Удобным приемом учета этих сопротивлений является замена действительного (геометрического) радиуса скважины $r_с$ на его расчетное значение $r_с^0$, связанное с величиной $f_{нс}$ соотношением

$$r_с^0 = r_с e^{-2\pi f_{нс}}. \tag{3.6}$$

Связь между уровнями на линии дренажа и в дрене, определяемая зависимостью (3.1), остается справедливой и для комбинированного дренажа (рис. 37, *а*), в котором горизонтальный дренаж усиливается вертикальными скважинами, расположенными одна от другой по линии дренажа на расстоянии σ. При σ, меньшем половины расстояния между дренами, применение метода сопротивлений позволяет получить следующее выражение для расчетной длины зоны резкой деформации комбинированного дренажа

$$L_{кд} = \frac{L_{кс} L_{нд}}{L_{кс} + L_{нд}}, \tag{3.7}$$

где $L_{нд}$ определяется по формулам (3.2)—(3.3), а $L_{кс}$ по формуле (3.6).

Расчетный напор комбинированного дренажа $H_{кд}$ при различных уровнях воды в дрене $H_д$ и скважинах $H_с$ определяется по формуле

$$H_{кд} = H_д \frac{L_{кд}}{L_{нд}} + H_с \frac{L_{кд}}{L_{кс}}. \tag{3.7а}$$

В частном случае, когда самоизлив из скважин осуществляется на уровне воды в дрене ($H_д = H_с$), получим $H_{кд} = H_{нд} = H_с$.

Аналогичным путем можно построить расчетные зависимости для прерывистого горизонтального дренажа, представленного «окнами» различной формы, расположенными на расстоянии σ_0 друг от друга (рис. 37, *б*). Прежде всего приведем решение для условий, когда такой дренаж работает только «окнами». В этом случае расчетная длина $L_{пд}$, характеризующая сопротивление на несовер-

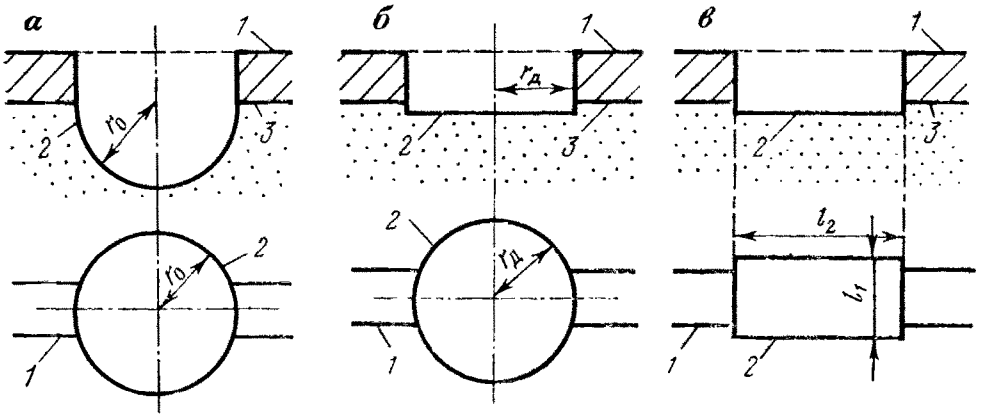


Рис. 38. Типичные геометрические формы фильтрующего «окна» (в разрезе и в плане).

а — полусферическая, *б* — плоская круглая, *в* — щелевидная; *1* — дно и стенки горизонтальной дрены; *2* — контур фильтрующего «окна»; *3* — подошва слабопроницаемых покровных отложений

шенство прерывистого дренажа, в соответствии с решениями, приведенными в работе [23], определяется по формуле

$$L_{пд} = \frac{\sigma_0}{2\pi}\left(\frac{m}{r_0} + 0{,}58 - \ln\frac{8\pi m}{\sigma_0}\right), \tag{3.8}$$

где r_0 — расчетный радиус «окна», зависящий от его размеров и формы. Для полусферического «окна» (рис. 38, *а*) r_0 равен геометрическому радиусу; для плоского круглого в плане «окна» радиусом $r_д$ (рис. 38, *б*) имеем: $r_0 = 0{,}64 r_д$; для плоских щелевидных «окон» (рис. 38, *в*) $r_0 = \alpha(l_1 + l_2)$, где α определяется по следующим данным:

l_1/l_2	0	0,2	0,5	1,0
α	0,25	0,28	0,293	0,295

Этими зависимостями можно пользоваться при $\sigma_0 \geqslant m$ и $m > 2r_0$, а при $0{,}5m < \sigma < m$ следует применять формулу

$$L_{пд} = \frac{\sigma_0}{2\pi}\left(\frac{m}{r_0} - 2{,}42\right). \tag{3.8а}$$

При необходимости учета притока не только через «окна», но и по всей длине дрены дренаж должен рассчитываться как комбинированный — расчетная длина $L_{кд}$ для такого дренажа определяется по формуле (3.7), в которой $L_{кс}$ заменяется на $L_{пд}$, определяемую из (3.8), а $L_{нд}$ берется для горизонтальной дрены без учета «окон».

Таким образом, метод локальных сопротивлений позволяет заменить контурные системы скважин и несовершенных горизонтальных дрен сплошными совершенными траншеями (галереями), причем напор в такой эквивалентной траншее соответствует сред-

нему напору $H_л$ по линии контурной системы, связанному с напором в скважинах $H_с$ формулой (3.4) или с напором в горизонтальной дрене $H_д$ формулой (3.1). Эти формулы можно записать в следующем обобщенном виде:

$$H_л - H_д = \frac{q_д}{T} L_д, \tag{3.9}$$

где $H_д$ — напор, задаваемый на дрене; $q_д$ — удельный приток к дрене; $L_д$ — эквивалентная длина локального сопротивления дренажа; для скважин $H_д = H_с$, $q_д = Q_с/\sigma$, $L_д = L_{кс}$, для горизонтальной несовершенной дрены $L_д = L_{нд}$; для комбинированного дренажа $L_д = L_{кд}$ и $H_д = H_{кд}$.

Метод локальных сопротивлений используется также для учета гидродинамического несовершенства ложа водоема или водотока (водохранилища, реки, каналы и т. п.) при подпертом режиме фильтрации, т. е. при наличии гидравлической связи между поверхностным и подземным потоком [17, 25]. В этом случае поток в берегах водоема (водотока) связывается с водоемом симметричной системой сопротивлений, соединяемых по схемам «треугольника» или «звезды». Величины этих сопротивлений при простом строении ложа водоема имеют аналитические выражения, а в общем случае они должны находиться по данным режимных наблюдений.

На гидродинамическое несовершенство каналов (водотоков) малой ширины существенное влияние может оказывать положение свободной поверхности, так что при этом сопротивление на несовершенство канала будет зависеть от расхода потока. Для характерного случая канала в слабопроницаемых покровных отложениях, подстилаемых значительно более проницаемым водоносным пластом (см. рис. 35, *в*), зависимость фильтрационного расхода канала от напора в водоносном пласте может быть получена путем анализа гидромеханического решения задачи фильтрации из канала с нулевой глубиной воды и областью бесконечной проницаемости на глубине $m_п$ [4, 26]. В этом случае можно пользоваться следующими асимптотическими выражениями, связывающими между собой приведенный удельный фильтрационный расход $\bar{q} = q/k$ с разницей напоров $\Delta H = H_к - H$ в канале и в пласте

$$\frac{\bar{q}}{\Delta H} = \frac{N + 0{,}88\,(m_п - \Delta H)}{m_п} \quad \text{при } N > m_п \tag{3.10}$$

и

$$\bar{q} = N - \frac{16}{\pi}\,(m_п - \Delta H)\, e^{-\frac{\Delta H}{\bar{q}}} \quad \text{при } N < m_п. \tag{3.10а}$$

Числовые значения безразмерных фильтрационных сопротивлений такого канала $\bar{\Phi} = \Delta H/\bar{q}$ приведены в табл. 33.

Из этих данных можно видеть, что наибольшая зависимость сопротивления $\bar{\Phi}$ от расхода (или разницы напоров ΔH) харак-

ТАБЛИЦА 33

Фильтрационные сопротивления канала в покровных отложениях

$\Delta H/m_п$	Значения $\bar{\Phi}$ при $H/m_п$, равном						
	0,02	0,08	0,16	0,5	1	2	4
−0,6	0,73	0,70	0,65	0,53	0,42	0,30	0,18
−0,4	0,87	0,81	0,75	0,58	0,46	0,31	0,18
−0,2	1,10	0,98	0,89	0,65	0,50	0,33	0,19
0	1,77	1,33	1,1	0,74	0,54	0,35	0,20
0,2	—	—	1,54	0,87	0,59	0,37	0,21
0,4	—	—	—	1,04	0,66	0,40	0,22
0,6	—	—	—	1,30	0,75	0,43	0,23
0,8	—	—	—	1,63	0,85	0,46	0,24

терна для условий фильтрации из канала (водотока), что имеет важное значение при учете фильтрационных потерь из каналов и водотоков. При больших значениях ΔH удельный расход фильтрационных потерь водотока стремится к своему максимальному значению $\bar{q} = N$, соответствующему условиям свободной фильтрации.

Понижение уровня в водоносном пласте $\Delta H_{св}$, начиная с которого фильтрацию из водотока можно считать свободной, при $N > m_п$ находится из уравнения (3.11), если задать в нем $\Delta H = \Delta H_{св}$ и $\bar{q} = (1 - \delta_q)N$, где δ_q — допустимая погрешность расчетов расхода. Решая полученное выражение относительно $\Delta H_{св}$, получаем

$$\Delta\overline{H}_{св} = \frac{\Delta H_{св}}{m_п} = 0{,}57\overline{N} + 0{,}5 - \sqrt{(0{,}57\overline{N} + 0{,}5)^2 - 1{,}13\,(1 - \delta_q)\,\overline{N}},$$

$$\overline{N} = N/m_п. \qquad (3.11)$$

При $N < m_п$ зависимость $\bar{q}$ от ΔH не выражается в явном виде, так что в этом случае величину $\Delta H_{св}$ приходится искать численным путем. При $m_п < N < 0{,}02m_п$ величина $\Delta H_{св}$ хорошо аппроксимируется выражением

$$\Delta H_{св} = m_п\left(a_1 - a_2 \lg \frac{N}{m_п}\right), \qquad (3.11a)$$

где параметры a_1 и a_2 зависят от погрешности δ_q, причем $a_1 = 0{,}88$, $a_2 = 0{,}84$ при $\delta_q = 0{,}1$; $a_1 = 0{,}64$, $a_2 = 0{,}7$ при $\delta_q = 0{,}2$ и $a_1 = 0{,}4$, $a_2 = 0{,}5$ при $\delta_q = 0{,}4$.

2. Метод источников-стоков

Широкое распространение в геофильтрационных расчетах имеют методы теории источников-стоков заданной интенсивности при их различной конфигурации в плане.

Точечный источник-сток на плоскости представляет собой модель скважины исчезающе малого радиуса с заданным расходом Q. Изменение напора S при работе источника-стока с постоянным расходом Q в плановом потоке проводимостью T определяется выражением

$$S = \frac{Q}{T} f_c, \tag{3.12}$$

где f_c — безразмерная (единичная) функция точечного источника-стока на плоскости, определяемая строением водоносного пласта (формой границ и распределением геофильтрационных параметров).

Аналитические выражения для f_c получены в основном только при однородном строении пласта. В фундаментальном случае однородного неограниченного планового потока, обозначая $f_c = f_c^0$, имеем следующее ее выражение для любой точки, располагаемой на расстоянии r от источника-стока в момент времени t от начала его работы

$$f_c = f_c^0 = \frac{1}{4\pi} W(u), \quad u = \frac{r^2}{4at}, \tag{3.13}$$

где $W(u)$ — так называемая функция скважины (по Ч. Тейсу), таблица которой приведена в работах [20, 25] и др. В окрестностях источника-стока функция f_c^0 имеет логарифмическую особенность вида

$$f_c^0 = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{1{,}5\sqrt{at}}{r} = 0{,}366 \lg \frac{1{,}5\sqrt{at}}{r}, \tag{3.13а}$$

которая выполняется с точностью 5 % при $r \leqslant 0{,}6\sqrt{at}$ и с точностью 1 % при $r \leqslant 0{,}35\sqrt{at}$.

Для площадного источника-стока, заданного по прямоугольной площадке размером $A \times B$ (рис. 39, *а*) с постоянной интенсивностью w, выражение для измерения уровня S в любой точке имеет вид

$$S = \frac{Q}{T} f_{пл}, \tag{3.14}$$

где $Q = wAB$ — общий расход площадного источника-стока, а $f_{пл}$ — его единичная функция.

Для практических расчетов обычно удобнее пользоваться приведением площадного источника-стока к укрупненной скважине («большому колодцу»), когда в неограниченном однородном пласте

$$f_{пл} = f_{пл}^0 = \frac{1}{4\pi} W(u), \quad u = \frac{r_w^2}{4at}, \tag{3.15}$$

где $W(u)$ — функция скважины, а r_w — расчетное расстояние от площадки. Для точек, располагаемых внутри площадки, $r_w =$

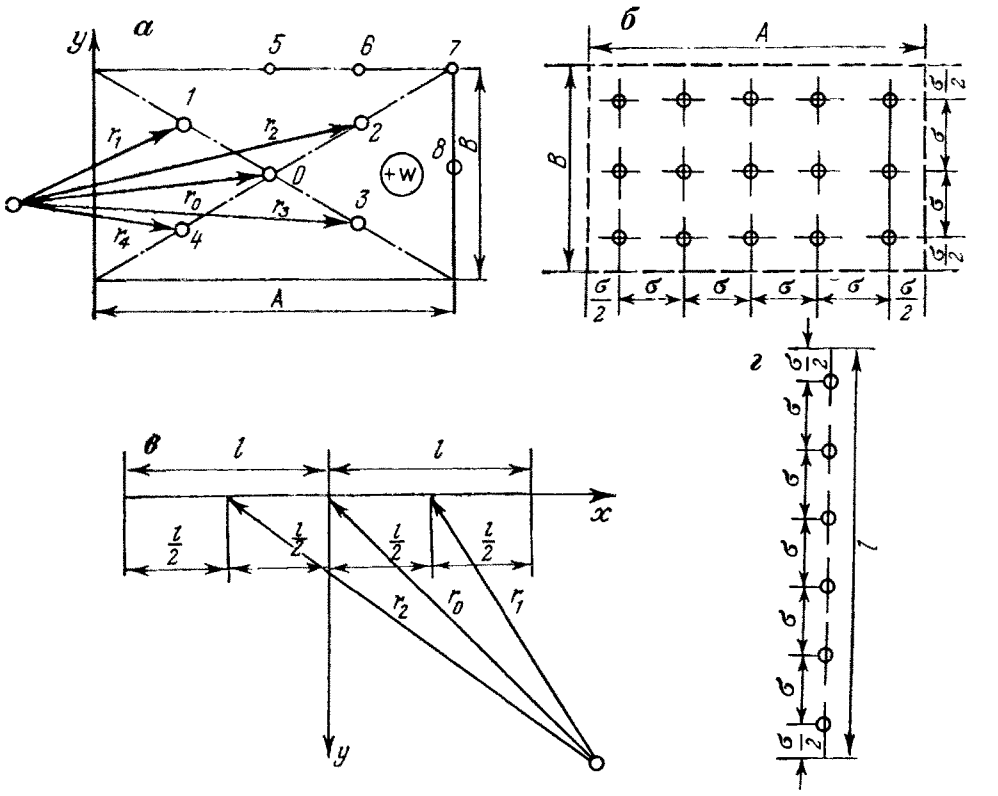


Рис. 39. Площадные и линейные источники-стоки.

а — прямоугольная площадка инфильтрации; *б* — площадная система скважин; *в* — линейный источник-сток; *г* — линейный ряд скважин

$=\rho\sqrt{AB}$, где величина ρ определяется в характерных точках по данным табл. 34, полученным Н. В. Газенко путем сопоставления выражений (3.15) со строгим решением при квазистационарном режиме.

Такие расчеты по формуле (3.20) в середине площадки дают погрешность до 5 % при $at>0{,}15AB$ и до 1 % при $at>0{,}5AB$.

ТАБЛИЦА 34

Значения ρ в различных точках площадки

A/B	0	1—2—3—4	5	6	7	8	9
1	0,347	0,42	0,52	0,562	0,694	0,52	0,383
1,5	0,355	0,428	0,592	0,543	0,711	0,578	0,398
2	0,37	0,444	0,49	0,542	0,74	0,629	0,419
2,5	0,388	0,463	0,495	0,550	0,779	0,678	0,441
3	0,408	0,486	0,504	0,563	0,827	0,724	0,461

Для точек, располагаемых вне площадки, величина расчетного расстояния r_w определяется соотношением

$$r_w = \sqrt[4]{r_1 r_2 r_3 r_4}, \tag{3.16}$$

в котором величины r_1, r_2, r_3, r_4 замеряются до точек, располагаемых посередине между центром и вершинами площадки (см. рис. 39, *а*). Проверка показала, что такой расчет обеспечивает точность в пределах 5—7 % при $at > 1AB$ и до 2—3 % при $at > 2{,}5AB$.

Результаты численного анализа позволяют утверждать, что приближенная формула (3.15) с приведенными рекомендациями по определению расчетного расстояния, безусловно, может применяться для многолетних прогнозов; практически ею можно также пользоваться и для учетов сезонных изменений (для учетов влияния отдельных поливов), поскольку при этом допустимо некоторое понижение точности расчетов.

Согласно методу фильтрационных сопротивлений, можно перейти от площадного стока к системе водозаборных скважин, равномерно распределенных в пределах прямоугольной площади по прямоугольной сетке с шагом σ (рис. 39, *б*); дополнительное понижение ΔS_c в скважине с дебитом Q_c определяется при этом по формуле [30]

$$\Delta S_c = \frac{Q_c}{T}\left(0{,}366 \lg \frac{\sigma}{r_c} - 0{,}1\right). \tag{3.17}$$

Таким же образом можно составить общую формулу зависимостей и для площадных стоков другой конфигурации (например, кругового).

Для линейного источника-стока длиной l (рис. 39, *в*) с постоянным суммарным расходом Q (равномерно распределенным по длине) общее выражение для изменения уровня S имеет вид

$$S = \frac{Q}{T} f_л, \tag{3.18}$$

где $f_л$ — единичная функция линейного источника-стока.

В неограниченном однородном изолированном пласте с неизменными параметрами функция $f_л = f^0_л$ приведена и табулирована в [30]. В частности, для точки посередине линии она имеет вид

$$f^0_л = \frac{1}{4\pi}\left[W\left(\frac{1}{4\tau_0}\right) + 2\sqrt{2\pi\tau_0}\,\Phi\left(\frac{1}{2\sqrt{\tau_0}}\right)\right], \quad \tau_0 = \frac{at}{l^2}. \tag{3.19}$$

При больших значениях τ можно считать $f_л$ равным f_c с заменой r на расчетное расстояние до линии r^0, которое для точек, расположенных от линии на расстоянии от $0{,}5l$ до $2l$, определяется следующим образом: $r^0 = \sqrt{r_1 r_2}$, а на удалении большем $2l$ можно

считать $r^0 = r_0$; обозначения r_0, r_1, r_2 приведены на рис. 39, *в*. При этом в точках посередине линии и на краю ее

$$f_л^0 = \frac{1}{4\pi} \ln \frac{16{,}4at}{l^2}, \quad f_л^0 = \frac{1}{4\pi} \ln \frac{4{,}1at}{l^2}. \tag{3.20}$$

Такой расчет обеспечивает точность 3—5 % при $\tau_0 > 0{,}25$.

Исходя из метода локальных сопротивлений можно применять модель линейного стока для расчетов линейного ряда n скважин, располагаемых на расстоянии σ друг от друга по линии длиной $2l = n\sigma$ (рис. 39, *г*). Для перехода от среднего напора на линии $H_л$ к напору в скважине $H_с$ можно пользоваться соотношением (3.6), которое справедливо при $n \geqslant 3$; на расстоянии от ряда большем σ влияние дискретности расположения скважин уже практически не сказывается.

При действии системы источников-стоков на основании принципа суперпозиции суммарное изменение напора складывается (со своим знаком) из изменений напора от действия каждого источника-стока в отдельности.

§ 2. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОФИЛЬТРАЦИИ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Применение моделирования геофильтрации целесообразно на различных стадиях гидрогеологических исследований, причем для крупных объектов иногда создают постоянно действующие модели, используемые для поэтапной корректировки проектирования и эксплуатации инженерных (мелиоративных) систем.

Рассмотрим ряд вопросов построения моделей и методики моделирования применительно главным образом к более сложным региональным задачам геофильтрации, обращая особое внимание на обоснование рациональных модельных решений в обстановке, характерной для орошаемых территорий. При этом будем исходить из того, что вопросы методики и технологии моделирования достаточно подробно излагаются в специальной литературе [17].

1. Структура моделей

В геофильтрационных расчетах на орошаемых территориях основными структурными типами потоков являются плановые потоки или системы плановых потоков, соединенных по схеме перетекания. Моделирование таких потоков производится на сплошных, сеточных и комбинированных моделях, а также на ЭЦВМ, которые в последнее время получают все большее распространение для геофильтрационных расчетов. Контуры внешних и внутренних границ модели определяются гидродинамическими границами, обоснованными при геофильтрационной схематизации (при этом специального обоснования требует задание граничных условий при использовании принципа суперпозиции [17]).

При разбивке сеточных моделей следует исходить из общих положений дискретизации поля, изложенных, например, в работе [17]. На практике рекомендуется в пределах каждой области с различными параметрами по любому ее сечению иметь не менее двух-трех блоков. Кроме того, вблизи зоны возмущения потока нужно иметь не менее трех-четырех блоков в пределах минимальной области влияния, для чего шаг сетки σ вблизи области возмущения должен удовлетворять неравенству $\sigma < (1 \div 1{,}5)\sqrt{at_{\min}}$, где $t_{\min}$ — минимальное расчетное время протекания исследуемого процесса.

При дискретизации поля потока наибольшее распространение имеют прямолинейные ортогональные сетки. Представляет интерес также использование криволинейных ортогональных и нерегулярных треугольных сеток [17], позволяющих наиболее гибко приспособить модель к особенностям моделируемого потока.

При моделировании отдельных горизонтальных дрен учет их гидродинамического несовершенства осуществляется подключением дополнительных сопротивлений, на которых реализуется условие (3.9). На сеточных моделях при реализации этого условия предполагается, что средний уровень в блоке соответствует уровню на линии дренажа $H_{л}$. Построение моделей по такому принципу подробно описано в работе [17].

При реализации на сеточной модели густой сети горизонтального дренажа, когда в пределах одного блока располагается несколько дрен, правильнее считать расчетный напор в блоке соответствующим среднему напору между дренами. В этом случае в блок с дренами вводится дополнительное сопротивление $\Phi_{др}$, на конце которого задается напор воды в дрене $H_{д}$. Исходя из того, что в блоке установился средний уровень на междудренье, величина $\Phi_{др}$ определяется по формуле

$$\Phi_{др} = \frac{1}{TL_{др}}\left(\frac{L}{12} + L_{д}\right), \tag{3.21}$$

где $L_{др}$ — общая протяженность линейных дрен в пределах блока; L — расстояние между дренами; $L_{д}$ — параметр сопротивления, обусловленного несовершенством дрены.

Для региональных оценок баланса подземных вод в блоке с дренами можно задавать средний напор в пласте H^*, считая его по выражению $H^* = {}^1/_3(2H^0 + H_{д})$, где H^0 — напор посередине между дренами. Этот способ целесообразно применять, в частности, при многопластовом строении водоносного комплекса для определения на модели внешнего притока, поступающего к дренажу из нижележащих напорных пластов.

При геофильтрационном моделировании водозаборов и дренажей в слоистых системах, характерных для предгорных и межгорных отложений, целесообразно сочетать профильные и плановые модели, используя для этого следующие пути решения.

В первую очередь рассматриваются профильные задачи для ленты тока, выделяемой по генеральному направлению потока, со-

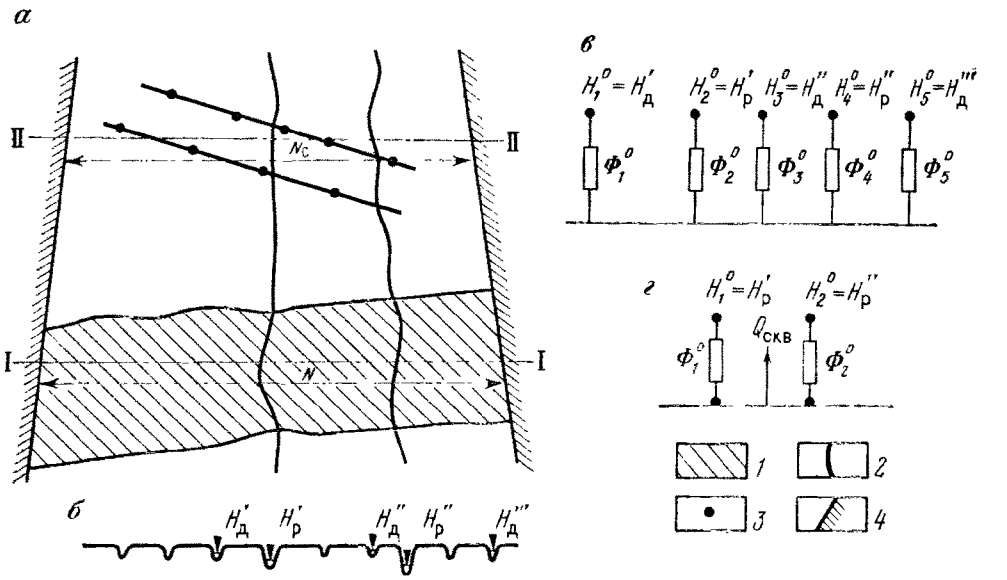


Рис. 40. Схемы, иллюстрирующие переход к профильному потоку при моделировании водоотбора на участке конусов выноса.

а — план поверхности участка; *б* — профиль поверхности земли по сечению I—I; *в* — система фильтрационных сопротивлений дрен и водотоков (рек) по сечению I—I; *г* — сопротивления водотоков и задание суммарного расхода водозаборных скважин по сечению II—II; *1* — зона выклинивания потока в систематический горизонтальный дренаж; *2* — водотоки; *3* — водозаборные скважины; *4* — боковые границы потока, проводимые по линиям тока между водозаборными участками в соседних конусах выноса

впадающему обычно с направлением падения поверхности земли. Такая расчетная лента может иметь переменную ширину, занимая всю межгорную долину или ограничиваясь в предгорных отложениях одним или несколькими слившимися конусами выноса. При этом в каждом сечении фильтрационные сопротивления и емкости находятся применительно к средней ширине потока, задаваемые значения расхода потока (инфильтрации, выклинивания, водоотбора) суммируются, а фильтрационные сопротивления водотоков и дрен на поверхности земли складываются по правилам сложения параллельных сопротивлений. При наличии нескольких (n) таких сопротивлений Φ_i^0 (рис. 40) суммарное сопротивление Φ^0 определяется из соотношения

$$\frac{1}{\Phi^0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\Phi_i^0}, \tag{3.22}$$

причем, если значения Φ_i^0 зависят от изменения напора, то для сопротивления Φ^0 эта зависимость также должна устанавливаться согласно (3.22). Расчетный напор H^0 на конце сопротивления Φ^0 будет

$$H^0 = \Phi^0 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i^0}{\Phi_i^0}, \tag{3.22а}$$

где H_i^0 — напоры, задаваемые на концах сопротивлений Φ_i^0 (в водотоках и дренах). Расположение водозаборных и дренажных скважин представляется в форме рядов или площадок, распределяемых по всей ширине N_c расчетной ленты тока.

Получив на такой модели напор в скважинных блоках, следует далее переходить к напору в скважине H_c по соотношению (3.2) при $H_л$, равном напору в блоке, и расчетном расстоянии между скважинами $\sigma = N_c/n_c$, где n_c — число скважин в данном ряду. Для площадных систем такой переход проводится по соотношению (3.17).

На таких моделях получают в первом приближении решение серии прогнозных и разведочных задач, по данным которого тщательно анализируется структура баланса потока и выявляется роль каждого из пластов в формировании потока. Если при этом оказывается, что нижние пласты несут небольшой расход потока, то их можно исключить из расчетной схемы.

Следующий этап решения таких задач осуществляется на плановой модели, на которой проводимость и емкость принимаются суммарными для всех пластов. Сопротивления поверхностных водотоков и дрен задаются из условия, чтобы общее вертикальное сопротивление профильного потока между поверхностными водотоками (дренами) и водозаборами соответствовало сопротивлению Φ_n^0, задаваемому по водотокам на поверхности планового потока. Сопротивление Φ_n профильной n-слойной модели (рис. 41, *а*) находится при стационарном режиме с заданием на поверхности потока напора H_i^0 через сопротивления водотоков (дрен), при этом на линии водозаборов задаются совершенные дрены с одинаковыми напорами $H_0' = H_0'' = \ldots = H_0$ (на электрической модели напорам H_0 и H^0 соответствуют относительные потенциалы $\bar{U} = 1$ и $\bar{U} = 0$) и дополнительными сопротивлениями $\Phi_{0i}^0 = 0$. В соответствии с ранее обоснованными рекомендациями [17] шаг сетки задается с соблюдением условия $\Delta x \leqslant 0{,}4B$ (с допускаемой погрешностью 5 %), причем для трехпластовой системы можно считать

$$B = \sqrt{\frac{m_п}{k_п} T + \frac{m_р'}{k_р'} (T_2 + T_3) + \frac{m_р''}{k_р''} T_3}.$$

Общее сопротивление такой n-слойной модели Φ_n^0 находится после замеров напоров (потенциалов) в узлах первого столбца (ближайших к водозаборным узлам) из соотношения

$$\frac{1}{\Phi_n^0} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta \bar{U}_{01}^i}{\Phi_{1i}}, \tag{3.23}$$

где $\Delta \bar{U}_{01}^i (\Delta \bar{U}_{01}', \Delta \bar{U}_{01}'', \ldots)$ — значение разницы относительных потенциалов между узловыми точками нулевого и первого столбцов на каждой i-й строчке. После этого на линейной модели планового

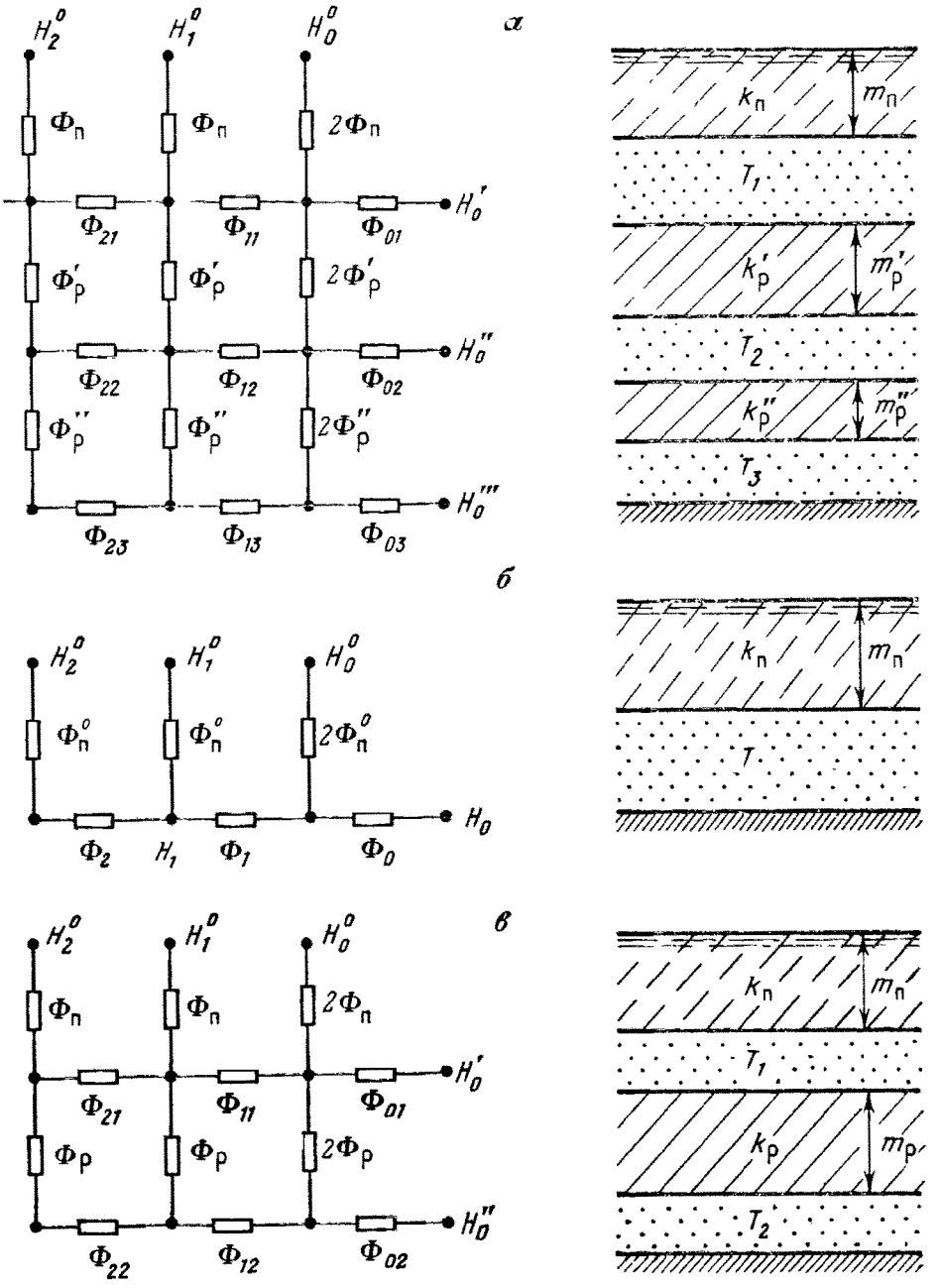


Рис. 41. Сетки фильтрационных сопротивлений и схемы строения профильного трехпластового (*а*), однопластового (*б*) и двухпластового (*в*) потоков с линейными дренами

потока при $\Phi_0 = 0$ (см. рис. 41, *б*) подбираются значения Φ^0_n так, чтобы на первом сопротивлении (Φ_1) получилась разница относительных потенциалов $\Delta U_{01} = \Phi_1/\Phi^0_n$

Если значения напоров задаются на поверхности земли по всей длине потока, то при использовании принципа суперпозиции следует под H понимать изменения напора по отношению к уровням естественного потока. Тогда $H^0_i = 0$ и величина Φ^0_n может быть получена аналитически по формуле

$$\Phi^0_n = \frac{(\Phi^0_n)^2 TN}{\Delta x}. \qquad (3.23a)$$

где Δx — шаг сетки; N — принятая ширина профильного потока.

После этого расчетные значения сопротивлений водотоков (дрен) $\Phi^0_в$, задаваемые для планового потока, пересчитываются из исходных сопротивлений водотоков $\Phi_в$ по соотношению $\Phi^0_в/\Phi_в = \Phi^0_n/\Phi_n$.

Следующим этапом обоснования плановой модели является расчет обобщенного дополнительного сопротивления Φ_0 с учетом реального расположения водозабора. Для этого на профильной многослойной модели задается реальное распределение ряда водозаборных скважин, причем для ряда скважин в i-м пласте дополнительное сопротивление Φ_{0i} находится при $T = T_i$, а в пластах, где отсутствуют скважины, задается $\Phi_0 = \infty$. В такой постановке находится сопротивление многослойной модели Φ_n так же, как Φ^0_n — из соотношения (3.23), после чего имеем $\Phi_0 = \Phi_n - \Phi^0_n$. Соответственно параметр сопротивления контура скважин $L_{кс} = TN_c\Phi_0$.

При необходимости более детального анализа пространственной структуры многопластового потока следует переходить к двухпластовой модели, профильный аналог которой приведен на рис. 41, *в*. В этом случае в первую очередь на профильной модели получается суммарное сопротивление Φ^0_n (при одинаковых значениях напоров H^i_0), по которому подбирается удельное сопротивление разделяющего пласта $m_р/k_р$ двухпластовой модели из условия эквивалентности суммарного сопротивления Φ^0_n. Если во всех узлах расчетные величины напоров $H^0 = 0$, то расчетное значение параметра $m_р/k_р$ определяется согласно аналитическому решению (см. прил. 1) подбором из соотношения (46).

Если водоотбор осуществляется только из нижних пластов, то при переходе к двухпластовой модели определяется также дополнительное сопротивление водозабора Φ''_n. Для этого при реальном расположении водозабора в n-пластовой системе находится суммарное фильтрационное сопротивление Φ_n, по которому рассчитывается $\Phi''_0 = \Phi_n - \Phi_2$, где Φ_2 — сопротивление водозабора, располагаемого в нижнем пласте двухпластового потока, его величина определяется выражением (48) в прил. 1.

2. Переменные граничные условия

Существенные затруднения возникают при задании на емкостных моделях переменных граничных условий, поскольку в этом случае автоматическое задание переменных граничных условий требует применения довольно сложной аппаратуры. При решении исходных уравнений в линеаризованной постановке (с постоянными параметрами) заметное упрощение учета переменных граничных условий достигается использованием временно́й суперпозиции. По этому способу для задания переменной во времени границы I рода предварительно производится моделирование с постоянным граничным условием при относительном потенциале на границе $\bar{U}=1$ (100 %). Получаемое при этом распределение потенциала на модели представляет собой исходную единичную функцию $\bar{U}_1(t)$. Если далее требуется получить решение для любого граничного условия, описываемого функцией $f(t)$, то ее можно аппроксимировать ступенчатым графиком и записать решение такой задачи на основании принципа суперпозиции [17].

Аналогично можно произвести моделирование и для переменного граничного условия II рода. В этом случае исходная единичная функция находится при единичном расходе потока (силе тока) на границе. Обычно условия заданного расхода потока устанавливаются внутри области потока, представляя собой, таким образом, внутренние источники-стоки. Особенности моделирования рассматриваются ниже особо.

При изменении граничных условий по контуру границы последний разбивается на ряд участков, в пределах которых граничное условие можно считать одинаковым, после чего решение на модели и последующие расчеты производятся для каждого участка в отдельности, а затем результаты этих расчетов складываются.

Своеобразные сложности возникают при задании периодически меняющегося граничного условия, имеющего обычно внутригодовую периодичность (например, при сезонных колебаниях уровней водохранилища, суточных, недельных и месячных изменениях дебита водозаборных скважин, при поливах на орошаемых территориях), когда многолетние и внутригодовые изменения граничных условий имеют различный порядок во времени. В этом случае целесообразно расчленить периодический график граничного условия на многолетний и внутригодовой, причем последний рассчитывается только на один-два годовых цикла [17, 38]. Такое моделирование обычно приходится проводить в два этапа — для многолетнего и внутригодового режима,— выбирая различные масштабы времени применительно к условиям многолетнего и внутригодового графиков граничных условий.

Особого обоснования требует учет периодичности работы оросительного канала при подпертом режиме фильтрации, для которого характерно изменение рода граничного условия в период отключения канала (в этом случае условие III рода переходит в усло-

вие II рода), так что при этом возможность применения принципа суперпозиции исключается.

При постановке такой задачи требуется прежде всего установить критерий смены рода граничного условия под каналом. Такой критерий четко устанавливается для экранированного русла канала, когда свободная фильтрация имеет место при расположении уровня грунтовых вод ниже поверхности канала, а подпертая фильтрация — при подпирании уровнем грунтовых вод подошвы экрана. Таким образом, в этом случае смена рода условия под каналом наступает при прохождении уровня свободной поверхности потока через отметку подошвы экрана.

Несколько менее определенно решается этот вопрос при отсутствии экрана в русле канала, поскольку в этом случае при колебаниях уровня под каналом переход от подпертого режима к свободному и наоборот осуществляется постепенно.

При реализации таких условий фильтрации из водотока на электрической модели или на ЭЦВМ необходимо аппроксимировать нелинейную зависимость q от ΔH какой-либо функцией, причем наиболее удобными являются сочетания граничных условий II рода ($q = \text{const}$) и III рода ($\Phi = \text{const}$). Опорными для построения аппроксимирующего графика являются начальная точка, определяющая сопротивление Φ_0 при исходной разнице напоров ΔH_0, и разница напоров $\Delta H_{св}$, при которой фильтрация из водотока может считаться свободной с допустимой погрешностью $\delta_q = \Delta\Phi/\Phi_{св}$ (рис. 42). Наиболее простая форма аппроксимирующего графика получается путем задания условия III рода при $\Delta H > \Delta H_{св}$ и условия II рода при $\Delta H \leqslant \Delta H_{св}$. При такой аппроксимации расчетное сопротивление ложа водотока $\Phi_р$ можно задавать равным осредненному значению в пределах между значениями, соответствующими разницам напоров ΔH_0 и $\Delta H_{св}$, в этом случае смена условий II и III рода производится при разнице напоров $\Delta H_{св}$. Более обстоятельный выбор применяемого расчетного приема в таких условиях должен производиться на основании результатов тестовых расчетов.

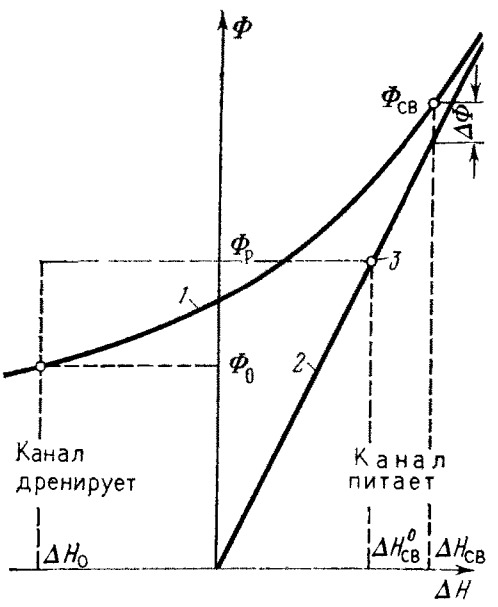


Рис. 42. Типичный график зависимости сопротивления каиала (водотока) Ф от разницы напоров H в канале и водоносном пласте.

1 — действительный криволинейный графнк зависимости Ф от H; *2* — прямая, соответствующая условиям свободиой фнльтрации; *3* — точка смены условий II и III рода

Заметим, что характер перехода свободной фильтрации в подпертую может существенно зависеть от неоднородности строения отложений под водото-

ком, однако характер и пути выявления такой зависимости пока остаются не определенными.

Для приближенного расчета периодичность работы канала при подпертой фильтрации можно учесть, вводя фиктивное (расчетное) значение параметра сопротивления ложа канала $L_н^*$ (или ΔL^*). Значение $L_н^*$ определяют путем сопоставления результатов тестового моделирования для периодически действующего канала с параметром сопротивления $L_н$ и расчетов для постоянно действующего канала с параметром $L_н^*$ из условия практического совпадения среднегодовых расходов потока, фильтрирующегося из канала.

Для обоснования такого расчетного приема были использованы данные С. Д. Каца по моделированию одномерного нестационарного потока в случае работы канала половину времени года при пренебрежимо малом времени промачивания зоны аэрации под каналом. Модельные изменения уровней под каналом ΔH_0 с параметром сопротивления ложа $L_н$ сопоставляли с расчетными значениями при постоянно действующей границе III рода с параметром сопротивления $L_н^*$, величина которого находилась из уравнения [25]

$$\frac{\Delta H_0}{\Delta H_к} = F_0(\theta) = 1 - e^{\theta^2}\operatorname{erfc}\theta; \quad \theta = \frac{\sqrt{at}}{L_н^*}. \tag{3.24}$$

Расчетные моменты времени в (3.24) задавались посередине периодов подъема и спада уровней, что обеспечивало равенство среднегодовых значений модельных и расчетных изменений уровней под каналом. Такие расчеты показали, что значения расчетных параметров оказываются практически стабильными во времени и при рассмотренной полугодовой работе канала они могут определяться по аппроксимационной формуле

$$L_н^* = 4{,}8\left(L_н + 0{,}1\sqrt{at_1}\right) \tag{3.24а}$$

при $t_1 = 365$ сут. Проверка таких расчетов для других сечений и при различной длине потока дала хорошее согласование модельных и расчетных данных, что свидетельствует о независимости такого расчетного приема от границ и строения потока.

При любой другой периодичности работы канала для такого расчета следует предварительно провести моделирование одномерного нестационарного потока в течение трех лет при длине потока, равной характерному расстоянию от канала до границ потока. После этого вычисляется среднее значение изменения уровней под каналом в пределах третьего года, которое приравнивается значению $F_0(\theta)$ при $t = 2{,}5$ года.

Для решения линеаризованных уравнений нестационарной фильтрации в ряде случаев эффективным оказывается использование интегрального преобразования исходной функции (напора или его изменения) по Лапласу—Карсону. Рекомендации по использованию этого преобразования для геофильтрационных расчетов и моделирования приведены, например, в [17, 38].

Учет начального распределения напоров при неизменных параметрах пласта, когда исходные дифференциальные уравнения являются линейными, целесообразно проводить, вводя в качестве расчетной функции вместо напора H его изменение S относительно начального напора H_0 в каждой точке. При этом величина S моделируется при интенсивности инфильтрации, равной разности значений на прогнозный период и начальный момент времени, а при неизменном инфильтрационном питании изменения напоров S не зависят от инфильтрационного питания, причем начальное условие для величины S будет нулевым [38].

В общем случае величины H_0, от которых отсчитываются расчетные изменения уровней S, могут быть переменными во времени, однако они, разумеется, должны быть известны в течение всего расчетного периода времени. С этой точки зрения наилучшими являются такие условия, когда исходные уровни H_0 задаются при стационарном режиме. Достаточно определенными представляются исходные условия, когда уровни H_0 периодически изменяются в течение каждого года, и такие периодические изменения могут быть продолжены на расчетный период времени, причем для задания исходных уровней обеспеченности могут быть использованы статистические методы прогноза режима естественного потока.

3. Скважины

Специфика моделирования скважин на сплошных моделях разобрана достаточно подробно [17]. Применительно к сеточным моделям плановых потоков (а также на ЭЦВМ) существуют четкие и обоснованные рекомендации для задания одиночных скважин в центре квадратных и правильных многоугольных блоков [17]. Эти рекомендации основаны на представлении о радиальном характере потока в скважинном блоке, что дает возможность определить общее сопротивление потока между скважинным блоком и соседними блоками, задавая вокруг скважины круговой контур питания радиусом, равным шагу сетки с центром в скважине. Такая расчетная схема приводит к следующему соотношению между напором в скважине H_c и скважинном блоке H:

$$H - H_c = Q_c \Phi_c^0; \quad \Phi_c^0 = \frac{1}{2\pi T}\left(\ln \frac{\sigma}{r_c} - A\right), \tag{3.25}$$

где σ — расчетный шаг сетки; A — параметр, зависящий от структуры сетки.

Для квадратной сетки при $\sigma = \Delta x = \Delta y$ в выражении (3.25), полученном различными путями [17], параметр A изменяется в небольших пределах 1,57—1,62, причем для практических расчетов рекомендуется экспериментально обоснованное значение $A = 1{,}62$. Для прямоугольной сетки выражение для Φ_c^0 дал П. Ниллерт [46], анализируя средний потенциал внутри скважинного блока, а Д. Притчетт и С. Гарг [48] получили аналогичные результаты

по экспериментальным данным для одиночной скважины и для сетки скважин. Численный анализ этих результатов показывает, что для прямоугольной сетки также можно определять величину Φ_c^0 по формуле (3.25) при $A = 1{,}62$, принимая

$$\sigma = \sqrt{0{,}5\,(\Delta x^2 + \Delta y^2)}. \tag{3.26}$$

При эксцентричном расположении скважин (сдвинутых относительно центров блоков) для квадратной сетки П. Ниллерт [46] рекомендует расчетный прием, согласно которому каждый соседний со скважиной узел получает часть расхода скважины, определяемую по специальным таблицам, полученным эмпирическим путем. Недостатком этого способа является увеличение числа узловых точек, в которых задается расход скважин, а также осложнения с переходом от напора в узловых точках к напору в самой скважине.

Ниже излагается более простой способ решения этой задачи, который основан на предположении, что эксцентричная скважина сносится в ближайшую узловую точку, вводятся поправки в фильтрационное сопротивление Φ_c^0 и в напоры, получаемые в окружающих узлах.

Для квадратной сетки при таком подходе фильтрационное сопротивление между соседними узловыми точками и скважиной может быть определено, задавая круговой контур питания, проходящий через соседние узловые точки, как это сделано для случая расположения скважины в узловой точке [17, 38]. Используя решение для эксцентричной скважины в круговой области, можно показать, что выражение для дополнительного сопротивления в скважинном блоке здесь определится так же, как и при центральном расположении скважины, но с заменой шага квадратной сетки $\sigma = \Delta x = \Delta y$ на величину σ^0, причем

$$\sigma^0 = \sigma - \frac{r_0^2}{\sigma}, \tag{3.26а}$$

где r_0 — расстояние от скважины до центра блока (рис. 43, *а*).

Кроме того, в понижения напора, определенные в соседних со скважинным блоком узлах, следует добавить (со своим знаком) поправку $\Delta S_{\text{экс}}$ на эксцентричность скважины, определяемую выражением

$$\Delta S_{\text{экс}} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r^0}{r}, \tag{3.27}$$

где r^0 — расстояние между узлами блоков, в которых находятся скважина и расчетная точка; r — расстояние от скважины до расчетной точки (узла или другой скважины).

Этот же расчетный прием можно распространить на прямоугольную сетку (при $\Delta x \neq \Delta y$). В этом случае для учета эксцентричности скважины в блоке при расчете величины σ в (3.25) Δx

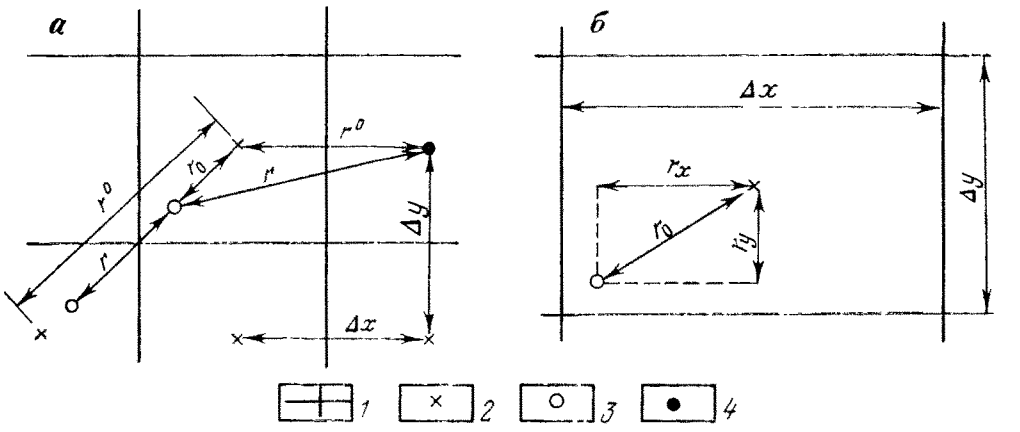


Рис. 43. Расположение эксцентричной скважины в квадратной (*а*) и прямоугольной (*б*) сетках.

1 — границы блоков; *2* — узлы сетки; *3* — скважины; *4* — расчетные точки

и Δy заменяются величинами $\Delta x'$ и $\Delta y'$, определяемыми выражениями

$$\Delta x' = \Delta x - \frac{r_x^2}{\Delta x}; \quad \Delta y' = \Delta y - \frac{r_y^2}{\Delta y}, \tag{3.28}$$

где r_x и r_y — проекции расстояния от скважины до центра блока (рис. 43, *б*). При этом поправка $\Delta S_{экс}$ определяется тем же выражением (3.27).

Для проверки погрешностей рекомендуемых способов задания эксцентричной скважины на сеточной модели То Ван Нью проводил тестовое моделирование для стационарного потока в квадратной области при квадратной и прямоугольной сетке, данные которого показали, что при предлагаемом способе реализации скважины значения погрешностей в определении скважинного сопротивления Φ^0_c, как правило, не превышали 1 % и только при расположении скважины посередине между узловыми точками достигали 2—2,5 %, а погрешности в определении потенциалов находились в пределах до 3 %. Примерно такие же погрешности (даже несколько больше) получены при реализации скважин по способу П. Ниллерта.

Предлагаемый прием распространяется и на случай расположения в блоке нескольких эксцентричных скважин, которые заменяются укрупненной эквивалентной скважиной («большим колодцем») радиуса $r_к$

$$r_к = \sqrt[n]{(\sigma'_1\sigma'_2, \ldots, \sigma'_{n-1})\, r_c}, \tag{3.29}$$

где σ'_i — расстояния от скважины номера i до расчетной скважины номера n с радиусом r_c. При этом расчетный шаг квадратной сетки определяется выражением (3.26*а*) при расположении эквива-

лентной скважины в центре системы скважин данного блока, а поправки $\Delta S_{экс}$ определяются по формуле (3.27) от действия каждой скважины в соседних блоках, а затем суммируются.

Особого подхода требует также обоснование сеточной схемы для берегового водозабора, представляющего собой ряд скважин, располагаемых вдоль берега реки (водоема). Тестовое моделирование, проведенное То Ван Нью, показывает, что в этом случае следует задавать узловые точки так, чтобы они совпадали с контуром скважин, причем сетку вблизи водозабора можно делать прямолинейной с вытянутыми вдоль линии скважин блоками, ориентированными по направлению водозаборных линий.

При близком расположении береговых скважин к водотоку нередко не представляется возможным сделать столь подробную разбивку, чтобы между водотоком и скважиной располагался хотя бы один блок, и тогда береговые скважины оказываются в одном блоке с водотоком (рис. 44). Приведем обоснование сеточной модели при наличии вблизи водотока, гидравлически связанного с потоком грунтовых вод, ряда береговых скважин, когда в блок попадает не менее двух скважин, располагаемых от водотока на расстоянии $L \geqslant \sigma$.

В общем случае ложе водотока моделируется системой сопротивлений $\Delta\Phi$ и $\Delta\Phi^0$, соединяемых по схеме треугольника [17], а расход скважин Q связывается с напором в скважинах H_c соотношением (3.2), реализуемым введением дополнительного сопротивления $\Phi_{кс} = L_{кс}/NT$. Для упрощения такой системы сопротивлений

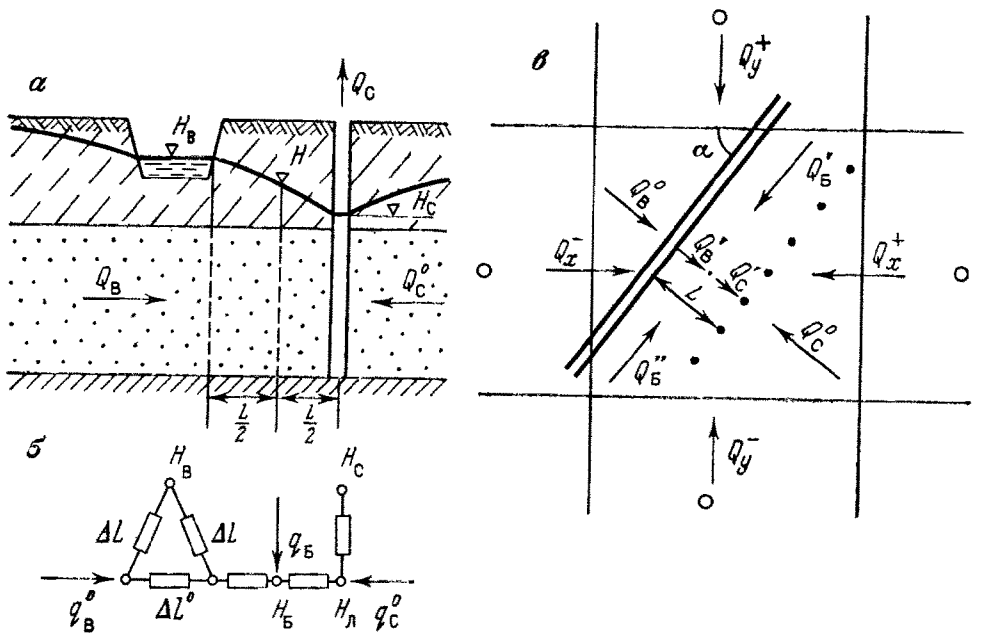


Рис. 44. Ряд скважин в одном блоке с водотоком.

а — разрез по нормали к водотоку и ряду скважин; *б* — схема фильтрационных сопротивлений одномерного потока по нормали к водотоку и ряду скважин (с указанием эквивалентных длин для сопротивлений); *в* — план блока с водотоком и рядом скважин

пренебрежем за малостью расстоянием L между водотоком и скважиной, а также внешним притоком к водотоку. Тогда эта система заменяется одним сопротивлением $\Phi_{вс}$, на конце которого задается напор $H_{вс}$, причем величины $\Phi_{вс}$ и $H_{вс}$ находятся из соотношений:

$$\frac{1}{\Phi_{вс}} = \frac{1}{\Phi_{кс}} + \frac{1}{\Delta\Phi^*}; \quad \frac{1}{\Delta\Phi^*} = \frac{1}{\Delta\Phi} + \frac{1}{\Delta\Phi + \Delta\Phi^0}; \tag{3.30}$$

$$H_{вс} = \frac{H_в\Phi_{кс} + H_с\Delta\Phi^*}{\Phi_{кс} + \Delta\Phi^*}. \tag{3.30а}$$

Если заданным является дебит скважины, то сопротивление $\Phi_{кс}$ может быть произвольным, оно должно только обеспечивать задание в блок тока, соответствующего расходу скважин в блоке.

После проведения моделирования расчеты потока между водотоком и скважинами делают аналитическим путем. Для этого предварительно по данным моделирования находят расходы потоков в блоке и определяют их проекции Q_x^-, Q_x^+, Q_y^-, Q_y^+ на направление нормали к линии водотока со скважинами, которые дают расходы внешнего притока—оттока на линии водотока $Q_в^0$ и на линии скважин $Q_с^0$

$$Q_в^0 = Q_x^- \sin\alpha + Q_y^+ \cos\alpha, \quad Q_с^0 = Q_x^+ \sin\alpha + Q_y^- \cos\alpha,$$

а также проекции расходов на направление вдоль водотока и линии скважин, которые дают расход $Q_б$, поступающий внутрь блока между водотоком и линией скважин

$$Q_б = Q_б' + Q_б'' = (Q_x^- + Q_x^+)\cos\alpha + (Q_y^- + Q_y^+)\sin\alpha.$$

Соответствующие удельные расходы $q_в^0 = Q_в^0/N$, $q_с^0 = Q_с^0/N$ и $q_б = Q_б/N$ вводятся далее в аналитический расчет системы водоток—скважина по схеме, приведенной на рис. 44, *б*, причем расход бокового притока $q_б$ считается проходящим посередине между рядом скважин и водотоком. Тогда баланс притока в каждой внутренней узловой точке дает возможность составить уравнения, связывающие удельные расходы потока с напорами $H_л$, $H_б$, $H'_{лв}$, $H''_{лв}$. Исключая из этой системы уравнений напоры $H'_{лв}$ и $H''_{лв}$, после алгебраических преобразований получаем уравнение, связывающее напоры $H_л$ и $H_б$

$$\bar{q}_б = \frac{1}{\Delta L^* + 0{,}5L}\left(H_в - H_б + \frac{\Delta L\,\Delta L^*}{\Delta L + \Delta L^0}\bar{q}_в^0\right) + 2\frac{H_л - H_б}{L}, \tag{3.31}$$

где $\bar{q}_б = q_б/T$, $\bar{q}_в^0 = q_в^0/T$, а ΔL, ΔL^0 и ΔL^* — параметры (эквивалентные длины потока) сопротивлений $\Delta\Phi$, $\Delta\Phi^0$ и $\Delta\Phi^*$ ($\Delta L = TN\Delta\Phi$; $\Delta L^0 = TN\Delta\Phi^0$; $\Delta L^* = TN\Delta\Phi^*$).

Другое соотношение между $H_л$ и $H_б$ получаем из уравнения баланса потока в узле с напором $H_л$

$$H_л - H_б = 0{,}5L\left(\bar{q}_с^0 - \bar{q}_с\right), \tag{3.32}$$

где

$$\bar{q}_с^0 = q_с^0/T; \quad \bar{q}_с = q_с/T = Q_с/\sigma T.$$

Дальнейшее преобразование этих уравнений зависит от того, что является заданным для скважин — дебит или напор. Если заданы дебит и расстановка скважин, то известно $\bar{q}_с$. Тогда, подставляя $H_л - H_б$ из (3.32) в (3.31), получим

$$H_б = H_в - (\Delta L^* + 0{,}5L)\left(\bar{q}_с + \bar{q}_б - \bar{q}_с^0\right) + \frac{\Delta L\,\Delta L^*}{\Delta L + \Delta L^*}\bar{q}_в^0. \qquad (3.33)$$

Если же задан напор в скважинах $H_с$, то величина $q_с$ в (3.32) выражается из (3.2), и тогда

$$H_л - H_б = \frac{L + L_{кс}}{2L_{кс} + L}\left(\bar{q}_{лс} - \frac{H_б - H_с}{L_{кс}}\right). \qquad (3.33а)$$

Подставляя это выражение в (3.31), после преобразований получим

$$H_б = \frac{(\Delta L^* + 0{,}5L)\,(L_{кс} + 0{,}5L)}{\Delta L^* + L_{кс} + L} \times$$

$$\times\left[\frac{H_в + \dfrac{\Delta L\,\Delta L^*}{\Delta L + \Delta L^0}\bar{q}_в^0}{\Delta L^* + 0{,}5L} + \frac{H_с + \bar{q}_с^0 L_{кс}}{L_{кс} + 0{,}5L} - \bar{q}_б\right]. \qquad (3.34)$$

После определения $H_б$ из (3.33) или (3.34) из (3.32) или (3.33$а$) найдем $H_л - H_б$, после чего получим расходы $q'_с = 2T(H_б - H_л)/L$ и $q'_в = q'_с - q'_б$, а также напор $H'_{лс} = H_б + \dfrac{q_в}{2T}L$, по которому следует проверять сохранение гидравлической связи между водотоком и фильтрационным потоком. При необходимости можно, кроме того, рассчитать напор $H''_{лв}$ по формуле

$$H''_{лв} = \frac{\Delta L\,\Delta L^0}{\Delta L + \Delta L^0}\left(\bar{q}_в + \frac{H_в}{\Delta L} + \frac{H'_{лв}}{\Delta L^0}\right). \qquad (3.35)$$

Для оценки достоверности предлагаемой методики То Ван Нью была решена тестовая стационарная задача при различном расположении водотока и ряда скважин в блоке, на основании которой можно судить о хорошей точности предлагаемого приема моделирования.

При расчетах систем скважин вертикального дренажа в плановом потоке целесообразно использовать методику, основанную на модельном определении единичных функций, позволяющих рассчитать понижение напора от действия каждой скважины по выражению (3.12). Техника определения единичных функций на сплошных и сеточных моделях описана в [17].

Следует иметь в виду, что при работе скважин в безнапорных потоках может образоваться столь значительное понижение уровня в скважине, при котором вблизи нее уже нельзя считать неизменной проводимость пласта, хотя в зонах, удаленных от скважин, проводимость пласта практически остается постоянной. В таком

случае расчеты и моделирование можно осуществлять при постоянной проводимости, а получив таким путем расчетное понижение напора в скважине, следует перейти к действительной глубине воды в скважине, учитывая уменьшение проводимости пласта на основании общих правил связи зависимостей при различном строении плановых потоков [17, 38].

4. Инфильтрационное питание

Характерными для орошаемых территорий являются условия задания распределенного инфильтрационного питания (особенно при поливах и промывках).

Для непосредственной реализации заданного инфильтрационного (площадного) питания на электрических моделях требуется задать площадное распределение тока соответствующей интенсивности. На сеточной модели этот ток подается в узловые точки, а на сплошной модели распределяется по дискретной сетке [17].

При моделировании крупных систем орошаемые поля в плане представляют собой площадные источники инфильтрации, имеющие, вообще говоря, многоугольную форму. Для удобства расчетов можно составлять эти площади из отдельных прямоугольных участков. Тогда моделирование инфильтрации с орошаемых полей сводится к реализации на моделях системы прямоугольных площадок с заданным инфильтрационным питанием. При неизменном питании (начиная со времени $t = 0$) подпор ΔH под действием такой площадки, согласно (3.14), представляется выражением

$$\Delta H = \frac{Q_w}{T} f_{пл}, \tag{3.36}$$

где Q_w — расход инфильтрации на площадке; $f_{пл}$ — единичная функция площадки инфильтрации. Для определения на модели величины $f_{пл}$ удобно использовать расчетный прием, основанный на том, что влияние формы источника-стока заметно проявляется только в непосредственной близости от него. Поэтому можно считать, что влияние границ потока для площадного источника, как правило, будет таким же, как и для точечного источника (скважины), расположенного в его центре. Тогда единичная функция прямоугольной площадки инфильтрации представляется выражением

$$f_{пл} = f^0_{пл} - f_R, \tag{3.37}$$

где $f^0_{пл}$ — единичная функция для площадки в неограниченном однородном пласте, определяемая выражением (3.15); f_R — дополнительная единичная функция, учитывающая влияние границ потока; при этом величина f_R определяется на модели так же, как для точечного источника-стока (скважины) при расположении электрода в центре площадки инфильтрации.

Аналогичным путем решается задача моделирования линейного источника-стока с расходом Q, для которого изменение напора определяется выражением (3.18) при

$$f_л = f^0_л - f_R, \tag{3.37а}$$

где $f^0_л$ — единичная функция для линейного источника-стока в неограниченном однородном пласте, определяемая выражением (3.24); f_R — дополнительная единичная функция, определяемая на модели, как для точечного источника-стока (скважины), располагаемого в середине линии.

Используя такой прием расчета единичных функций, следует на модели найти значения единичной функции скважины $f_с$, устанавливаемой в середине площадки или линии, и рассчитать по этим значениям величины $f_R = f_с - f^0_с$, находя $f^0_с$ из (3.13). После этого расчеты функций $f_{пл}$ и $f_л$ ведутся по выражениям (3.37) и (3.37*а*). Этот же расчетный прием может эффективно использоваться и для модельных расчетов площадных и линейных систем скважин, которые на основе метода локальных сопротивлений могут заменяться площадными и линейными стоками. При этом должны учитываться дополнительные понижения уровня в скважинах $\Delta S_с$ по отношению к уровню на распределенном (площадном или линейном) стоке, которые определяются для площадной системы по формуле (3.17), а для линейного ряда по формуле (3.2), поскольку $\Delta S_с = H_л - H_с$.

При моделировании орошаемых полей (площадей инфильтрации) на сеточной модели в блоках, располагаемых по краям полей, площадь инфильтрации лишь частично занимает площадь блока. В узловой точке такого блока задается расход инфильтрационного питания, поступающего в пределах блока. Учет реальной конфигурации поля в пределах блока можно осуществить, добавляя напор ΔH, представляющий собой разницу напоров от действия реального участка поля и площадки инфильтрации того же расхода, «размазанной» по площади блока. Из-за локальности влияния этой поправки ее можно вводить без учета границ потока, считая

$$\Delta H = \frac{Q_w}{2\pi T} \ln \frac{r^0_w}{r_w}, \tag{3.38}$$

где r_w и r^0_w — определяемые по формуле (3.16) или с помощью табл. 34 расчетные расстояния от расчетной точки до реального участка поля и до участка, занимающего площадь блока.

При задании на всей моделируемой территории одинаковой интенсивности инфильтрации удобные решения можно получить, вводя преобразования в расчетную функцию (напор), позволяющие исключить непосредственное моделирование w. При моделировании стационарных задач в качестве расчетной можно рассматривать функцию

$$H_w = H + (w - w_0)\frac{x^2}{2T} + (w + w_0)\frac{y^2}{2T} + qx + H_0, \tag{3.39}$$

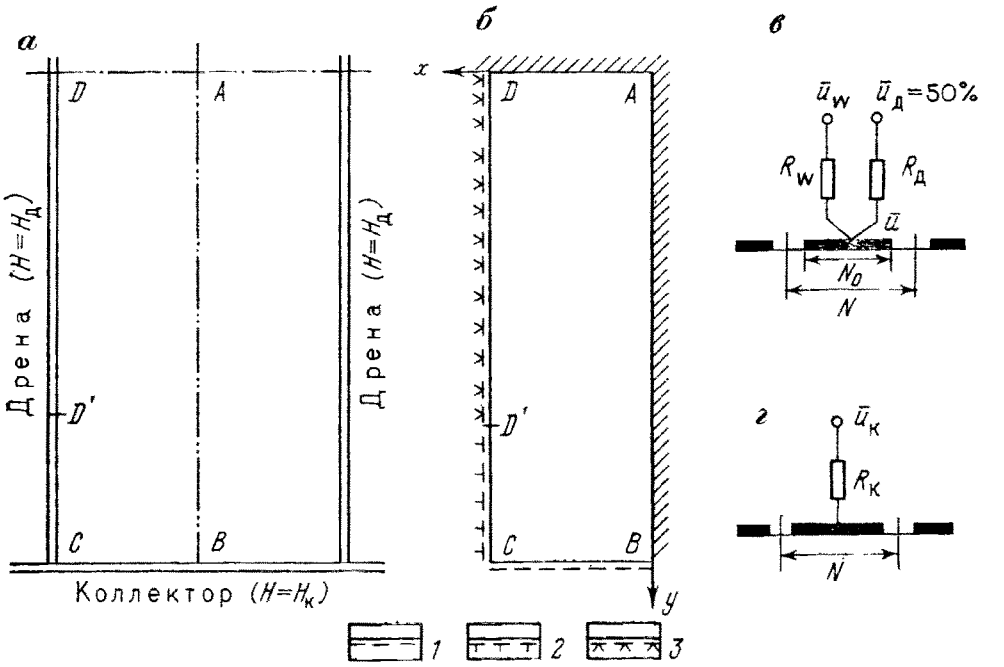


Рис. 45. Построение модели планового потока с учетом инфильтрационного питания путем введения вспомогательной функции H^0.

а — область фильтрации; *б* — схема электрической модели; *в* — подсоединение сопротивлений на контуре дрены, *г* — подсоединение сопротивления на контуре коллектора; *1* — контур коллектора; *2* — контур неработающей дрены, *3* — контур работающей дрены

где w_0, q и H_0 — любые постоянные величины, которые задаются из условия получения наиболее удобных для моделирования граничных условий.

При моделировании нестационарной фильтрации можно также использовать вместо напора H расчетную функцию

$$H_w = H - \int_0^t \frac{w}{\mu}\, dt, \tag{3.40}$$

причем в случае $w = \text{const}$

$$H_w = H - \frac{w}{\mu}\, t. \tag{3.40а}$$

Задаваемая таким образом функция H_w уже не будет зависеть от инфильтрации и моделируется без ее учета, но с соответственно измененными граничными условиями.

В качестве примера применения такого преобразования приведем построение модели для потока между систематическими дренами с учетом действия глубоких коллекторов (рис. 45, *а*) при равномерном стационарном инфильтрационном питании во всей области потока. Вследствие симметрии потока между противоположными коллекторами и дренами можно изолированно рассматривать область $ABCD$, считая линии AB и AD непроницаемыми

границами. На линии коллектора (CB) задается граница третьего рода

$$-\frac{\partial H}{\partial y}=\frac{H-H_к}{2L_к}, \tag{3.41}$$

где $H_к$ — уровень воды в коллекторе; $L_к = L_{нд}$ — параметр сопротивления на несовершенство коллектора. На линии дрены в пределах ее работающей части (DD') также задается условие третьего рода

$$-\frac{\partial H}{\partial x}=\frac{H-H_д}{2L_д}, \tag{3.41а}$$

где $H_д$ — уровень воды в дрене; $L_д$ — параметр сопротивления на несовершенство дрены. В пределах неработающей части, где $H < H_д$, линия CD является непроницаемой границей, причем точка D' заранее неизвестна и должна определяться из условия $H = H_д$.

Для построения модели введем вспомогательную функцию H^0, связанную с напором H соотношением

$$H^0 = H + \frac{wx^2}{2T}. \tag{3.42}$$

Эта функция описывается уравнением Лапласа на плоскости x, y, а ее граничные условия имеют следующую форму: на линиях AB и AD сохраняется условие непроницаемой границы ($\partial H^0/\partial y = 0$ на линии AD и $\partial H^0/\partial x = 0$ на линии AB), на линии BC должно выполняться условие III рода

$$-\frac{\partial H^0}{\partial y}=\frac{H^0-H^0_к}{2L_к};\quad H^0_к = H_к + \frac{wx^2}{2T}, \tag{3.43}$$

на линии CD' будет условие второго рода $\partial H^0/\partial x = \frac{wL}{T}$, а на линии DD' условие третьего рода

$$-\frac{\partial H^0}{\partial x}+\frac{wL}{T}=\frac{H^0-H^0_д}{2L_д};\quad H^0_д = H_д + \frac{wL^2}{2T}, \tag{3.43а}$$

причем точка D находится из условия $H^0 = H^0_д$. Эту задачу удобно решать на сплошной электрической модели с удельным сопротивлением $\rho_м$ при относительном потенциале $\overline{U} = \frac{1}{2} \times (H^0 - H_к)/(H^0_д - H_к)$. Такая модель по линиям AB и AD обрезается, по линиям BC и CD подключаются сопротивления, как это показано на рис. 45, *в*, *г*, причем

$$R_к = \rho_м \frac{2L_к}{N};\quad R_д = \rho_м \frac{2L_д}{N};\quad \overline{U}_к = \frac{wx^2}{2T\left(H^0_д - H_к\right)}, \tag{3.44}$$

где N — ширина натурного потока, относящегося к одному сопротивлению. Сопротивления R_w служат для подачи тока I_w, соответ-

ствующего расходу потока wLN; величина этого сопротивления определяется соотношением

$$R_w = \frac{2\left(H_д^0 - H_к\right) T \Delta \overline{U}_w}{wLN} \rho_м, \qquad (3.44а)$$

где потери относительного потенциала $\Delta \overline{U}_w = \overline{U}_w - \overline{U}$ должны задаваться в пределах до 50 %. На линии CD сопротивление $R_д$ отсутствует.

При выполнении моделирования должно быть предварительно подбором установлено положение точки D из условия $\overline{U} = \overline{U}_д$, после чего сняты значения потенциалов в расчетных точках, по которым находятся величины напоров из выражения

$$H = H_к + 2\left(H_д + \frac{wL^2}{2T} - H_к\right)\overline{U} - \frac{wx^2}{2T}. \qquad (3.45)$$

§ 3. РАСЧЕТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА ПРИ СТАЦИОНАРНОМ ИНФИЛЬТРАЦИОННОМ ПИТАНИИ

Основные расчеты линейного систематического дренажа (линейного и площадного) производятся при равномерном стационарном площадном питании. При этом в качестве исходного принимается условие поддержания заданного уровня грунтовых вод между дренами.

Как следует из обоснования геофильтрационной схематизации (см. гл. 1, § 3), в качестве типовых расчетных схем строения потока по вертикали примем: 1) однопластовую схему, которая в зависимости от отсутствия или наличия покровных отложений может иметь однородное или двухслойное строение (см. рис. 35, *а*, *б*), и 2) двухпластовую схему соответственно трех- и четырехслойного строения (рис. 46). Такая типизация строения водоносных отложений (отдельно по количеству пластов и по количеству слоев) принята в связи с тем, что общие условия формирования фильтрационного потока между дренами (а вместе с тем и общее построение расчетных зависимостей) определяются количеством водоносных пластов, а гидродинамическое несовершенство дренажа зависит, кроме того, от строения водоносного комплекса (характеристик покровного и разделяющего слоев).

Расчетная интенсивность площадного питания w в однопластовой системе складывается из интенсивности инфильтрационного питания оросительными водами w_0, определяемой по данным водобалансовых исследований (см. гл. 2, § 2), и из интенсивности «напорного» питания $w_н$, поступающего из нижележащих горизонтов. В двухпластовой системе целесообразно разделять эти величины, считая расчетную интенсивность площадного питания в верхнем пласте $w_1 = w_0$, а в нижнем пласте $w_2 = w_н$, причем величины $w_н$, как правило, следует определять по данным регионального моделирования.

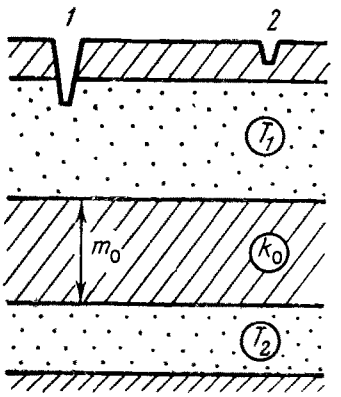
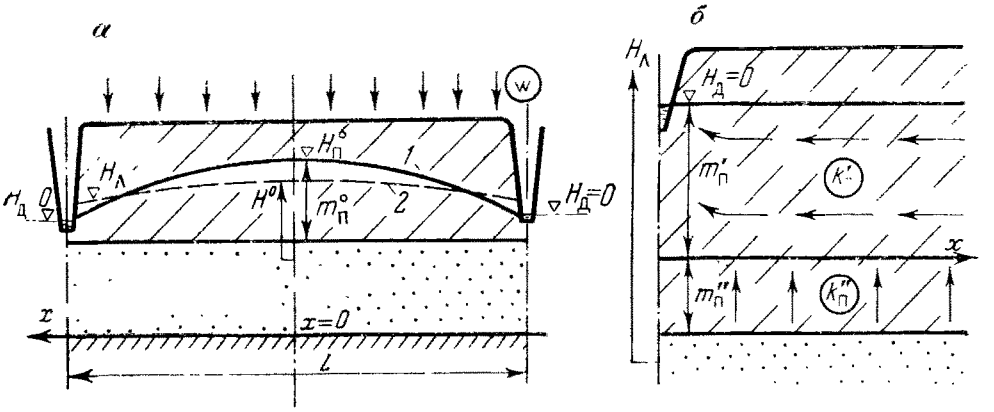


Рис. 46. Двухпластовая схема строения потока по вертикали:

1 — трехслойная, когда дрена вскрывает первый водоносный пласт; *2* — четырехслойная, когда дрена находится в покровных отложениях

Рис. 47. Систематический горизонтальный дренаж в однопластовой системе:

а — сечение потока поперек дрен; *б* — фрагмент потока у дрены при наличии экранирующего слоя в покровных отложениях; *1* — уровни свободной поверхности; *2* — напоры в основном пласте



При построении расчетных зависимостей для глубоких горизонтальных дрен, располагаемых на значительных расстояниях L друг от друга, как правило, можно принимать на междудренье поток плановым с постоянной проводимостью, а несовершенство дренажа учитывать введением локального сопротивления по соотношениям, приведенным в разделе 1 настоящей главы. Как показывают результаты тестового моделирования для однопластовой системы, такой подход реально применим, если общая мощность дренируемого пласта m не превышает $0{,}25L$. В противном случае при расчетах следует считать водоносный пласт неограниченным по мощности.

В однопластовой системе (рис. 47) для основного расчетного случая (при $m<0{,}25L$) связь напора на междудренье H^0 и на линии дренажа $H_л$ устанавливается приведенными в [13, 38] уравнениями симметричного инфильтрационного потока. На основании этих уравнений, принимая плоскость сравнения на уровне воды в дрене ($H_д = 0$), запишем формулу для определения расстояния между дренами в виде

$$L = 4\left(\sqrt{L_д^2 + \frac{TH^0}{2w}} - L_д\right). \qquad (3.46)$$

При наличии покровных отложений величина напора H^0 в сечении посередине между дренами может заметно отличаться от

уровня поверхности воды в покровном слое $H^0_п$ за счет потери напора $\Delta H^0_п$ на перетекание инфильтрационного потока в покровном слое, определяемого по выражению $\Delta H^0_п = w m^0_п / k_п$. В однородном пласте глубиной h^0 эту разницу напоров (среднего по пласту и на свободной поверхности) можно определять из того же выражения, заменяя $m^0_п$ на $h^0/3$, где h^0 — глубина потока посередине между дренами.

Для расчетов систематического комбинированного дренажа в формуле (3.46) следует считать $L_д = L_{кд}$, причем величина $L_{кд}$ определяется по формуле (3.7), а плоскость сравнения напоров задается на уровне расчетного напора комбинированного дренажа, определяемого по формуле (3.7*а*). Для расчетов прерывистого дренажа следует принять $L_д = L_{пд}$, определяя $L_{пд}$ по формуле (3.8). При необходимости учета притока по длине горизонтальной дрены прерывистый дренаж должен рассчитываться как комбинированный, причем расчетная длина $L_{кд}$ для такого дренажа определяется формулой (3.7), в которой заменяется $L_{кс}$ на $L_{пд}$, а $L_{нд}$ определяется для горизонтальной дрены без учета «окон».

Как показывает решение тестовых задач на моделях ЭГДА, такие расчетные зависимости применимы, если мощности пластов (водоносного и покровного) не превышают величины $0{,}2L$. Если эти условия не соблюдаются, то для расчета следует использовать зависимости, применимые для схемы пласта неограниченной мощности [1, 14].

Значительное влияние на работу горизонтального дренажа может оказать строение покровных отложений и, особенно, содержание в них слоев, представленных тяжелыми глинистыми разностями. При одном порядке значений коэффициентов фильтрации слоев учет слоистости можно произвести, вводя приведенную мощность покровных отложений $m_{пр}$ по отношению к проницаемости, в котором располагается дрена

$$m_{пр} = m_1 + k_1 \sum_{i=2}^{n} \frac{m_i}{k_i}, \qquad (3.47)$$

где m_i и k_i — мощности и коэффициенты фильтрации i-го слоя, а k_1 — расчетный коэффициент фильтрации, задаваемый для верхнего слоя (на уровне дрены). Возможность применения такого приема подтверждалась результатами моделирования дренажа в слоистой системе, однако большой диапазон возможных условий не позволяет четко установить его оптимальные границы, так что в каждом случае он требует подтверждения тестовым моделированием.

Особое значение следует придавать слабопроницаемым слоям небольшой мощности, залегающим вблизи дрены, имея в виду, что даже слои мощностью порядка 0,1 м при коэффициентах фильтрации порядка 0,001—0,01 м/сут могут иметь принципиальное значение, особенно при малых междудренных расстояниях.

Нередко в основании покровных отложений имеется относительно слабопроницаемый слой, в частности, оказывающий экранирующее влияние на поток под дреной. Рассмотрим одномерный стационарный в плане поток вблизи горизонтальной дрены при наличии такого экранирующего слоя (см. рис. 47, *б*), принимая поток в экранирующем слое вертикальным и в верхнем слое горизонтальным, а в подстилающем водоносном пласте считая напор $H_л$ неизменным.

Тогда распределение напоров H в верхнем слое представляется дифференциальным уравнением перетекания

$$k'_п m'_п \frac{d^2H}{dx^2} + k''_п \frac{H_л - H}{m''_п} = 0, \tag{3.48}$$

решение которого в слое неограниченной длины имеет вид

$$H = H_л - (H_л - H^0_л)\, e^{-b_п x}, \quad b_п = \sqrt{\frac{k''_п}{k'_п m'_п m''_п}}, \tag{3.49}$$

где $H^0_л$ — средний напор на линии дрены (при $x = 0$). Учет гидродинамического несовершенства дрены в верхнем слое производится по методу локальных сопротивлений, согласно которому удельный приток в дрене $q_д$ связывается со средним напором $H^0_л$ при $H_д = 0$ соотношением

$$q_д = k'_п m'_п \frac{H^0_л}{L^0_{нд}}, \tag{3.50}$$

где $L^0_{нд}$ — параметр несовершенства дрены в верхнем слое, который при однородном строении верхнего слоя и отсутствии входных сопротивлений дрены определяется по формуле (3.1*а*) при $m = m'_п$.

Расход дрены получим дифференцированием уравнения (3.49)

$$q_д = -2k'_п m'_п \frac{dH}{dx}\Big|_{x=0} = 2k'_п m'_п (H - H^0_л)\, b_п. \tag{3.50а}$$

Сопоставив выражения (3.50) и (3.50*а*), исключим из них $H^0_л$, после чего получим

$$H_л - H^0_л = \frac{H_л}{1 + 2b_п L^0_{нд}}, \quad q_д = k'_п m'_п \frac{b_п}{0{,}5 + b_п L^0_{нд}} H_л. \tag{3.51}$$

Отсюда получается выражение для параметра несовершенства дрены $L_{нд}$ по отношению к основному пласту проводимостью T

$$L_{нд} = \frac{T H_л}{q_д} = \frac{1}{k'_п m'_п}\left(\frac{1}{2b_п} + L^0_{нд}\right). \tag{3.51а}$$

Пример расчета. Дрена с расчетным диаметром $d_д = 1{,}05$ м располагается в покровных отложениях мощностью (под дреной) $m_п = 5$ м с коэффициентом фильтрации $k_п = 0{,}5$ м/сут; проводимость подстилающего пласта $T = 150$ м²/сут.

По формуле (3.1*б*) находим параметр сопротивления на несовершенство дренажа

$$L_{нд} = 0{,}73\frac{150}{0{,}5}\lg\frac{8 \cdot 5}{3{,}14 \cdot 1{,}05} = 240 \text{ м}.$$

При $w = 10^{-3}$ м/сут и $H^{\circ} = 1{,}5$ м по формуле (3.47) получим расстояние между дренами

$$L = 4\left[\sqrt{240^2 + \frac{150 \cdot 1{,}5}{2 \cdot 10^{-3}}} - 240\right] = 690 \text{ м}.$$

Рассмотрим теперь влияние залегающего в основании покровных отложений слабопроницаемого слоя мощностью $m''_{п} = 0{,}5$ м с коэффициентом фильтрации $k''_{п} = 0{,}01$ м/сут. Проведем расчет величины $L_{нд}$ по формуле (3.51*а*) при $k'_{п} = 0{,}5$ м/сут и $m'_{п} = 4{,}5$ м, вычисляя предварительно $L^{0}_{нд}$ согласно (3.1*б*),

$$L^{0}_{нд} = 0{,}73 \cdot 4{,}5 \lg\frac{2 \cdot 4{,}5}{3{,}14 \cdot 1{,}05} = 1{,}5 \text{ м} \quad \text{и}$$

$$b_{п} = \sqrt{\frac{0{,}01}{0{,}5 \cdot 4{,}5 \cdot 0{,}5}} = 0{,}09 \text{ м}^{-1}.$$

Тогда

$$L_{нд} = \frac{150}{0{,}5 \cdot 4{,}5}\left(\frac{1}{2 \cdot 0{,}09} + 1{,}5\right) = 470 \text{ м},$$

что при тех же условиях дает расстояние между дренами $L = 430$ м. Как видно, наличие слабопроницаемого слоя требует здесь значительного уменьшения расстояния между дренами.

Значительное влияние на работу дренажа оказывают также маломощные хорошо проницаемые слои, расположенные в непосредственной близости от дрены. Это положение подтверждают результаты моделирования работы дренажа в толще суглинков мощностью 50 м с коэффициентом фильтрации 0,1 м/сут, содержащей песчаный прослой с коэффициентом фильтрации 5 м/сут. На модели оценивался напор между дренами с расстояниями $L = 100$ м и $w = 2 \cdot 10^{-3}$ м/сут при различных положении и мощности песчаного прослоя; результаты решения задачи приведены в табл. 35.

Как видно из этих данных, особое значение следует придавать таким песчаным прослоям, которые залегают в пределах глубины дренажа, причем в этом случае в первую очередь важно установить

ТАБЛИЦА 35

Результаты решения задачи по учету влияния песчаного слоя на работу дренажа

Местонахождение слоя	Слой находится в пределах глубины дрены				Слой под дреной		Слой отсутствует
Мощность слоя, м	3	1	0,5	0,25	1	0,5	0
Напор между дренами, м	0,22	0,3	0,38	0,41	2,14	2,96	4,5

сам факт присутствия такого слоя, поскольку его мощность не имеет принципиального значения.

С углублением слоя под дрену картина резко меняется, и работа дренажа становится затрудненной, а при некоторой глубине залегания слоя его наличие не сказывается на фильтрации к дрене.

Для линейного систематического дренажа в двухпластовой системе вывод расчетных зависимостей приведен в прил. 1. В этом случае напор H'_0 в верхнем пласте между дренами определяется уравнением (13) прил. 1, причем величина $L'_д$ представляет собой параметр несовершенства дрены по отношению к верхнему пласту (т. е. считая разделяющий пласт водоупором). При условии

$$L > \frac{6}{b} = 6\sqrt{\frac{k_0 T_1 T_2}{k_0 T}} \tag{3.52}$$

двухпластовая система может рассматриваться как однопластовая, причем из выражения (14) прил. 1 следует, что в этом случае расстояние между дренами может определяться по формуле (3.46) при параметре несовершенства дрены

$$L_д = \frac{T_2}{2bT_1} + \frac{T}{T_1} L'_д, \quad b = \sqrt{\frac{k_0 T}{m_0 T_1 T_2}}, \quad T = T_1 + T_2. \tag{3.53}$$

Выражение (3.53) можно распространить и на многослойные пласты. Покажем путь такого решения на примере трехпластовой системы, в которой добавляется нижний пласт проводимостью T_3 с разделяющим слоем мощностью m'_0 и коэффициентом фильтрации k'_0. В этом случае можно считать величину $L_д$ по формуле (3.53), заменяя в ней $L'_д$ на $L''_д$, равную $L_д$ для двух верхних пластов (при $T = T_1 + T_2$), а при определении коэффициента перетекания T на $T_1 + T_2 + T_3$, T_1 на $T_1 + T_2$, T_2 на T_3, k_0 на k'_0 и m_0 на m'_0, т. е. получим

$$L_д = \frac{T_3}{2(T_1 + T_2) b'} + \frac{T_1 + T_2 + T_3}{T_1 + T_2} L''_д,$$

$$b' = \sqrt{\frac{k'_0 (T_1 + T_2 + T_3)}{m'_0 (T_1 + T_2) T_3}}. \tag{3.54}$$

При этом должно выполняться также условие для $b = b'$.

В частности, для условий монотонного чередования водоносных слоев с одинаковой проводимостью km и слабопроницаемых разделяющих слоев с одинаковыми значениями удельных сопротивлений $m_р/k_р$ общий параметр сопротивления несовершенства дренажа определяется по формуле [28]

$$L_д = n\left[L'_д + \frac{1}{2b} f_n\right]; \quad f_n = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{i\sqrt{i(i-1)}};$$

$$b = \sqrt{\frac{k_р}{kmm_р}}, \tag{3.54а}$$

где $L'_д$ — сопротивление дренажа относительно 1-го слоя, а n — число пластов. Для двух пластов $f_2 = 0{,}36$, для трех $f_3 = 0{,}5$, для пяти $f_5 = 0{,}61$, при большом числе пластов можно считать $f_n = f_\infty = 0{,}79$.

Рассмотренный выше критерий применим и к анализу ситуации, когда фильтрационные свойства пластов различны. Исследования показывают [28], что при расчетах дренажа в слоистой толще нередко достаточно рассматривать только первые два пласта.

При рассмотрении потоков большой протяженности вертикальные сопротивления, возникающие за счет наличия в разрезе слабопроницаемых слоев, можно не учитывать при $L > 6n/b$. Это дает возможность при прогнозах изменения уровня на больших территориях схематизировать поток как плоский в плане.

В тех случаях, когда дрена находится в покровных слабопроницаемых отложениях, нередко оказывается $L_д \gg L$. При этом в формуле (3.9) можно считать $H_л \cong H^0$ и принимать $L_д = L_{нд}$ из (3.1*б*), так что выражение для напора между дренами примет вид

$$H^0 - H_д = 0{,}73 \frac{wL}{k_п} \lg \frac{8m_п}{\pi d_д}, \qquad (3.55)$$

в котором напор между дренами не зависит от фильтрационных свойств водоносного горизонта. В многопластовых системах при наличии покровного слоя вероятность такой ситуации еще выше, поскольку сопротивление дрены увеличивается за счет влияиия слабопроницаемых слоев.

Из анализа работы дренажа в слоистых системах следует, что основное внимание при исследовании должно быть обращено на изучение верхней части разреза, особенно покровных отложений. Глубиина исследований зависит от положения в разрезе второго водоносного горизонта. При большой мощности слоя, разделяющего два пласта, определяющую роль будет играть только первый пласт, на изучении которого и следует сконцетрировать внимание.

Одной из расчетных схем, учитывающих подпитывание дренажа из нижележащих пластов, является схема «напорного питания» [1], в которой принимается, что при работе дренажа остается неизменным исходный напор в пластах, подпитывающих первый от поверхности водоносный пласт. Для определения напора посередине между дренами в этом случае можно пользоваться уравнением (25) прил. 1. Однако эта расчетная схема является чрезмерно жесткой и ее использование может быть оправдано только при учете подпитывания из глубоких горизонтов дренажа неглубокого заложения.

1. Площадной систематический вертикальный дренаж

В той же постановке (при задании стационарного инфильтрационного питания) дадим обоснование расчетных зависимостей для систематического площадного вертикального дренажа, состоящего из совершенных скважин, расположенных по сетке с шагом σ

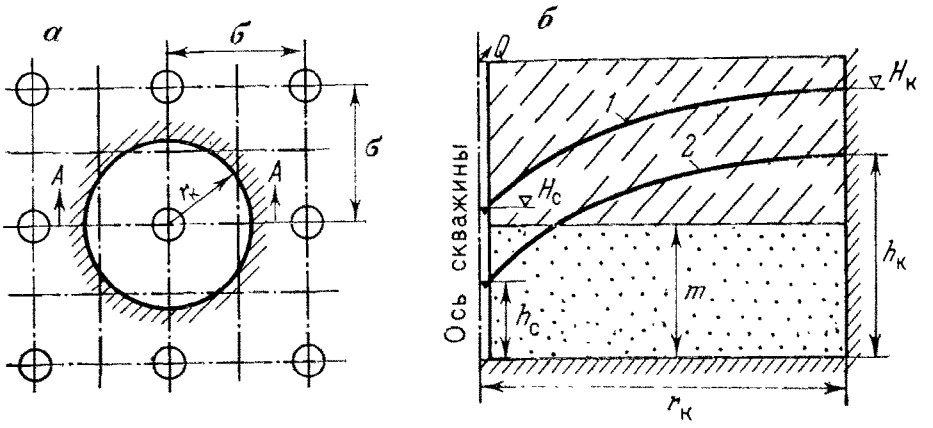


Рис. 48. Площадной систематический вертикальный дренаж.

а — сетка скважин в плане; *б* — разрез по сечению А—А при двухслойном строении пласта; *1* и *2* — положения свободной поверхности, соответствующие схемам напорного (*1*) и напорно-безнапорного (*2*) пластов

(рис. 48). Учитывая симметрию потока, здесь можно изолированно рассматривать участок территории размером $\sigma \times \sigma$, относящийся к данной скважине, заменяя затем квадратный участок эквивалентной круглой площадкой с радиусом $r_к = \sigma\sqrt{\pi} = 0{,}56\sigma$ (схема «бочки»).

Для однопластового потока постоянной проводимости в этом случае справедливо следующее выражение, связывающее напор на внешнем контуре $H_к$ и в скважине $H_с$ [38]:

$$H_к - H_с = \frac{w r_к^2}{2T}\left(\ln\frac{r_к}{r_с} - 0{,}5\right). \qquad (3.56)$$

Скважины площадного дренажа обычно оборудуют погружными насосами, создающими значительное понижение уровней в скважинах, что может уже заметно влиять на изменение проводимости потока. Это влияние существенно зависит от строения водоносного пласта. Для однородного пласта (схема Дюпюи) в уравнении (3.56) для T следует принимать ее среднее значение $T = 0{,}5k(h_к + h_с)$, где $h_к$ и $h_с$ — глубины потока между скважинами и в скважине относительно водоупора. Тогда уравнение (3.56) можно представить в виде

$$h_к = \sqrt{h_с^2 + \frac{w r_к^2}{k}\left(\ln\frac{r_к}{r_с} - 0{,}5\right)}. \qquad (3.56а)$$

В более общем случае слоистого строения пласта решение можно получить, определяя расчетные значения напоров $H_к$ и $H_с$ с помощью функций Гиринского G [38], причем

$$H_к = \frac{G_к}{T}, \quad H_с = \frac{G_с}{T}, \qquad (3.57)$$

где $G_к$ и $G_с$ — значения функций Гиринского, определяемые при $h = h_к$ и $h = h_с$.

Например, при двухслойном строении пласта и $k_п \ll k$ (см. рис. 45, *в*) таким путем получаются следующие соотношения между расчетным напором $H_с$ и глубиной воды в скважине $h_с$:

$$h_с = \sqrt{2mH_с + m^2}, \quad H_с = 0{,}5\left(\frac{h_с^2}{m} - m\right). \tag{3.58}$$

Для практических расчетов площадного систематического дренажа по приведенным зависимостям целесообразно предварительно выбрать дебит скважины Q, соответствующий оптимальной производительности выбранного насоса. Обычно принимается $Q = 20$—100 л/с, причем предварительно можно оценить дебит скважины, считая $Q \cong TS_с$, где $S_с$ — допустимое понижение уровня в скважине. Затем находится расстояние между скважинами $\sigma = \sqrt{Q/w}$ (характерные значения $\sigma = 300$—700 м). После этого, исходя из заданного напора $H_к$ на контуре участка дренажа из (3.56), находят уровень воды в скважине. Если эта величина оказывается приемлемой для задания рабочей части скважины, то расчет можно считать завершенным; в противном случае его следует повторить при другом значении σ. При значительном понижении уровня в скважине, заметно изменяющем проводимость пласта, здесь также следует переходить от расчетных напоров к глубинам потока в скважине, используя соотношения (3.35) при задании водоупора на подошве верхнего пласта.

В двухпластовом потоке (см. рис. 46) для скважины в круговой изолированной области радиуса r выводы расчетных зависимостей приведены в прил. 1. Для практических расчетов следует пользоваться приведенными ниже выражениями, связывающими напоры в скважине $H'_с$ (в верхнем пласте) и $H''_с$ (в нижнем пласте) с напором на контуре участка дренажа $H'_к$ (в верхнем пласте). При расположении скважин в верхнем пласте

$$H_с = H'_с = H'_к - \frac{\mathrm{w}r_к^2}{2T}\left[\ln\frac{r_к}{r_с} - 0{,}5 + \frac{T_2}{T_1}\left(\ln\frac{1{,}12}{br_с} - \Delta f\right)\right], \tag{3.59}$$

где

$$\mathrm{w} = \mathrm{w}_0 + \mathrm{w}_н, \quad b = \sqrt{\frac{k_0 T}{m_0 T_1 T_2}}, \quad T = T_1 + T_2, \tag{3.59а}$$

а значения Δf определяются по данным табл. 36. Заметим, что в этом случае эффективность дренажа обусловливается только суммарным площадным питанием без разделения его на инфильтрационное и напорное.

При значительном понижении уровня в скважине, заметно изменяющем проводимость пласта, здесь также следует переходить от расчетных напоров к глубинам потока в скважине по соотношениям (3.35), считая водоупор на подошве верхнего пласта.

ТАБЛИЦА 36

Значения функций $f(\bar{r}_к)$ и $\Delta f(\bar{r}_к)$

$\bar{r}_к$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
f	199,69	49,75	21,99	12,25	7,75	5,31	3,84	2,89	2,23	1,77
Δf	3,01	2,22	1,84	1,54	1,33	1,16	1,02	0,89	0,79	0,704
$\bar{r}_к$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,5	3,0	3,5	4,0
f	1,166	0,806	0,576	0,422	0,314	0,236	0,154	0,084	0,049	0,026
Δf	0,558	0,444	0,354	0,283	0,226	0,18	0,129	0,074	0,045	0,024

При расположении скважин в нижнем пласте

$$H_с = H''_с = H'_к - \Delta\bar{w} - \\ - \frac{\bar{w}r_к^2}{2T}\left[\ln\frac{r_к}{r_с} - 0{,}5 + \frac{T}{T_1}f + \frac{T_1}{T_2}\left(\ln\frac{1{,}12}{br_с} - \Delta f\right)\right], \qquad (3.60)$$

где

$$\Delta w = \frac{m_0}{k_0}\left(w_0\frac{T_2}{T} - w_н\frac{T_1}{T}\right), \quad \Delta f = f - f_0, \qquad (3.60а)$$

а значения $f(\bar{r}_к)$ и $\Delta f(\bar{r}_к)$ определяются по данным табл. 36 при $\bar{r}_к = br_к$.

При расположении скважины в обоих пластах

$$H_с = H'_к - \frac{\bar{w}r_к^2}{2T}\left(\ln\frac{r_к}{r_с} - 0{,}5\right) - \Delta\bar{w}\frac{T_2}{T}\left(1 - \frac{f}{\ln\frac{1{,}12}{br_с} + f - \Delta f}\right), \qquad (3.61)$$

где значения $f(\bar{r}_к)$ и $\Delta f(\bar{r}_к)$ также определяются по данным табл. 36 при $\bar{r}_к = br_к$, а $\Delta\bar{w}$ выражается согласно (3.60$а$).

Это соотношение применимо только при условии, что уровень воды в скважине не опускается ниже подошвы верхнего пласта. При существенном изменении проводимости пласта в связи с понижением уровня в скважине после определения в ней напора следует перейти к глубине потока по соотношениям (3.34)—(3.35), отсчитывая H от кровли разделяющего пласта.

Для практических расчетов целесообразно по данным таблицы составлять графики зависимостей $f(\bar{r}_к)$ и $\Delta f(\bar{r}_к)$, строя график $f(\bar{r}_к)$ в полулогарифмических координатах, причем при $\bar{r}_к < 0{,}2$ можно считать $f(\bar{r}_к) = 2/\bar{r}^2_к$. Ход расчета дренажа в двухпластовой системе остается тем же и для условий однопластовой системы. При больших значениях $\bar{r}_к$ (реально при $\bar{r}_к > 2 \div 3$) дренаж в двухпластовой системе можно рассчитывать, как в однопластовой,

т. е. по уравнению (3.56) при $H_к = H'_к$, вводя вместо действительного радиуса скважины $r_с$ его расчетное значение $r'_с$. При расположении скважины в верхнем пласте $r'_с$ определяется из соотношения

$$\lg \frac{r_с}{r'_с} = \frac{T_2}{T_1} \lg \frac{1{,}12}{br_с}, \tag{3.62}$$

а при расположении скважины в нижнем пласте это соотношение остается в силе, но в нем меняются местами значения проводимостей T_1 и T_2.

2. Сбросной систематический вертикальный дренаж

Для дренирования песчано-глинистых покровных отложений, отделенных от первого водоносного пласта относительно водоупорным слоем, эффективным может быть применение сбросного вертикального систематического дренажа, представленного системой сбросных скважин, располагаемых по сетке с шагом σ_0. Устройство таких сбросных скважин позволяет усилить дренажный эффект водоносного пласта, в котором снижение напоров обычно достигается значительно более редкими скважинами вертикального дренажа.

Дадим теперь обоснование расчетных зависимостей для такого дренажа, рассматривая условия стационарного режима фильтрации, формирующегося при заданном инфильтрационном питании интенсивностью w; при этом разделяющий пласт принимается водоупорным ($k_0 = 0$), что дает наихудшие условия работы дренажа.

Как и для расчетов площадного дренажа, заменим квадратный участок потока в верхнем пласте размерами $\sigma_0 \times \sigma_0$, относящийся к каждой сбросной скважине, эквивалентной круглой площадкой радиусом $r^0_к = 0{,}56\sigma_0$ (рис. 49, *а*). Тогда для потока в верхнем пласте связь между глубинами на контуре $h_к$ и в скважине $h_с$ будет описываться уравнением (3.56*а*).

В нижнем пласте с проводимостью T связь между средним напором $H_н$ в пределах площадки радиусом $r^0_к$ и напором в скважине $H_с$ получим, исходя из уравнения (26) прил. 1 по условию

$$H_н = \frac{1}{\pi (r^0_к)^2} \int_0^{r^0_к} 2\pi r H \, dr = H_с - \frac{w (r^0_к)^2}{2T} \left(\ln \frac{r^0_к}{r_с} - 0{,}833 \right). \tag{3.63}$$

Если скважина в нижнем пласте является гидродинамически несовершенной или имеет существенное сопротивление прискважинной зоны, то в (3.63) вместо $r_с$ вводится расчетный радиус скважины $r^0_с$, определяемый согласно (3.6).

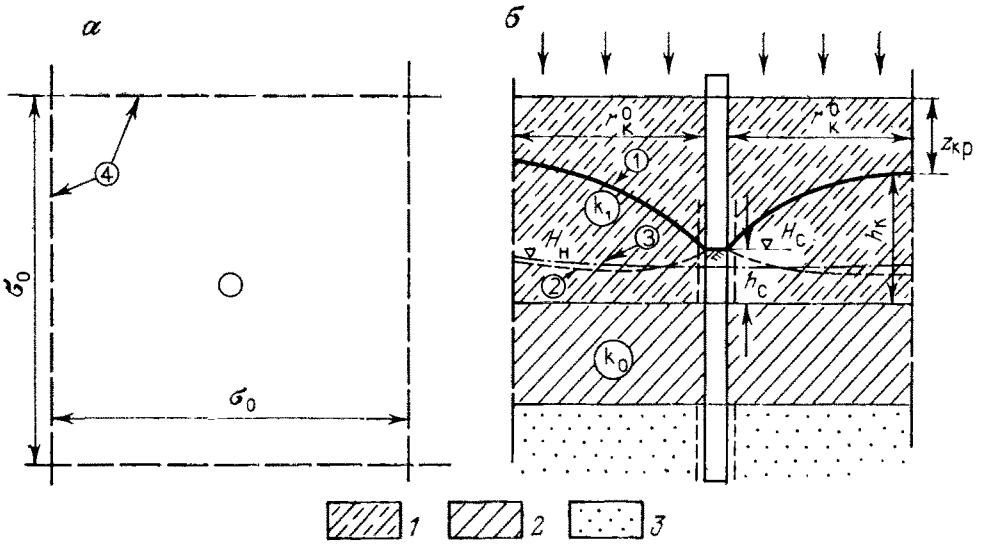


Рис. 49. Сбросной систематический вертикальный дренаж.

а — участок, относящийся к сбросной скважине; *б* — профильное сечение потока; *1* — дренируемые покровные отложения; *2* — водоупорный слой; *3* — водоносный пласт. Цифры в кружках: 1 — уровни свободной поверхности; 2 и 3 — действительные и осредненные напоры в водоносном пласте; 4 — границы участка сбросной скважины

Связывая далее верхний и нижний пласты через скважину, рассмотрим прежде всего случай, когда уровень воды в скважине H_c располагается выше кровли разделяющего пласта (рис. 49, *б*) и, следовательно, напор в скважине в верхнем и нижнем пластах будет одинаковым. При этом расчет ведется в различной последовательности в зависимости от того, какая из величин является исходной — глубина залегания грунтовых вод или напор в нижнем пласте. Если в качестве исходного принимается глубина потока на контуре участка $h_к$, которая устанавливается, исходя из заданной глубины залегания грунтовых вод $z_{кр}$, то, задаваясь расстановкой разгрузочных скважин, из (3.56*а*) при $r_к = r^0_к$, $h^0 = h_к$ и $k = k_1$ находим глубину воды в скважине

$$h_c = \sqrt{h_к^2 - \frac{w\left(r^0_к\right)^2}{k_1}\left(\ln\frac{r^0_к}{r_c} - 0{,}5\right)}, \qquad (3.64)$$

Далее из (3.63) при напоре H_c, соответствующем глубине потока h_c, находим средний в пределах участка напор в нижнем пласте $H_н$, который приравнивается к наибольшему напору в нижнем пласте в пределах расчетного участка. По этому напору рассчитывается расстановка скважин в нижнем пласте. Обратным путем решается задача, когда в качестве исходного задается напор в нижнем пласте. В любом из этих вариантов совместным подбором находится оптимальный вариант расстановки скважин в нижнем и верхнем пластах.

В случае, когда уровень воды в скважине находится ниже кровли водоупора, заданной является величина h_c и при известном значении $h_к$ подбором находится шаг разгрузочных скважин из уравнения (3.64), которое удобно привести к виду

$$\sigma_0 = 1{,}77\sqrt{\frac{h_к^2 - h_c^2}{\ln\frac{0{,}56\sigma_0}{r_c} - 0{,}5}\cdot\frac{k_1}{w}}. \qquad (3.64a)$$

При этом напоры в скважине и в нижнем пласте связаны уравнением (3.63).

§ 4. РАСЧЕТЫ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА ПРИ ПЕРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ

Переменные условия работы дренажа обусловливаются изменчивостью питания по площади и во времени, а также нестационарным режимом, возникающим при переменном режиме работы дренажа.

1. Учет неравномерности инфильтрации

Неравномерность инфильтрации наиболее существенно сказывается при работе скважин вертикального дренажа и сравнительно близком положении уровня грунтовых вод (2,5—3 м). В этом случае с приближением к скважине интенсивность инфильтрации (в среднем за вегетационный период) будет возрастать за счет меньшей разгрузки грунтовых вод на испарение и транспирацию.

В первом приближении при небольших понижениях можно принимать линейную зависимость интенсивности испарения от глубины уровня грунтовых вод вида $w^- = w_0^-(1 - z/z_0)$, а суммарную интенсивность площадного питания w получать, вычитая величину w^- из интенсивности питания при поливах $w_п$. Решение задачи для стационарного планово-радиального потока при сеточном площадном дренаже и задании такой изменчивости площадного питания позволяет получить расчетное значение $w_{расч}$, задавая которое можно использовать приведенные выше зависимости при равномерной инфильтрации. Значение $w_{расч}$ представляется следующим выражением:

$$w_{расч} = w_{ср} + \frac{r_1^2}{r_к^2}(w_п - w_{ср}), \qquad (3.65)$$

где r_1 — радиус зоны вблизи скважины с глубиной до уровня грунтовых вод, превышающей z_0, а $w_{ср}$ — средняя величина интенсив-

ности инфильтрации в зоне от r_1 до $r_к$, определяемая по выражениям

$$w_{ср}=\frac{2A_w T}{Б_w\left(r_к^2-r_1^2\right)}\cdot\frac{1}{f(\bar{r}_к)-\ln\frac{r_к}{r_с}-0{,}5}-\frac{r_1^2 w_п}{r_к^2-r_1^2}, \tag{3.66}$$

$$\bar{r}_к=r_к\sqrt{\frac{Б_w}{T}},\quad Б_w=\frac{\bar{w_0}}{z_0+\frac{\bar{w_0}m_п}{k_п}},$$

$$A_w=\frac{w_п+\bar{w_0}\left(\frac{m_п}{z_0}-1\right)}{1+\frac{\bar{w_0}m_п}{z_0k_п}}, \tag{3.66а}$$

а значение $f(\bar{r}_к)$ находится по табл. 36.

При оценке работы горизонтального дренажа в условиях промывок или интенсивных поливов напускном возникает задача учета неравномерности скорости просачивания на междудренье, которая во многих случаях оказывается весьма значительной (см. гл. 2, § 2). Например, наблюдения, проведенные на участке опытных промывок в совхозе № 4 Голодной степи, показали, что на расстояниях от 4 до 27,5 м от временной дрены скорость просачивания менялась от 67—93 до 5—7 мм/сут, т. е. более чем на порядок. Теоретическое описание такой неравномерности оказывается достаточно сложным в силу необходимости учета таких факторов, как планировка поля, образование кольматационной пленки на поверхности земли, плановая неоднородность строения зоны аэрации, влияющих на формирование скорости просачивания. В связи с этим представляется целесообразным рассматривать в качестве одного из перспективных методов реализации рассматриваемой задачи общее решение уравнения планово-плоского фильтрационного потока к линейному дренажу с учетом произвольного распределения (по профилю) скорости инфильтрации с поверхности земли с последующим учетом установленного в натуре характера неравномерности скорости просачивания для конкретных природно-хозяйственных условий.

Общее решение уравнения одномерного потока при произвольном распределении по профилю скорости просачивания (интенсивности инфильтрации) $v_{пр}$ имеет вид

$$H+\frac{W_x}{T}+\frac{C_1}{T}x+C_2=0,\quad W_x=\int_0^x\int_0^x v_{пр}\,dx\,dx. \tag{3.67}$$

Для полуоткрытого ограниченного потока с граничным условием III рода на дрене (при $x=0$), найдя произвольное интегрирование C_1 и C_2, запишем решение такой задачи в виде

$$H=\frac{1}{T}\left[W_L(2L_д+x)-W_x\right], \tag{3.68}$$

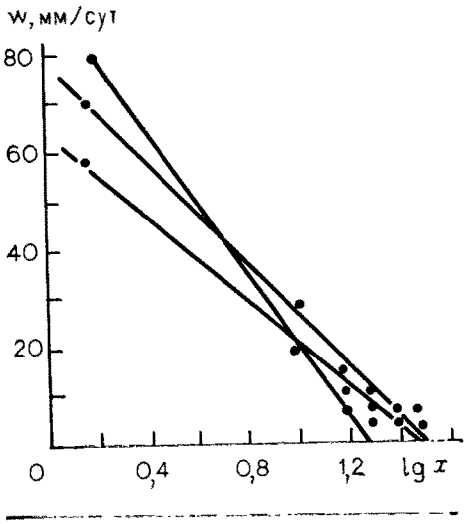


Рис. 50. Графики w (lg x) по данным натурных наблюдений в совхозе № 4 Голодной степи

где W_L определяется как W_x при $x=0{,}5L$. Практическая реализация этой задачи требует задания вида зависимости $v_{пр}(x)$. По некоторым данным (рис. 50) такая зависимость имеет логарифмический характер ($v_{пр} \approx A - B \ln x$).

Установив экспериментальным путем характер распределеиия в зоне влияния дрены, целесообразно затем найти расчетное среднее зиачение интенсивности инфильтрации ($w_{расч}$) с тем, чтобы использовать для расчетов дренажа общую методику, хорошо разработанную для случая $w=\text{const}$ (см. § 3). В качестве примера приведем зависимость для определения $w_{расч}$ при логарифмическом характере изменения $v_{пр}(x)$

$$w_{расч} = A\left[1 - B \ln 0{,}11L - \frac{1 - B \ln 0{,}18L}{1 + 4\bar{L}_д}\right] \qquad (3.69)$$

2. Расчеты систематического дренажа при нестационарной фильтрации

Нестационарный характер фильтрации к дренажу проявляется в периодических подъемах грунтовых вод в периоды инфильтрации осадков или оросительных вод и в последующей их сработке под влиянием испарения и дренажа. Определенную сложность представляет обоснование критериев расчета нестационарной фильтрации к дренам, соответствующих оптимальному мелиоративному режиму, или, другими словами, выбор мелиоративных критериев дренирования.

В общем случае, мелиоративные критерии дренирования выражаются условиями создания оптимального теплофизического режима (прежде всего, режима влажности), а также концентрации питательных и токсичных веществ в почвенном растворе корнеобитаемой зоны. Для гумидной зоны такие критерии могут быть обоснованы уровенным режимом грунтовых вод и соответственно режимом влажности с приближенной оценкой ожидаемого содержания питательных веществ в почве. Такого же рода критерии оказываются существенно важными и в случаях автоморфного мелиоративного режима в аридной зоне. При обосновании осушительного дренажа для гумидной зоны принятое за критерий расчета дренажа при нестационарной фильтрации время сработки $t_{ср}$ уровня грунтовых вод в первом приближении можно задавать от окончания таяния снега до выхода на поля сельскохозяйственной техники. При этом подразумевается снижение уровня грунтовых вод до глубины $z = 0{,}5$—$0{,}7$ м, обеспечивающей нормальную работу сельскохозяйственной техники в весенний период. Поскольку при

таянии снега уровень грунтовых вод обычно приближается к дневной поверхности, для ориентировочного расчета междудренных расстояний можно использовать следующую зависимость, полученную из решений задачи сработки напоров в междуренье, представленных в работах [18, 25] для характерных схем однородного, двухслойного и двухпластового строения:

$$L \approx 2\nu_i \sqrt{\frac{h_{кр} a t_{ср}}{A_j z_g}}, \tag{3.70}$$

где $h_{кр} = z_g - z_{кр}$; z_g — глубина заложения дренажа от поверхности земли; a — коэффициент уровнепроводности пласта, соответствующий коэффициенту водоотдачи $\mu_в$; ν_i и A_j — безразмерные параметры, определяемые в зависимости от строения пласта.

Для однопластовой системы при однородном строении водоносного пласта [19] $A_j = A$, $\nu_j = \nu$, причем A и ν — безразмерные параметры, зависящие от $\bar{L}_д$, определяются по табл. 37.

При двухслойном строении водоносного пласта [25]

$$A_j = A, \quad \nu_i = \nu_1 = \frac{\nu}{\sqrt{1 + \varepsilon\nu^2}}, \quad \varepsilon = \frac{T m_п}{k_п L^2}. \tag{3.71}$$

В случае двухпластового строения водоносного комплекса [36]

$$A_j = A_1 = 0{,}96A, \tag{3.72}$$

$$\nu_i = \nu_2 = \sqrt{\frac{1 + \ln A_1}{0{,}5(1 - \theta'') + 2\bar{L}'_д + \theta'' f(\bar{b})}}, \tag{3.72а}$$

где

$$\theta'' = \frac{T_2}{T_1 + T_2},$$

$\bar{L}_д = \dfrac{2L'_д}{L}$ — безразмерный параметр гидродинамического несовершенства дренажа в первом пласте,

$$f(б) = \frac{\mathrm{ch}б - 1}{б\,\mathrm{sh}б}, \tag{3.73}$$

$$б = \frac{L}{2}\sqrt{\frac{k_0}{m_0}\left(\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2}\right)}. \tag{3.73а}$$

ТАБЛИЦА 37

Значения величин A и ν

$\bar{L}_д$	0	0,05	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	∞
A	1,27	1,27	1,26	1,24	1,18	1,12	1,07	1,03	1,02	1
ν	1,57	1,43	1,33	1,16	0,88	0,67	0,49	0,31	0,22	0

Характерные значения функции: $f(\bar{b}) = 0{,}46$ при $\bar{b} = 1$, $f(\bar{b}) = 0{,}38$ при $\bar{b} = 2$; $f(\bar{b}) = 0{,}3$ при $\bar{b} = 3$; $f(\bar{b}) \approx \frac{1}{\bar{b}}$ при $\bar{b} > 3$.

Вместе с тем при расчетах осушительного мелиоративного дренажа следует иметь в виду неопределенность задания коэффициента гравитационной емкости (водоотдачи) при залегании грунтовых вод вблизи поверхности земли, так что достоверность расчетов нестационарного режима дренирования в каждом случае требует обоснования путем его изучения на опытных участках дренажа.

Наиболее сложной представляется оценка рассматриваемых критериев для условий гидроморфного и полугидроморфного режимов в аридной зоне, для которых характерно близкое к дневной поверхности залегание уровня грунтовых вод. В этом случае основным критерием эффективности дренажа является оптимальный солевой режим почвенного раствора, рассматриваемый для условий нестационарной фильтрации, когда учитываются процессы снижения уровня грунтовых вод после поливов под влиянием суммарного испарения и дренажа, сопровождающиеся накоплением солей в зоне аэрации.

В конце полива над свободной поверхностью грунтовых вод скапливается избыточная влага, которая расходуется на суммарное испарение (в верхней части зоны аэрации) и на стекание к грунтовым водам (в нижней части). При этом возможно и некоторое расходование собственно грунтовых вод на питание растений и транспирацию (особенно, при гидроморфном режиме). После расформирования избыточной влаги в процессы испарения вовлекаются восходящие (в зону аэрации) токи грунтовых вод. Процессы накопления солей в этих условиях также носят достаточно сложный характер, что обусловлено прежде всего неоднородностью строения зоны аэрации.

В такого рода случаях (гидроморфный и полугидроморфный режимы) соленакопление в межполивной период регулируется за счет интенсификации снижения уровня грунтовых вод дренажем, в результате чего возрастает объем влаги, поступающей из зоны аэрации в грунтовые воды, снижается расход грунтовых вод в зоне аэрации и, следовательно, уменьшается количество испарившейся влаги. В общем случае для обоснования расчетов мелиоративного дренажа может быть установлен характер изменения поверхности с нулевым потенциалом влаги (уровень грунтовых вод), определяемый условиями создания оптимальной концентрации почвенного раствора (по одному характерному компоненту или сумме токсичных солей). Для приближенного решения нестационарных задач удобнее всего использовать в качестве исходного параметра расчетное время ($t_р$) снижения уровня грунтовых вод до расчетной глубины ($z_р$), соответствующей предупреждению засоления почвогрунтов.

В качестве одного из наиболее эффективных путей оценки критериев дренирования целесообразно использовать анализ форми-

рования мелиоративно-гидрогеологической обстановки на орошаемых массивах-аналогах, несмотря на некоторую условность обоснования природно-хозяйственных аналогов. Данные натурного опыта необходимо использовать, по крайней мере, для качественной оценки создаваемого мелиоративного режима.

Разработка теоретических предпосылок обоснования критериев расчета нестационарной фильтрации к мелиоративному дренажу, предупреждающему засоление земель, связана со значительными трудностями, обусловленными главным образом сложностью описанных выше процессов, развивающихся в зоне аэрации в межполивной период. Эта задача заслуживает обстоятельного исследования на основе теоретических представлений о закономерностях влагопереноса в зоне аэрации, рассмотренных в гл. 2.

В общем случае для расчетов горизонтального и комбинированного дренажа в условиях нестационарной фильтрации небходимо совместно учитывать периоды полива и межполивные периоды, так как в конце полива еще не наступает стабилизация инфильтрационного бугра на междудренье. При этом расчетные зависимости имеют достаточно сложный вид, неудобный для практического применения. В частности, для одного периода полива и межполивного периода, когда можно интенсивность испарения считать мало изменяющейся во времени, выражение для напора в однопластовой системе посередине между дренами будет иметь вид [25]

$$h_L = \frac{w_п L^2}{4T}\left\{f(t-t_п) - f(t) + \frac{\bar{w}_и}{w_п}\left[0{,}5 + 2\bar{L}_g - f(t-t_п-t_0)\right]\right\}, \quad (3.74)$$

где

$$f(t) = \frac{A}{\nu_i^2}\cdot e^{-\nu^2\tau}, \qquad \tau = \frac{4at}{L^2}, \quad (3.74a)$$

$w_п$ — средняя интенсивность инфильтрации в период полива; $w_и$ — средняя интенсивность расходования грунтовых вод на испарение и транспирацию в межполивной период; $t_п$ — продолжительность полива; t_0 — время от начала межполивного периода, за которое испаряется влага только из зоны аэрации.

Расчетные зависимости целесообразно рассмотреть для двух случаев: а) при мало изменяющейся во времени интенсивности разгрузки грунтовых вод на испарение; б) при интенсивности этой разгрузки, линейно зависящей от глубины до уровня грунтовых вод, что нередко удовлетворительно соответствует натурным наблюдениям.

Для случаев а) и б) зависимости для определения L имеют вид:

а) при $\bar{w} = \text{const}$

$$L \approx 2\sqrt{\frac{Th_р}{e^{-\nu_i^2\tau_р}w_п(0{,}4 + 2\bar{L}_д) + \frac{\bar{w}_и}{\nu_i^2}}}; \quad (3.75)$$

б) при $w^{-} = w_0'\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)$

$$L \approx 2e^{p\sqrt{\tau_p}} \sqrt{\frac{Th_p}{w_п(0{,}4 + 2\bar{L}_д)}}, \tag{3.76}$$

$$h_p = m_g - z_p, \quad p = \nu_i^2 + \varepsilon_1,$$

$$\tau_p = \frac{4at_p}{L^2}, \quad \varepsilon_1 = \frac{L^2 w_0^{-}}{4Tz_0}. \tag{3.77}$$

Расчеты по формулам (3.75) и (3.76) проводят подбором, так как τ_p, $\bar{L}_д$, ν_i и p зависят от L.

При двухпластовом строении водоносного комплекса эти зависимости могут быть использованы в случаях, когда выполняется условие (3.52).

Расчеты систематического вертикального дренажа для условий нестационарной фильтрации представляют меньший практический интерес, так как вертикальным дренажем создаются значительные понижения уровня грунтовых вод и учет его относительно небольших колебаний за цикл полив—межполивной период становится менее существенным.

§ 5. РАСЧЕТЫ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА С УЧЕТОМ ВЛАГОПЕРЕНОСА В ЗОНЕ АЭРАЦИИ

Анализ работы систематического дренажа при переменных условиях показывает, что основными характерными особенностями формирования водного режима при относительно неглубоком залегании уровня являются переменное во времени питание подземных вод и изменение коэффициентов емкости. Значительно усложняет расчеты и смена граничных условий, обусловленная спецификой режима водопотребления растениями. Эти особенности обусловливают необходимость совместного рассмотрения зон насыщения и аэрации. Общие принципы такого рассмотрения даны в гл. 3, § 3. Для многих случаев, исключающих, по-видимому, только осушительный дренаж в породах тяжелого состава, горизонтальными потоками влаги в зоне аэрации можно пренебречь и рассматривать систему двух уравнений, описывающих фильтрацию в насыщенной зоне и вертикальный влагоперенос в зоне аэрации; причем на свободной поверхности с ординатой h задается интенсивность площадного питания, равная скорости влагопереноса в этом сечении, которая получается из решения дифференциального уравнения влагопереноса. Для систематического (линейного или площадного) дренажа конечно-разностное уравнение для потока в насыщенной зоне будет одномерным (линейным или радиальным), так что система конечно-разностных уравнений насыщенного и ненасыщенного потоков здесь будет:

$$\frac{H_{i+1}-H_i}{\Phi_{i+1,\,i}}-\frac{H_i-H_{i-1}}{\Phi_{i,\,i-1}}-w_i=0,\quad w_i=\left.\frac{H_j-H_{j-1}}{\Phi^i_{j,\,j-1}}\right|_{j=1}, \tag{3.78}$$

$$\frac{H^{t+\Delta t}_{j+1}-H^{t+\Delta t}_{j}}{\Phi^i_{j+1,\,j}}-\frac{H^{t+\Delta t}_{j}-H^{t+\Delta t}_{j-1}}{\Phi^i_{j,\,j-1}}=c_{i,\,j}\Delta z\,\frac{H^{t+\Delta t}_{j}-H^{t}_{j}}{\Delta t}\,\alpha_i. \tag{3.79}$$

При однородном по вертикали потоке с коэффициентом фильтрации $k_н$ линейного дренажа значения сопротивления определяются по формулам:

$$\Phi_{i+1,\,i}=\frac{2l_{i+1,\,i}}{(h_{i+1}+h_i)\,k_н},\quad \Phi^i_{j+1,\,j}=\frac{\Delta z}{k(\theta)\,x_i},\quad \alpha_i=x_i, \tag{3.80}$$

где l — расстояние между центрами блоков горизонтальной разбивки; x_i — размер i-го блока.

При площадном дренаже для радиального потока

$$\Phi_{i+1,\,i}=\ln\frac{r_{i+1}}{r_i}\Big/\pi k_н\,(h_{i+1}+h_i),\qquad \Phi^i_{j+1,\,j}=\frac{\Delta z}{k(\theta)\,\omega_i},\quad \alpha_i=\omega_i, \tag{3.81}$$

где r — расстояние от скважины до центра блока; ω — площадь блока.

Сопряжение уравнений (3.78) и (3.79) осуществляется на свободной поверхности. В начале для каждого i-го блока решается задача влагопереноса. При этом на нижней границе задается расход, определяемый начальными условиями уравнения (3.78), соответствующий значению w_i. Получаемое новое положение свободной поверхности в каждой точке является первым приближением решения, из которого рассчитывается новое значение w_i. Так, последовательными итерациями можно получить решение системы с заданной заранее погрешностью. Приведенный алгоритм реализован в виде программы, составленной Л. Р. Шредером на языке Фортран. Элемент программы, рассматривающий зону аэрации, аналогичен программе влагопереноса, описанной выше, в § 5 гл. 2. В данном случае в зоне аэрации можно выделить до 30 блоков, а в горизонтальном потоке до 20. На границах горизонтального потока в зоне насыщения могут быть заданы условия I, II и III рода. Последние, в частности, позволяют учитывать строение дренируемой толщи путем введения локального сопротивления, методика расчета которого дана в § 1 настоящей главы. Кроме того, программа учитывает возможность изменения водопроводимости при изменении мощности потока и связь с нижележащими горизонтами через слабопроницаемый слой.

В качестве примера использования этой программы можно привести расчет водного режима на склоне, осушаемом дренажем. Уклон поверхности склона 0,06. Протяженность его 600 м. Склон

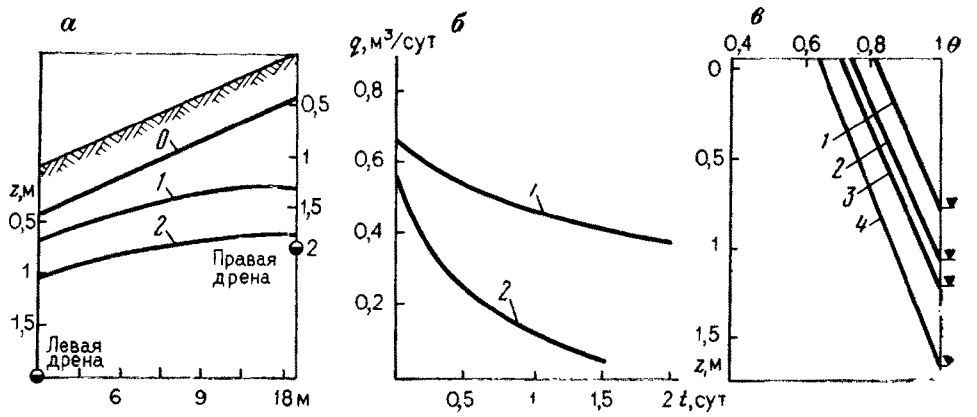


Рис. 51. Результаты расчета водного режима при дренировании на ЭЦВМ.

а — динамика свободной поверхности (*0* — начальный уровень; *1* — уровень через 0,5 и *2* — через 1,5 сут); *б* — изменение дренажного стока во времени (*1* — для левой дрены; *2* — для правой дрены); *в* — изменение влажности во времени (*1* — через 0,5, *2* — 1, *3* — 1,5, *4* — 3 сут)

сложен средними и тяжелыми суглинками с коэффициентом фильтрации от 0,4 до 0,01 м/сут. Подстилаются суглинки красно-бурыми глинами, которые являются практическим водоупором. Эти условия достаточно характерны для многих районов юга Украины с хорошо развитой сетью балок и понижений. В результате строительства канала в верхней части склона уровень подземных вод поднялся и почти повсеместно привел к заболачиванию территории. Особенно тяжелая ситуация на склоне возникла весной, в период снеготаяния и дождей. Для улучшения мелиоративного состояния склона был построен редкий глубокий дренаж, нагрузка на который определялась только притоком со стороны канала. Этот дренаж поддерживал уровень в среднем на глубине 1,5 м. Однако в весенний период он не справлялся с нагрузкой, вызванной обильным питанием, что заставило рассмотреть вариант дополнительного мелкого, но частого дренажа, в функцию которого входил только отвод воды в критические по водности периоды. Ниже приводятся результаты решения такой задачи по программе, описанной ранее. Рассматривался участок в средней части склона с водопроводимостью 9 м²/сут. Дренаж заглублен на 2 м. Расстояние между дренами менялось от варианта к варианту. Исходное положение уровня принималось на глубине 0,3 м от поверхности земли. Испарение и инфильтрация в период спада уровня отсутствовала. В результате решения получены динамика уровня (рис. 51, *а*) между дренами, динамика влаги в зоне аэрации (рис. 51, *в*) и изменение дренажного стока (рис. 51, *б*). Расчеты показывают, что уже через 1,5 сут уровень опускается на 1 м. Однако со временем темп снижения уровня замедляется и достижение глубины 1,5 м наблюдается только через 5 сут.

При большом значении локального сопротивления $L_д$ расчет дренажа с учетом влагопереноса может быть существенно упрощен. В этом случае сопротивлением при горизонтальной фильтрации можно пренебречь и рассматривать только сопротивления, вызванные несовершенством дренажа. В такой постановке достаточно рассматривать решение одномерного уравнения влагопереноса с граничным условием III рода

$$\frac{dH}{dz} = -\frac{T}{k_в} \cdot \frac{H - H_д}{LL_д}. \tag{3.82}$$

При двухслойном строении толщи это условие целесообразно задавать на подошве покровного слоя. Этот способ расчета целесообразен во всех случаях как более простой. Уточнение результатов расчета, полученных таким образом, может проводится путем изучения схемы, рассмотренной выше.

4 ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАБОТЫ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ

§ 1. НАЛИВЫ В ШУРФЫ

Наливы в шурфы являются сейчас наиболее распространенным способом оценки проницаемости пород зоны аэрации. Впервые схема такого опыта — с оборудованием шурфа двумя концентрическими кольцами — была предложена Н. С. Нестеровым [5, 10]. При использовании такой схемы предполагается, что поток, инфильтрующийся между внешним и внутренним кольцом, играет роль буфера, а проницаемость определяется величиной стабилизированной скорости инфильтрации из внутреннего кольца.

Существует ряд предложений по методике обработки данных наливов в шурфы, которые исходят из различных допущений по структуре и режиму инфильтрующегося потока [10].

При стационарном режиме наиболее обстоятельно решение задачи фильтрации из кольца рассмотрено Н. К. Гиринским, который предполагал поток по проницаемости однородным и изотропным, а влияние капиллярных сил учитывал заданием отрицательного давления $p_к = \gamma h_к$ на свободной поверхиости. В аппроксимированном виде [5, 24] это решение связывает скорость инфильтрации из шурфа v с коэффициентом фильтрации соотношением

$$v = \varepsilon_б k; \quad \varepsilon_б = \frac{5{,}4\,(h_0 + h_к) + 1{,}1d}{d + 2p}, \tag{4.1}$$

причем отсюда следует, что коэффициент бокового растекания $\varepsilon_б$ весьма существенно зависит от величины $h_к$. Имеются также предложения [24] по экспериментальному обоснованию поправок $\varepsilon_б$ в таком соотношении.

Нестационарный режим просачивания наиболее просто описывается уравнением вертикального просачивания вида [10, 27]

$$\mu \frac{dl}{dt} = k \frac{h_0 + h_к + l}{l}, \tag{4.2}$$

где l — глубина зоны промачивания, в которой влажность принимается постоянной.

Для обоснования методики проведения и обработки наливов следует рассмотреть экспериментальные данные по формированию фильтрационного потока под шурфом. В. В. Бадовым приведены данные [24], иллюстрирующие динамику увлажнения при опытном наливе в эолово-делювиальные суглинки, которые показывают, что непосредственно под шурфом формируется зона с практически полным насыщением, ниже основной части зоны просачивания

влажность оказывается довольно стабильной, а затем она резко падает на границе зоны просачивания.

Приведем также данные об условиях фильтрации из шурфов для характерных условий опытного участка Джизакского массива орошений, расположенного в периферийной части конусов выноса, где проводилось изучение проницаемости зоны аэрации для обоснования промывок засоленных земель [40]. Породы зоны аэрации здесь представлены в основном средними суглинками с прослоями легких суглинков и супесей (мощность слоев 0,2—0,4 м), сильно засолены (засоленность 0,5—2 %), причем соли прослеживаются в виде обильных присыпок, гнезд, прожилок. В интервале глубин 0,4—0,8 м породы зоны аэрации сильно загипсованы. Гипсы встречаются в виде кристаллов, прожилок, конкреций размером от 0,3 до 2—3 см; весовое содержание гипса достигает в этом случае 35—40 %. Характерным для пород зоны аэрации является широкое развитие трещин, каналов, ходов землероев, многочисленных пор, очень неравномерно распределенных по глубине. В загипсованном слое количество макропор и ходов существенно уменьшается.

Для наглядного изучения процессов влаго- и солепереноса здесь проводились опытные наливы в шурфы (диаметром 0,4 м) с цветными индикаторами, в качестве которых использовались растворы брильянтовой зелени и синьки, имеющие гидродинамические свойства, примерно такие же, как у воды. При проведении опыта в кольцо заливался определенный объем индикатора и после полного его просачивания послойным вскрытием шурфа изучалась и зарисовывалась картина распространения цветного индикатора. Характерные зарисовки распространения цветного индикатора по порам и ходам для разных слоев приведены на рис. 52. Данные таких наблюдений показывают, что при отсутствии в слое крупных пор просачивание влаги происходит сплошным фронтом на небольшую глубину, при наличии в породе крупных каналов фронт сплошного просачивания влаги во много раз меньше общей глубины проникновения растворов по отдельным ходам и порам. Проведенные опыты позволили также установить, что распространение крупных пор и ходов имеет преимущественно вертикальное направление, что обусловливает резкое изменение влажности по глубине просачивания при наливах и незначительное боковое растекание.

Таким образом, исходя из опытных данных можно утверждать, что при инфильтрации из шурфа поток имеет чрезвычайно сложный характер, в значительной степени определяемый неоднородностью строения зоны аэрации, в связи с чем не представляется возможным составить расчетную схему фильтрации из шурфа, которая в полной мере отобразила бы все его особенности. Поэтому для практических расчетов целесообразно использовать наиболее простую расчетную схему вертикального просачивания, описываемого уравнением (4.2), тем более, что такой характер просачивания характерен для типичных условий фильтрационного строения зоны аэрации.

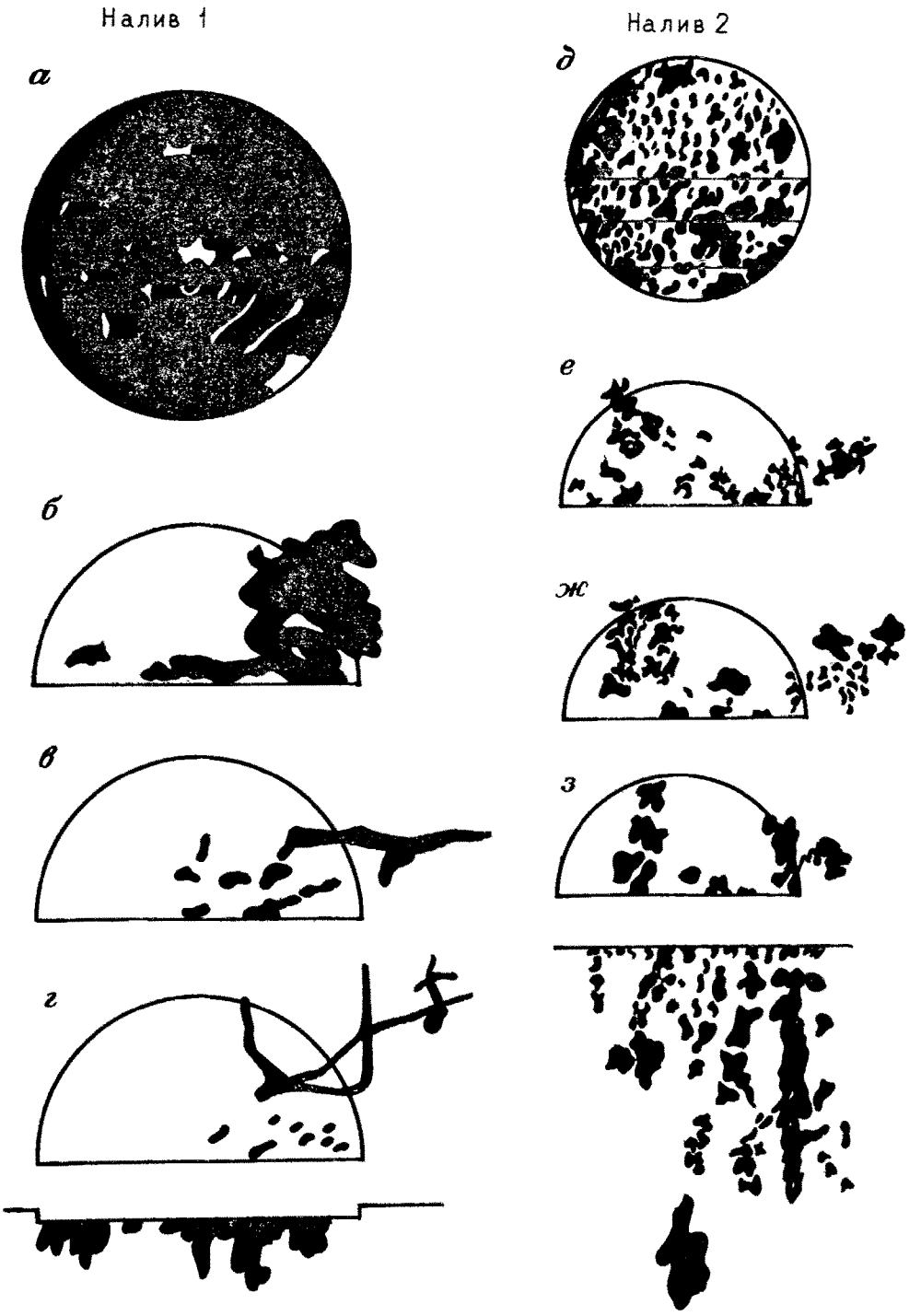


Рис. 52. Зарисовки налива красителя в шурф (в плане и в разрезе по диаметральному сечению). По данным Е. К. Широковой [40].

а—з — на глубине 3,5 (*а*); 6(*б*); 9 (*в*); 12 (*г*); *1* (*д*); 11 (*е*); 16 (*ж*); 21 см (*з*)

Способы обработки данных наливов в шурфы на основе решений, получаемых интегрированием уравнения (4.2), предложены Н. Н. Биндеманом [25] и Н. Н. Веригиным [10], В. В. Бадовым и В. М. Шестаковым показано [24], что удобный способ применения этого уравнения получается при непосредственном его использовании путем замены в нем глубины просачивания через объем залитой воды $w = \mu\omega l$, где ω — площадь фильтрующей поверхности шурфа. Тогда это уравнение приводится к виду

$$v = k\frac{(h_0 + h_к)\,\mu\omega + w}{w} = k\left[1 + \frac{\mu\omega\,(h_0 + h_к)}{w}\right]. \qquad (4.3)$$

Из выражения (4.3) следует, что если опытные данные налива с постоянным напором h_0 нанести на график зависимости v от $1/w$, то точки должны лечь на прямую линию, отсекающую на оси v расчетную величину коэффициента фильтрации k. Кроме того, можно, как это рекомендуется в [15], использовать для такой обработки данных график зависимости vw от w, на котором опытные точки также должны ложиться на прямую линию с уклоном, численно равным расчетному значению k. Интересно, что справедливость прямолинейной зависимости v от $1/w$ (или vw от w) подтверждается также обработкой теоретического решения Дж. Филипом уравнений влагопереноса при одномерной инфильтрации [24], что расширяет представления о возможности практического применения уравнения (4.3).

Применение таких графоаналитических способов для обработки многочисленных опытов показало [24] достоверность и удобство, а также возможность сокращения времени проведения наливов. Существенным достоинством таких способов является возможность диагностики качества опыта по тому, насколько опытные токи укладываются на прямую линию. Отклонение опытных точек на расчетных графиках от прямой линии свидетельствует о влиянии неоднородности строения пород под шурфом, причем по характеру этих графиков можно судить о характере изменения проницаемости с глубиной [5, 24].

Сопоставление различных форм расчетных графиков свидетельствует о том, что график $vw - w$ несколько удобнее в интерпретации, однако на графике $v - 1/w$ четче выделяются наиболее интересные и конечные участки, что делает его применение более предпочтительным.

Для экспресс-определений В. В. Бадов рекомендует [5, 24] использовать мгновенные наливы в шурфы со свободным понижением уровня воды, когда процесс инфильтрации аналогично (4.3) выражается линейной зависимостью вида

$$vS = k\mu\,(h_0 + h_к) + (1 - \mu)\,kS, \qquad (4.4)$$

где v и S — соответственно скорость снижения уровня воды и величина этого понижения от начала опыта.

Из выражения (4.4) следует, что на графике зависимости vS от S опытные точки должны укладываться на прямую линию

с уклоном к оси S, численно равным $(1-\mu)k$. Поскольку реальные значения недостатка насыщения для покровных отложений лежат в пределах $\mu = 0{,}05$—$0{,}2$, то задание здесь среднего значения $\mu = 0{,}1$ вносит погрешность в величину k не более 10 %, что вполне приемлемо.

Имеющиеся данные не позволяют сделать достаточно ясные выводы о преимуществах двухкольцевого налива перед однокольцевым, причем экспериментальный материал [5, 24, 41] свидетельствует о незначительной разнице определений проницаемости по однокольцевому и двухкольцевому инфильтрометрам.

До сих пор нет достаточной ясности в рекомендациях по назначению диаметра колец. Значительный материал по этому вопросу представлен В. В. Бадовым [25], который для опытных наливов в супесчано-суглинистых отложениях Северного Кавказа отметил некоторую тенденцию к уменьшению расчетной величины проницаемости при увеличении диаметра. Для оценки влияния диаметра колец проводились два контрольных налива в большие кольца на опытном участке Джизакского массива орошения [40], где проницаемость, рассчитанная по наливам в кольцах большого диаметра, получилась заметно меньшей, чем по наливам в стандартных кольцах. Можно предположить, что это различие либо связано с эффектом защемленного воздуха, либо с повышением роли слабопроницаемых слоев при увеличении диаметра кольца.

Следует также отметить, что существуют данные, свидетельствующие о возможности заметного нарушения принятой расчетной модели просачивания из шурфа. В частности, в некоторых опытах получен немонотонный характер изменения инфильтрующего расхода по времени (рис. 53) с выделением трех периодов: I — интенсивного уменьшения расхода (длительностью 6—12 часов), II — возрастания расхода (длительностью 2—8 сут) и III — последующего уменьшения расхода. Такая картина может объясняться изменением проницаемости за счет освобождения первоначально защемленного воздуха, что подтверждается наблюдаемыми выходами воздуха при наливах в большие кольца. Кроме того, аномалия в режиме просачивания могут обусловливаться физико-химическим переформированием порового пространства фильтрующих пород.

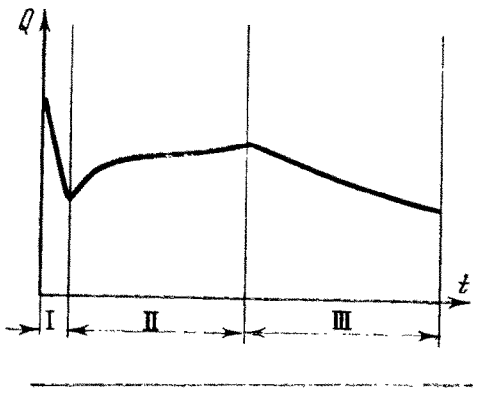


Рис. 53. Аномальный график изменения расхода инфильтрации при наливе в шурфе. По Т. В. Бурчак [5]

Таким образом, существующие данные изучения наливов в кольцевые инфильтрометры не дают однозначных ответов в оценке проницаемости пород зоны аэрации. По-видимому, можно утверждать, что наливы в инфильтрометры позволяют полу-

чить весьма ориентировочные значения коэффициентов фильтрации, которые дают некоторую условно сопоставительную оценку опробуемых слоев по степени и характеру проницаемости, однако они не могут непосредственно использоваться для фильтрационных прогнозов и, в частности, для определения инфильтрационных потерь при промывках и поливах.

§ 2. НАЛИВ НА СЛАБОПРОНИЦАЕМЫЙ СЛОЙ

При слоистом строении зоны аэрации, когда в ней имеются песчано-супесчаные слои мощностью несколько метров, подстилаемые глинистыми слоями, опробование может производиться наливом через скважины в песчаный слой (рис. 54). При этом поток растекается в опробуемом (песчаном) слое, одновременно просачиваясь через подстилающий (глинистый) слой. Такое опробование дает принципиальную возможность определить горизонтальную проницаемость опробуемого слоя и вертикальную проницаемость подстилающего слоя. Именно эти характеристики необходимы для прогнозных расчетов дренажа или фильтрации из водохранилищ и каналов.

Предложение по методике такого опытного налива в скважину впервые было сделано для определения проницаемости песчаного слоя, подстилаемого водоупором [25], а в дальнейшем рассматривались расчетные зависимости с учетом проницаемости подстилаемого слоя [13]. Однако эти зависимости были получены с рядом упрощений, допустимость которых только в последнее время могла быть критически рассмотрена на основании данных полевых опробований [6].

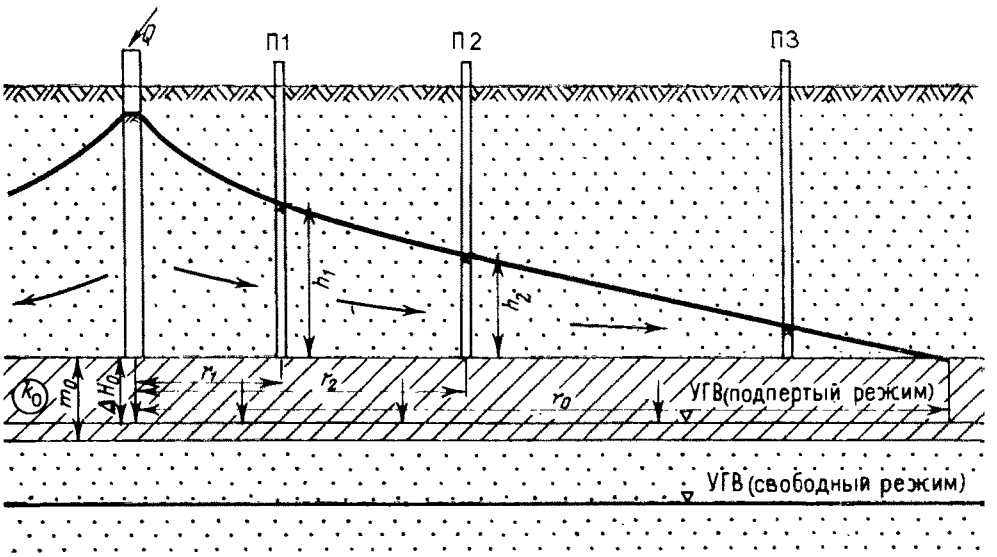


Рис. 54. Схема опытного налива в скважину (стрелками показаны направления потока)

Рассмотрим основные представления о методике проведения опытного налива в скважину на слабопроницаемом слое, уделяя особое внимание оценке влияния различных факторов, осложняющих процессы формирования фильтрационного потока при таком наливе.

Опытный налив в скважину обычно проводят к течение нескольких дней и даже недель, так что существенным является обоснование расхода налива и размеров воронки депрессии. При реальных значениях радиусов скважин и воронки депрессии можно оценить расход налива из выражения

$$Q=0{,}6kh_c^2. \tag{4.5}$$

Для радиуса воронки можно использовать соотношение

$$\frac{r_0}{h_c}=0{,}5\sqrt{\frac{k}{k_0}}, \tag{4.6}$$

из которого видно, что величина r_0 может меняться от десятков метров для легких глинистых пород (когда соотношение k/k_0 будет в пределах сотен—тысяч единиц) до сотен метров для тяжелых глинистых пород (когда соотношение k/k_0 достигает десяти тысяч и более).

Из анализа закономерностей нестационарного режима можно получить представления о времени $t_{ст}$ достижения практической стабилизации потока при просачивании через слабопроницаемый слой

$$t_{ст}=1{,}6\frac{\mu h_0}{k_0\left(3+\frac{h_0}{m_0}\right)},\quad h_0=0{,}74\sqrt{\frac{Q}{k}}. \tag{4.7}$$

При наличии легких глинистых пород в слабопроницаемом слое ($k_0\approx0{,}01$ м/сут) опытный налив должен длиться в течение нескольких суток, а при наличии в этом слое тяжелых глинистых пород требуемая длительность опыта может достигать десятков и сотен суток. Из такого анализа можно сделать вывод, что доведение опытного налива до стабилизированного состояния, когда возникает возможность оценки проницаемости слабопроницаемого слоя, реально только при сравнительно высокой проницаемости этого слоя, характерной для супесей и легких суглинков. Если же слабопроницаемый слой представлен тяжелыми глинистыми породами, то для определения его проницаемости следует опираться на данные понижения уровней после прекращения налива.

Переходя к обоснованию методики проведения и интерпретации опытного налива, оценим прежде всего допущения, заложенные при выводе используемых для этого расчетных зависимостей. При стационарном режиме основными допущениями являются горизонтальность и фильтрационная однородность слоев. Опыт таких опробований показал, что из-за небольших размеров зоны опробования значительных деформаций контакта слоев в пределах зоны ожидать трудно, вместе с тем в некоторых случаях встречаются значительные локальные углубления и искривления контакта слоев.

Например, при наливе на слой красно-бурых глин аллювиальный хазарской террасы на площадке размером 60×80 м В. Я. Буряковым [6] были обнаружены понижения в рельефе кровли слоя глубиной до 1 м. Что касается влияния фильтрационной неоднородности опробуемых отложений, то каких-либо конкретных сведений на этот счет не имеется, и только из общих представлений о фильтрационной структуре глинистых отложений можно предполагать определенную избирательность просачивания в глинистом слое.

Значительные дополнительные допущения вводятся при описании нестационарного режима формирования воронки растекания. В этом случае довольно грубо схематизируется перетекание через слабопроницаемый слой, поскольку не учитывается его нестационарность. При залегании уровня грунтовых вод в слабопроницаемом слое весьма существенное влияние на условия просачивания может также оказать «амортизационный» эффект воздушной подушки, образуемой между воронкой депрессии и уровнем грунтовых вод. В таких условиях возможность интерпретации нестационарного режима налива становится проблематичной.

Кроме того, на закономерности нестационарного режима здесь может заметное влияние оказывать изменчивость гравитационной емкости (коэффициента недостатка насыщения μ), связанная с динамикой капиллярной зоны. На это указывают, в частности, данные повторных опытных наливов, проведенных при изучении зоны аэрации под проектируемым Талимарджанским водохранилищем (рис. 55). Расход составил 20 м³/сут в глинистые пески, подстилаемые глинистым слоем мощностью 2 м, причем уровень грунтовых вод находился значительно глубже подстилающего глинистого слоя. При повторных наливах подъем уровней происходил гораздо быстрее, чем при начальном наливе, т. е. динамика уровней существенно отличалась. Попытки определения параметров (k, k_0, μ)

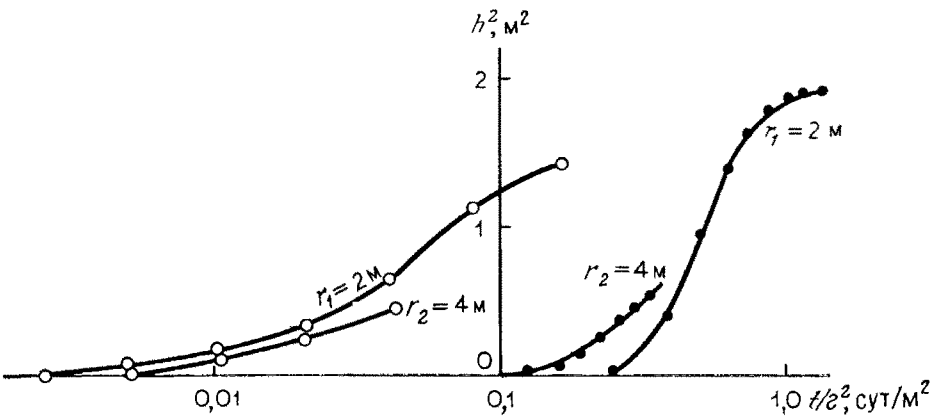


Рис. 55. Данные подъема уровней в пьезометрах при наличии повторных наливов в скважину (черные и белые кружочки — данные соответственно первого и второго наливов. По материалам В. Я. Бурякова и И. С. Пашковского)

по данным подъема уровней с использованием решений, приведенных в прил. 1, дали неудовлетворительные результаты: характер изменения уровней не соответствовал теоретическому (в частности, не наблюдалось выхода на квазистационарный режим); полученные значения параметров имели неустойчивый характер, а иногда получались нереальными (например, величина μ при начальных наливах оказывается аномально высокой — на порядок превышающей пористость породы).

Таким образом, возможности использования данных нестационарного режима для интерпретации данных опытного налива на слой весьма ограничены, причем применение этих данных для определения проницаемости слабопроницаемого слоя представляется практически нереальным. Исходя из приведенных соображений, приходим к рекомендации использовать данные налива лишь для определения проницаемости песчаного слоя, а определение проницаемости подстилающего (глинистого) слоя следует проводить по данным режима восстановления уровня после прекращения налива.

Интерпретация данных налива. Для определения коэффициента фильтрации песчаного слоя целесообразно использовать данные квазистационарного режима, формирующегося при сравнительно длительном наливе в скважину, когда в зоне, примыкающей к скважине, форма воронки депрессии описывается уравнением Дюпюи. При наличии двух пьезометров, располагаемых в зоне квазистационарного режима, величина «k» рассчитывается по формуле

$$k=0{,}73\frac{Q}{\Delta h_{21}^2}\lg\frac{r_2}{r_1},\qquad \Delta h_{21}^2=h_2^2-h_1^2. \tag{4.8}$$

Как следует из теоретического анализа, формулу (4.8) практически можно применять при $r<0{,}3r_t$, причем величину радиуса растекания r_t можно оценивать по формуле

$$r_t=1{,}1\sqrt[4]{\frac{kQt}{\mu^2}}. \tag{4.9}$$

Практическую диагностику применимости формулы (4.8) можно провести при наличии нескольких наблюдательных скважин на одном луче, строя по этим данным график зависимости h^2 от $\lg r$, который должен быть линейным. Такие же расчеты могут производиться и при наливах в круглый котлован радиусом $r_к$. При этом, если наблюдательная скважина располагается под котлованом, на расстоянии r от его центра, то ее расчетное расстояние до центра r_0 определяется по формуле

$$r_0=r_к\exp\left(-\frac{r_к^2-r^2}{2r_к^2}\right). \tag{4.10}$$

Достоверность такого расчета существенно повышается при наличии наблюдательных скважин, располагаемых по двум-трем лучам,

симметричным относительно центральной скважины. При этом в качестве расчетного принимается среднее из значений «k», определенных по каждому из лучей.

При наливе в квадратный котлован уже на расстоянии нескольких метров поток также можно считать радиальным в плане. В этом случае, располагая пьезометры в зоне радиального потока, можно вести обработку данных по тем же зависимостям, как и для налива в скважину, а для пьезометров, располагаемых под котлованом размером $l \times l$ при $r < 0{,}5l$, расчетные расстояния определяются по формуле (4.10) при $r_к = 0{,}56l$.

При одиночном наливе или наличии только одной наблюдательной скважины единственной возможностью является определение «k» по данным изменения уровня в период квазистационарного режима, предварительно диагносцируемого по прямолинейной зависимости графика h^2 от $\lg t$. Выбрав на таком графике две точки с глубинами h_1 и h_2 в моменты времени t_1 и t_2, расчет ведут по формуле

$$k = 0{,}37 \frac{Q}{h_c^2 - h_1^2} \lg \frac{t_2}{t_1}. \qquad (4.11)$$

Для уменьшения влияния динамичности емкостных свойств пород такой налив должен повторяться (после полного спада уровней от предыдущего опыта) до тех пор, пока расчеты не дадут практически повторяющиеся результаты. Следует иметь в виду, что такие расчеты являются менее достоверными, чем расчеты по формуле (4.8), и их применение может быть оправдано только при проведении на большой глубине при высокой стоимости бурения наблюдательных скважин.

Интерпретация данных снижения уровня после налива. Проницаемость подстилающего глинистого слоя рекомендуется определять по режиму снижения уровней воды после прекращения налива. Для этого используются данные замеров по лучам пьезометров в период, когда уровни в этих пьезометрах становятся близкими, причем расположение пьезометрических створов обусловливается структурой потока.

При наливах в скважину или в круглый (квадратный) котлован пьезометрический створ должен иметь радиальное направление и состоять кроме центральной скважины еще из одного-двух пьезометров, располагаемых в центральной зоне.

При наличии двух пьезометров, располагаемых на расстоянии r_1 и r_2 от центральной скважины, рассмотрим баланс потока внутри наблюдательного створа, считая, что скорости снижения уровней v_h и перетекания через слабопроницаемый слой v_0 постоянны по площади.

Тогда в рассматриваемой области будет одинаковой интенсивность w площадного поступления воды в воронку депрессии

$$w = \mu v_h - k_0 I_0, \qquad (4.12)$$

где I_0 — средний градиент напора вертикального перетекания.

Определение величин v_h и I_0 следует производить по средней глубине воды h в пределах расчетной области потока, т. е.

$$v_h=\frac{\Delta h}{\Delta t},\quad I_0=\frac{\Delta H}{m_0}, \tag{4.13}$$

где ΔH — средний перепад напора в подстилающем слое, причем в случае свободной фильтрации из подстилающего слоя $\Delta H = h+m_0$, а в случае подпертой фильтрации $\Delta H = h+\Delta H_0$ (см. рис. 54).

При наличии одной центральной и двух наблюдательных скважин величину h можно задавать как средневзвешенное значение глубин h_c, h_1 и h_2 по относящимся к ним площадям потока, считая, что к центральной скважине относится площадь $F_0=0{,}25\pi r_1^2$, к первому пьезометру площадь $F_1=0{,}25\pi[(r_2+r_1)^2-r_1^2]$, а ко второму пьезометру площадь $F_2=0{,}25\pi[(3r_2+r_1)^2-(r_2+r_1)^2]$. Тогда

$$h=\frac{h_cF_0+h_1F_1+h_2F_2}{F_0+F_1+F_2}. \tag{4.14}$$

В частности, при $r_2=2r_1$ получим

$$h=0{,}16\,(0{,}25h_c+2h_1+4h_2). \tag{4.14а}$$

В этом случае (т. е. при $r_2=2r_1$) центр тяжести радиального блока радиусом r_2 совпадает с положением первого пьезометра и поэтому здесь можно также считать

$$h=h_1. \tag{4.14б}$$

Этот же вариант задания h целесообразно, по-видимому, принимать при наличии помимо центральной скважины только одного пьезометра.

В радиальном безнапорном потоке при интенсивности площадного питания w распределение глубин потока будет описываться уравнением

$$h_c^2-h^2=\frac{wr^2}{2k}, \tag{4.15}$$

где h_c — глубина потока в центральной скважине (при $r=0$). Записывая это уравнение для пьезометров 1 и 2, получим

$$h_1^2-h_2^2=\frac{w}{2k}(r_2^2-r_1^2), \tag{4.16}$$

а подставляя сюда выражение (4.12) для w, представим это уравнение в виде

$$\mu\frac{\Delta h}{\Delta t}-k_0I_0=\frac{2k(h_1^2-h_2^2)}{r_2^2-r_1^2} \tag{4.17}$$

или

$$\varphi_1(t)-\frac{k}{\mu}\varphi_2(t)=\frac{k_0}{\mu}, \tag{4.18}$$

где

$$\varphi_1(t)=\frac{\Delta h}{I_0\Delta t},\quad \varphi_2(t)=\frac{2(h_1^2-h_2^2)}{I_0(r_2^2-r_1^2)}. \tag{4.18а}$$

Из уравнения (4.17) следует, что, если опытные данные представить на графике зависимости φ_1 от φ_2, то опытные точки должны ложиться на прямую линию, отсекающую на оси φ_1 величину k_0/μ, а на оси φ_2 — величину k_0/k.

Таким же образом можно получить решение, рассматривая баланс потока между центральной скважиной и пьезометром 1, для чего уравнение (4.14) записывается при $r=r_1$

$$h_c^2-h_1^2=\frac{wr_1^2}{2k}. \tag{4.19}$$

Тогда в уравнении (4.17) φ_1 сохраняет то же выражение, а

$$\varphi_2=\frac{2(h_c^2-h_1^2)}{I_0r_1^2}. \tag{4.20}$$

Такой расчет целесообразно использовать как проверочный для подтверждения расчета по двум пьезометрам.

Описанная выше методика без каких-либо изменений может использоваться для интерпретации данных снижения уровней после окончания налива в круглый или квадратный котлован. Специфической при этом является только дополнительная инфильтрация под котлованом за счет стекания воды из зоны аэрации. Влияние этого фактора еще требует проверки.

Предлагаемая методика интерпретации данных снижения уровня после налива в скважине была опробована на одном модельном опыте. Результаты данного опыта получены И. С. Пашковским и Л. Р. Шредером путем численного решения на ЭВМ дифференциального уравнения радиального безнапорного потока с перетеканием, в котором задавалось осредненное значение градиента напора вертикального перетекания $I_0=1+h_0/3m_0$, где h_0 — глубина потока при $r=0$. Расчет проводился при следующих исходных данных: $k=1$ м/сут, $k_0=0{,}05$ м/сут, $\mu=0{,}2$, $m_0=0{,}5$ м, радиус центральной скважины $r_c=0{,}1$ м, расход налива $Q=14{,}4$ м^3/сут. Графики изменения глубин потока во времени представлены на рис. 56.

Для экспериментальной интерпретации, приведенной С. Б. Горожанкиной, были выбраны две пары расчетных точек, соответствующих расположению условных скважин: 1) центральная скважина и наблюдательная на расстоянии $r_1=2$ м и 2) две наблюдательные скважины при $r_1=2$ м; $r_2=4$ м. Расчеты проводились при $\Delta t=0{,}2$ сут, причем находились значения $\varphi_1(t)$ и $\varphi_2(t)$ для середины каждого временно́го интервала. При этом средняя мощность потока для случая двух наблюдательных скважин рассчитывалась по формулам (4.14$а$) и (4.14$б$). На рис. 61, $б$ представлены графики зависимости $\varphi_1(t)$ от $\varphi_2(t)$. Для каждого из способов интерпретации можно найти прямую, приближенно проходящую через точки соответствующего графика, причем в случае двух наблюдательных скважин такую прямую можно провести лишь при условии отбрасывания начальных точек (при $t>0{,}5$ сут).

По величине отрезков, отсекаемых прямыми на осях графика зависимости φ_1 от φ_2, были определены параметры, представленные в табл. 38.

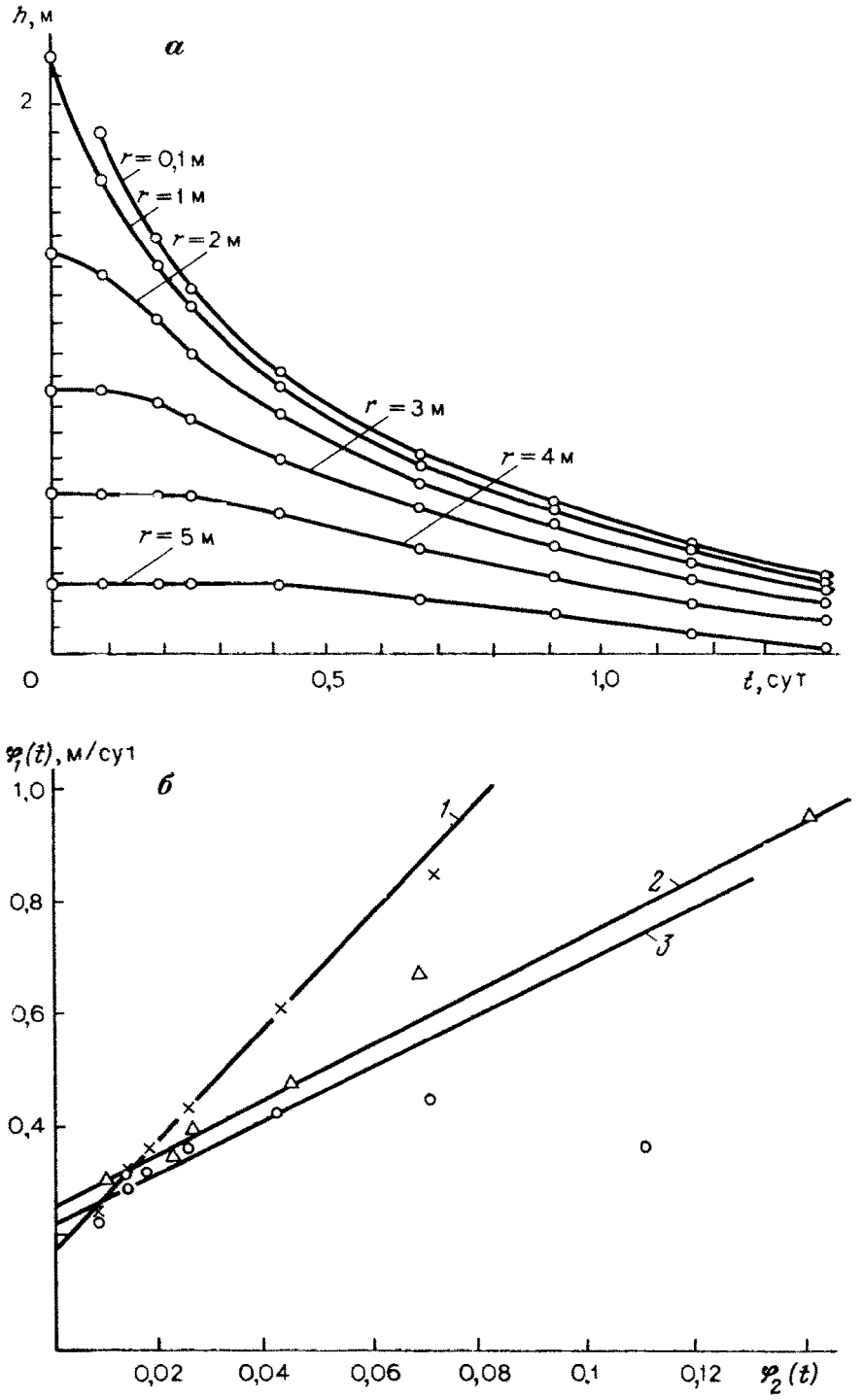


Рис. 56. Восстановление уровней модельного налива в скважину.

а — данные, полученные расчетами на ЭЦВМ (по материалам И. С. Пашковского и Л. Р. Шредера); *б* — интерпретация данных модельного налива; *1*, *2*, *3* — расчетные прямые, проведенные соответственно по точкам: *1* — r_1=2 м, r_2=4 м и расчете h по формуле (4.14*б*); *2* — r_0=0,1 м, r_1=2 м; *3* — то же, при расчете h по формуле (4.14*а*)

ТАБЛИЦА 38

Определение параметров контрольного налива

Параметры	Способ расчета		
	по двум пьезометрам с определением h по формулам		по центральной скважине и одному пьезометру
	(4. 14 *а*)	(4. 14 *б*)	
$\frac{k_0}{\mu}$, м/сут	0,22	0,18	0,25
$\frac{k_0}{k}$	0,046	0,017	0,05

Сопоставление найденных значений параметров с фактическими (k_0/μ = =0,25 м/сут, k_0/k=0,05) позволяет признать возможность применения рекомендуемой методики интерпретации, по крайней мере, при достаточно длительном периоде снижения уровней. Кроме того, на основе такого сопоставления можно сделать вывод, что из двух предлагаемых способов определения h предпочтительным следует считать расчет по формуле (4.14*а*).

Заметного различия результатов интерпретации при одном и двух пьезометрах не наблюдается, причем результаты расчета при одном пьезометре оказались даже лучше, чем при двух, к тому же точки на графике φ_1, φ_2 в случае одного пьезометра аппроксимируются прямой линией в большем интервале времени. Однако не следует спешить с выводами, полученные результаты требуют дополнительной проверки и сопоставительных расчетов по большему объему материалов.

В качестве примера определения параметров по данным снижения уровней после налива в скважину приведем результаты интерпретации полевого опыта, проведенного при изысканиях в ложе Талимарджанского водохранилища *. Налив производился в слой мелкозернистых песков, подстилаемый слоем глин мощностью 2 м. Опытный куст, кроме центрального, был оборудован двумя наблюдательными скважинами, расположенными на расстояниях 2 и 4 м. Графики снижения уровней после налива приведены на рис. 57. Расчеты величин $\varphi_1(t)$ и $\varphi_2(t)$ производилнсь по выражениям (4.18*а*) и (4.20) при Δt=1 ч. На графике φ_1, φ_2, представленном на рис. 57, *б*, показаны прямые, проведенные через точки, полученные для центральной скважины и одного пьезометра (при r_1= =4 м), а также для двух наблюдательных скважин (при r_1=2 м и r_2=4 м), причем в последнем случае h определялась по выражению (4.14*а*). В первом случае опытные точки на графике φ_1, φ_2 ложатся на прямую при t>0,5 час, а во втором случае при t>1,5 час. По отрезкам, отсекаемым прямой на координатных осях φ_1 и φ_2, определяются значения k_0/μ=1,0 м/сут, k_0/k=0,020. Используя далее рассчитанное В. Я. Буряковым по периоду стабилизации уровней во время налива значение k=3,6—4,2 м/сут, получаем значения параметров k_0=0,07—0,08 м/сут, μ=0,07—0,08.

Рассмотрим теперь рекомендации по постановке опытных наливов, следующие из изложенных выше соображений и методики расчета. При этом следует исходить из общего положения, что пока подробную рецептуру проведения таких опытов дать не представляется возможным и каждый раз необходимо проводить ее обоснование, опираясь на результаты разведочных

* Расчеты проводились С. Б. Горожанкиной по материалам В. Я. Бурякова.

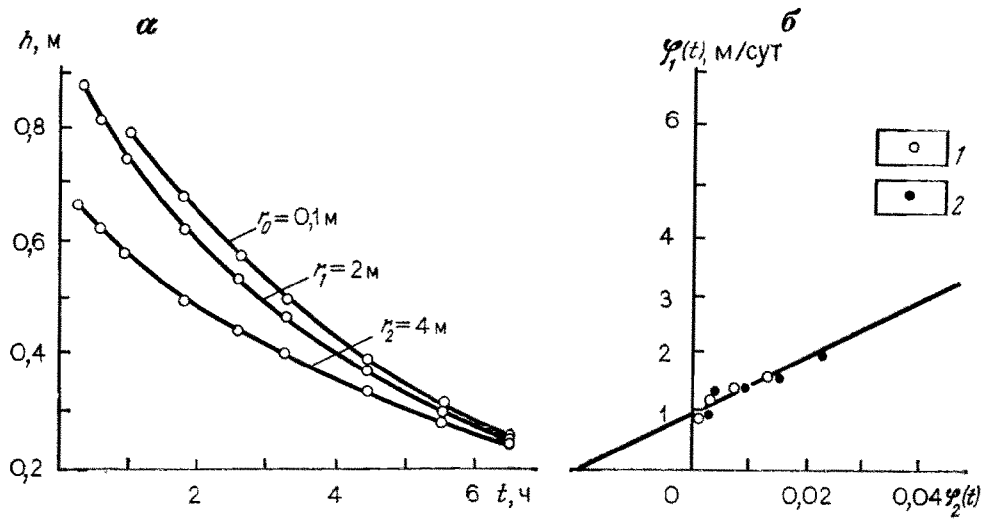


Рис. 57. Восстановление уровней после налива в ложе Талимарджанского водохранилища.

а — опытные данные (по В. Я. Бурякову); *б* — интерпретация опытных данных: *1* — по центральной скважине и пьезометру при r_1=4 м, *2* — по двум пьезометрам при r_1=2 и r_2=4 м

расчетов в конкретных условиях. При проведении серии таких наливов обязательно следует выделять ключевые опыты, которые проводятся более обстоятельно с тем, чтобы на них можно было выверить методику расчетов и рациональную схему опыта в целом. Такие наливы целесообразно проводить в скважину (а не в котлован), поскольку при наливе в скважину обеспечивается наиболее четкая расчетная схема опыта. Расход налива оценивается по приближенной формуле (4.5), где величина h_c задается в зависимости от мощности опробуемого пласта. Поскольку в процессе опыта может происходить ухудшение приемистости скважины и снижение расхода налива, следует предусмотреть возможность устройства одной-двух дополнительных центральных скважин, располагаемых в непосредственной близости (на расстоянии до 2-х метров) друг от друга. Следует стремиться к заданию возможно большего диаметра центральной скважины, что обеспечивает увеличение приемистости скважины. Вместе с тем четкие рекомендации по диаметру центральной скважины и способу ее устройства еще требуют обоснования.

Пьезометры опытного куста рекомендуется располагать по лучам на расстоянии $r_1 = 3—4$ м и $r_2 = 5—7$ м от центральной, задавая дополнительный пьезометр на расстоянии $r_3 = 10—15$ м. На ключевых опытных наливах целесообразно располагать 2—3 таких луча в различных направлениях.

Пока нет достаточных материалов для обоснованного задания длительности опытного налива, определяющего радиус воронки растекания, за исключением соображений, полученных из анализа условия (4.7).

§ 3. НАЛИВ В УДЛИНЕННЫЙ КОТЛОВАН (ТРАНШЕЮ)

Одним из способов проведения крупномасштабного опробования зоны аэрации является налив в удлиненный котлован (траншею), имитирующий опытный участок канала (рис. 58). Существенный недостаток этого способа — значительные потери воды на насыщение зоны аэрации. Поэтому такой опыт целесообразно проводить только при сравнительно небольшой мощности опробуемой зоны аэрации. В частности, определенный интерес эта схема опробования представляет для условий, когда покровные отложения имеют сравнительно небольшую мощность и значительно меньшую проницаемость в нижней части, а уровень грунтовых вод располагается ниже их подошвы. В этом случае под опытным отсеком образуется своеобразный поток растекания, который в начальный период имеет нестационарный характер, а затем стабилизируется. Для интерпретации опытных данных целесообразно использовать главным образом данные стационарного режима, для которого могут быть составлены сравнительно простые расчетные зависимости.

При выводе зависимостей поток делится на два фрагмента — под каналом и вне его, причем поток под каналом следует раздельно рассмотреть для условий подпертой фильтрации из канала.

При $k \gg k_0$ и относительно большой ширине канала поток под ним можно описывать, исходя из предпосылок перетекания. В том случае в каждом сечении под каналом балансовое уравнение будет

$$\frac{dq}{dx} = v_к - v_п, \tag{4.21}$$

где q — расход горизонтального потока; $v_к$ и $v_п$ — скорости вертикальной фильтрации из канала и через слабопроницаемый слой. Для этих величин при

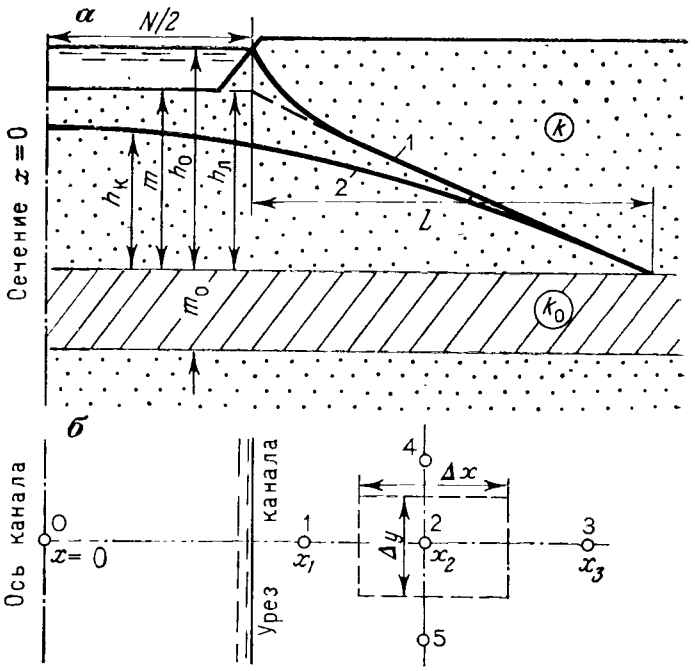


Рис. 58. Схема потока и наблюдательной сети при наливе в отсек канала.

а — разрез поперек канала (*1* и *2* — свободные поверхности при подпертой и свободной фильтрации из канала); *б* — расположение наблюдательных скважин в плане (пунктиром показана граница расчетного блока, *1—5* — номера пьезометров)

подпертой фильтрации из канала можно записать выражения

$$q=-km\frac{dH}{dx},\quad v_к=k\frac{H^0-H}{m_z},\quad v_п=k_0\frac{H}{m_0^0},\tag{4.22}$$

где H — расчетный напор в верхнем слое; m_z — расчетный путь вертикальной фильтрации в верхнем слое; $m_0^0=m_0+\frac{k_0}{k}(m-m_z)$ — расчетная мощность вертикального потока из верхнего слоя через нижний. Подставляя эти выражения в (4.21), получим дифференциальное уравнение для распределения средних напоров под каналом

$$km\frac{d^2H}{dx^2}+k\frac{H^0-H}{m_z}+k_0\frac{H}{m_0}=0\tag{4.23}$$

или

$$\frac{d^2H}{dx^2}+\frac{H_0}{mm_z}-b^2H=0,\quad b^2=\frac{1}{mm_z}+\frac{k_0}{k}\frac{1}{mm_0}.\tag{4.24}$$

Общее решение этого уравнения

$$H=\frac{H_0}{b^2mm_z}+C_1\operatorname{ch}bx+C_2\operatorname{sh}bx,\tag{4.25}$$

где C_1 и C_2 — произвольные интегрирования, которые находятся из граничных условий. Так, из условия на оси канала $dH/dx=0$ при $x=0$ и из условия $H=h_л+m_0$ при $x=0{,}5N$ получаем

$$C_2=0,\quad C_1=\frac{(h_л+m_0)-\dfrac{H^0}{b^2mm_z}}{\operatorname{ch}\dfrac{bN}{2}}.\tag{4.25а}$$

Расход потока $q_к$ в сечении уреза канала при этом будет

$$q_к=-km\left.\frac{dH}{dx}\right|_{x=0,5N}=-C_1kmb\operatorname{sh}\frac{bN}{2}=$$

$$=km\left[\frac{H^0}{b^2mm_z}-(h_л-m_0)\right]b\operatorname{th}\frac{bN}{2}.\tag{4.26}$$

Для определения расчетной мощности m_z сопоставим (4.26) с выражением для расхода из канала неограниченной ширины ($N\to\infty$) при $k_0=0$, тогда оно принимает вид

$$q_к=km\frac{h_0-h_л}{\sqrt{mm_z}}=k(h_0-h_л)\sqrt{\frac{m}{m_z}}.\tag{4.26а}$$

Вместе с тем строгое решение такой задачи дает

$$q_к=k\frac{h_0-h_л}{0{,}44}.\tag{4.26б}$$

Сопоставляя (4.26а) и (4.26б), получим $\sqrt{m_z/m}=0{,}44$ или $m_z=0{,}2m$. Тогда выражение (4.26) принимает вид

$$q_к=kmb\operatorname{th}\beta\left(\frac{h_0+m_0}{1+0{,}67\dfrac{k_0}{k}\cdot\dfrac{m}{m_0}}-h_л-m_0\right),\tag{4.27}$$

$$b^2=\frac{5}{m^2}+\frac{k_0}{m_0'},\quad m_0'=m_0+0{,}8k_0m,\quad k_0=\frac{k_0}{k},\quad \beta=\frac{bN}{2}.\tag{4.27а}$$

Сопоставление со строгим решением для однородного потока на водоупоре показывает, что это решение дает приемлемые результаты при $N \geqslant 0{,}5m$.

При малом размере канала для расхода бокового потока можно принимать сопротивление потока таким же, как для потока на водоупоре (при $k_0 = 0$), а для расчета потока, фильтрующего под каналом через слабопроницаемый слой считать средний напор под каналом, равным среднему напору на линии уреза канала.

Тогда выражения для расходов потока под каналом будут

$$q_к = km\frac{h_0 - h_л}{\Delta L}, \quad q_к^0 = \frac{k_0 h_л N}{2m_0}, \tag{4.28}$$

где ΔL — сопротивление канала по отношению к верхнему слою. В частности, при однородном строении ложа канала с небольшой глубиной воды и $N > 2m$ можно считать [25]

$$\frac{\Delta L}{m} = 0{,}44 + 0{,}16\frac{m}{N}. \tag{4.28а}$$

Рассмотрим теперь поток во внешнем фрагменте, где также принимаются предпосылки перетекания и глубины потока описываются уравнением

$$k\frac{d}{dx}\left(h\frac{dh}{dx}\right) = k_0\frac{h + m_0}{m_0}. \tag{4.29}$$

Решение этого уравнения будем искать методом интегрального баланса, задавая линейное распределение глубин потока

$$h \cong h_л\left(1 - \frac{x}{L}\right). \tag{4.30}$$

Подставляя (4.30) в (4.29), получим приближенное равенство

$$\frac{h_л^2}{L^2} \cong \frac{k_0}{m_0}\left[h_л\left(1 - \frac{x}{L}\right) + m_0\right], \tag{4.31}$$

которое будем выполнять, интегрируя его от 0 до L, что дает

$$\frac{h_л^2}{L^2} = \frac{k_0}{m_0}\left(\frac{h_л}{2} + m_0\right), \tag{4.32}$$

причем

$$q_к' = k\frac{h_л^2}{L}. \tag{4.32а}$$

Для получения полных фильтрационных потерь из канала большой ширины следует еще добавить расход $q_к^0$, фильтрующийся через слабопроницаемый слой под каналом

$$q_к^0 = \frac{k_0}{m_0}\int_0^{N/2} H\,dx = \frac{k_0}{m_0}\int_0^{N/2}\left(\frac{h_0 + m_0}{b^2 m m_z} + C_1 \operatorname{ch} bx\right)dx =$$

$$= \frac{k_0}{m_0}\left[\frac{0{,}5\,(h_0 + m_0)\,N}{1 + 0{,}67\bar{k}_0\dfrac{m}{m_0}} - \frac{\operatorname{th}\beta}{b}\left(\frac{h_0 + m_0}{1 + 0{,}67\bar{k}_0\dfrac{m}{m_0}} - h_л - m_0\right)\right]. \tag{4.33}$$

Суммарный погонный расход фильтрации из канала $q_к = 2(q_к^0 + q_к')$, согласно (4.27) и (4.33), можно записать в виде

$$q_к = k\bar{q}_к, \quad \bar{q}_к = k_0 N\left[I_0' - \frac{\operatorname{th}\beta}{\beta}\left(I_0 - \frac{h_л}{m_0} - 1\right)\right] + \frac{h_л^2}{L}, \tag{4.34}$$

где обозначено

$$I_0 = \frac{h_0 + m_0}{m_0 + 0{,}67km}. \tag{4.34а}$$

Аналогично решается эта задача при свободной фильтрации из канала, когда для $\bar{q}_к$ можно записать выражение

$$\bar{q}_к = \frac{h_л^2}{L} + kN\frac{h_к' + m_0}{2m_0}, \tag{4.35}$$

где $h_к'$ — средняя глубина потока под каналом.

При проведении опытного налива в такой канал (котлован) замеряется расход фильтрации из канала $Q_к$, по которому находится удельный расход $q_к = Q_к/2l_к$, где $l_к$ — длина опытного участка канала. Как показывают данные практических замеров, величина удельного расхода из канала может существенно меняться по его длине. Для контроля за неравномерностью фильтрации из канала целесообразно замерять потери в канале по нескольким отсекам.

Наблюдательная пьезометрическая сеть задается по створу поперек канала с дополнительными скважинами поперек створа (см. рис. 58, *б*). Желательно эти скважины устанавливать на полную глубину верхнего, более проницаемого слоя. По замерам в этих пьезометрах устанавливается зависимость глубины потока h от расстояния до канала x, которая согласно (4.30) принимается линейной. По точкам на графике $h(x)$ проводится прямая линия, отсекающая значения $h = h_л$ при $x = 0$ и $x = L$ при $h = 0$. Тогда можно получить соотношение коэффициентов фильтрации

$$k_0 = \frac{h_л^2}{\left(\frac{h_л}{2m_0} + 1\right)L^2}, \tag{4.36}$$

после чего рассчитать $\bar{q}_к$ по выражениям (4.34) или (4.35) и получить $k = q_к/\bar{q}_к$.

Обработку данных нестационарного режима при свободной фильтрации из канала можно проводить, пользуясь конечно-разностными уравнениями, составляемыми для блока площадью $\Delta x\,\Delta y$ за интервал времени Δt внутри «креста» пьезометров (см. рис. 58, *б*)

$$q_к - \Delta y\frac{x_1 + x_2}{2}\left(\mu\frac{\Delta h_{01}}{\Delta t} + \frac{k_0}{m_0}\frac{h_{01} + m_0}{m_0}\right) + k\left(h_3\Delta y I_3 + h_4\Delta x I_4 + \right.$$

$$\left. + h_5\Delta x I_5\right) = k_0\frac{h_2 + m_0}{m_0}\Delta x\,\Delta y + \mu\,\Delta x\,\Delta y\frac{\Delta h_2}{\Delta t}, \tag{4.37}$$

где Δx и Δy — размеры блока, причем Δx равно половине расстояния между пьезометрами *1* и *3*, а Δy равно половине расстояния между пьезометрами *4* и *5*; h_3, h_4, h_5 — средние глубины потока между пьезометрами *3*, *4*, *5* и *2*; h_2 — средняя за интервал Δt глубина потока по пьезометру *2*; Δh_2 — изменение уровня воды в пьезометре *2* за время Δt; h_{01} и Δh_{01} — глубина потока и изменение уровня воды за время Δt, средние по пьезометрам *0* (h_0) и *1* (h_1), причем

$$\Delta h_{01}=\frac{2\Delta h_0 x_1+\Delta h_1 (x_2-x_1)}{x_2+x_1},\quad h_{01}=\frac{2h_0 x_1+h_1 (x_2-x_1)}{x_2+x_1}. \tag{4.37а}$$

Для упрощения записи представим уравнение (4.37) в виде

$$\mathrm{M}_q+k\mathrm{M}=\mu v_H+k_0 I_{\text{п}}, \tag{4.38}$$

где v_H и $I_{\text{п}}$ — средние значения скорости подъема уровней и градиентов напора в подошве; M_q и M — модули расхода фильтрации из канала и изменения расходов в расчетном блоке

$$v_H=v_H^0\frac{x_1}{\Delta x}+v_H'\frac{x_2-x_1}{2\Delta x}+v_H'', \tag{4.38а}$$

$$I_{\text{п}}=1+\frac{x_1+x_2}{2\Delta x}+\frac{h_2\Delta x+h_0 x_1+0{,}5h_1 (x_2-x_1)}{m_0\Delta x}, \tag{4.38б}$$

$$\mathrm{M}_q=\frac{q_{\text{к}}}{\Delta x\,\Delta y},\quad \mathrm{M}=\frac{h_3 I_3}{\Delta x}+\frac{h_4 I_4+h_5 I_5}{\Delta y}. \tag{4.38в}$$

В уравнении (4.38) три переменные и поэтому его использование для определения всех трех параметров требует дополнительной информации. Если, например, найдены значения k и k_0 по стационарному режиму, то из уравнения (4.38) определяется величина μ. Если же в процессе опыта замеряется изменение влажности, по которому можно установить величину μ, то уравнение (4.38) переписывается в виде

$$k=k_0 Z_2+Z_1,\quad Z_1=\frac{\mu v_H-\mathrm{M}_q}{\mathrm{M}},\quad Z_2=\frac{I_{\text{п}}}{\mathrm{M}}. \tag{4.39}$$

Составляя по опытным данным график зависимости величин Z_1 и Z_2, в соответствии с уравнением (4.39) должны получить на этом графике прямую линию, отсекающую на осях Z_1 и Z_2 значения $Z_1^0=k$ и $Z_2^0=k/k_0$.

При таких расчетах следует очень внимательно относиться к обоснованию величины $q_{\text{к}}$, учитывая, что заметная часть потерь из канала может тратиться на изменение влагозапасов в зоне аэрации, а также считаясь с возможной неравномерностью фильтрации по площади опытного участка канала (котлована).

5 ПРОЦЕССЫ СОЛЕПЕРЕНОСА ПРИ ПРОМЫВКАХ ЗАСОЛЕННЫХ ЗЕМЕЛЬ

Принципы обоснования условия промывок засоленных земель строятся на двух существенно различных позициях: эмпирической, основанной на обобщении большого фактического материала натурных исследований, и теоретической, основанной на использовании физико-химических построений теории солепереноса и солеобмена. Конечно, в дальнейшем необходимо добиваться сочетания этих позиций, однако сейчас они нередко противопоставляются друг другу [13]. В значительной степени такое положение обусловливается тем, что засоление и рассоление орошаемых земель представляют собой многофакторные процессы, теоретическое описание которых пока еще далеко до совершенства. Вместе с тем понимание этих процессов, именно в силу их многофакторности, может быть достигнуто только на основе теоретических представлений, базирующихся на принципах точных наук и в достаточно полной мере учитывающих природные условия. Поэтому основное внимание в изучении солепереноса при промывках уделим обоснованию теоретических позиций анализа протекающих при этом процессов, стремясь к выявлению роли различных факторов. При этом главным образом будем обращать внимание на такие аспекты проблемы, которые связаны с решением вопросов методики гидрогеологических исследований, не стремясь к завершенному построению рекомендаций по мелиоративным прогнозам рассоления орошаемых земель.

§ 1. ОСНОВЫ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКОЙ ГИДРОДИНАМИКИ СОЛЕОБМЕНА И СОЛЕПЕРЕНОСА

При изучении физико-химического характера процессов рассоления следует, разумеется, учитывать представления о токсичности различных солей. По Н. И. Базилевич и Е. И. Панковой, за критерий засоления принимается «суммарный эффект» токсичных ионов, выраженный в эквивалентах по Cl, исходя из следующих соотношений: $1Cl = 0{,}1CO_3 = 2{,}5HCO_3 = 5SO_4$. По величине «суммарного эффекта» (будем обозначать его c_{Cl}) почвы разделяются по степени засоления на: незасоленные ($c_{Cl} = 0{,}3$ ммоль), слабозасоленные ($c_{Cl} = 0{,}3$—1 ммоль), среднезасоленные ($c_{Cl} = 1$—3 ммоль) и очень сильнозасоленные ($c_{Cl} = 7$ ммоль).

При обосновании физико-химических моделей процессов солеобмена водный раствор обычно считается однокомпонентным, однозначно характеризующимся концентрацией солей «c». Рассматривая такую модель, как первое приближение, можно в качестве «c»

принимать величину «суммарного эффекта» c_{Cl} или концентрацию преобладающих солей. Вместе с тем при сложном солевом составе водного раствора отдельные компоненты характеризуются совершенно различными условиями солевого обмена между жидкой и твердой фазами и такая модель уже может быть неудовлетворительной. Например, при сульфатно-хлоридном или хлоридно-сульфатном засолении сульфаты переходят в водный раствор значительно труднее, чем хлориды, гораздо дольше оставаясь при промывках в твердой фазе. В таких случаях можно проводить расчеты солевого обмена и переноса для каждого компонента в отдельности, без учета их взаимовлияния. Однако такой подход еще требует экспериментального обоснования, которое до сих пор не осуществлялось.

Для растворения солей, находящихся в твердой фазе, Н. Н. Веригин предлагает [10] уравнение кинетики вида

$$\frac{dN_т}{dt} = \gamma N_т^к (c - c_н), \tag{5.1}$$

где $N_т$ — содержание солей в твердой фазе в единице объема грунта; $c_н$ — концентрация насыщения; γ — коэффициент скорости растворения; k — параметр, зависящий от характера распределения солей в грунте ($k = 0$ при пленочном засолении, $k = 0{,}5$ при дисперсном засолении). Применительно к этому типу уравнения для растворения гипса, дисперсно распределенного в песчано-глинистых грунтах, А. Е. Орадовской получены значения $\gamma = 10$—100 сут$^{-1}$.

Уравнения физико-химического обмена должны рассматриваться далее совместно с уравнением переноса солей, получаемым из условия неразрывности солевого потока. Запишем такое уравнение для одномерного гомогенного потока, движущегося в направлении l со скоростью фильтрации v, учитывая конвективный перенос и микродисперсию, обусловливаемую молекулярной диффузией и гидродисперсией

$$n_0 \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial (cv)}{\partial l} + \frac{\partial N_т}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial l^2}. \tag{5.2}$$

Здесь D — коэффициент микродисперсии, который складывается из коэффициента молекулярной диффузии $D_м$ и коэффициента гидродисперсии $D_г = \delta_г v$, где параметр гидродисперсии $\delta_г$ зависит от структуры среды. Для песчаных и глинистых пород характерное значение $D_м = 10^{-5}$ м^2/сут, а параметр гидродисперсии наиболее обоснован для мелкозернистых песков, имеющих ориентировочно $\delta_г = 1$ мм [10, 38].

Дальнейшее рассмотрение модели солепереноса будем проводить для хорошо растворимых солей (главным образом хлоридов), пренебрегая кинетикой их растворения.

Важнейшим геологическим фактором солепереноса является фильтрационная гетерогенность среды, обусловленная особенностями литологического строения пород, а также нарушениями, вызываемыми деятельностью растений и землероев.

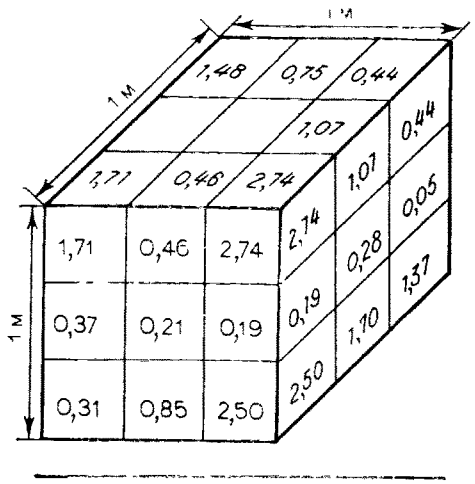


Рис. 59. Распределение коэффициентов фильтрации (м/сут) по блокам монолита супесчано-суглинистых пород. По материалам Е. К. Широковой и Ш. А. Караулова

Характерный пример структуры фильтрационного строения супесчано-суглинистых отложений, обусловленного их литологической неоднородностью, представляют данные определения коэффициента фильтрации в отдельных блоках монолита, вырезанного с поверхности земли в периферийной части конуса выноса (район Голодной степи). Монолит имел форму куба с размером сторон 1 м и разрезался на 27 кубических блоков размером ~0,3 м (рис. 59). Для каждого из блоков по данным продувки воздухом определялся коэффициент проницаемости (Ш. А. Караулова, Е. И. Широкова), который пересчитывался в коэффициент фильтрации по воде. Значения коэффициентов фильтрации приведены на рис. 59 для видимых на такой проекции блоках, а полностью они приведены в табл. 39.

Как видно, в данном случае в пределах каждого горизонтального слоя по глубине значения проницаемости меняются в несколько раз, причем не выявляются какие-либо закономерности изменчивости этих значений по площади; более четкой является изменчивость проницаемости по глубине, где выделяется слой пониженной проницаемости в интервале глубин 0,35—0,65 м, характеризующейся заметно большим содержанием гипса и повышенной плотностью.

Наиболее простой и употребительной расчетной моделью, непосредственно учитывающей фактор гетерогенного строения, является квазиоднородная гетерогенно-блоковая среда (среда с двойной емкостью), в которой порода принимается состоящей из равномерно распределенных слабопроницаемых блоков, прорезаемых проницаемыми каналами (прослоями, трещинами), причем в проницаемых каналах перенос осуществляется только конвективным путем, а в слабопроницаемых блоках— только диффузионным путем. Существующие варианты этой модели различаются по характеру развития диффузионных процессов в блоках. Наиболее простым и употребительным вариантом является схема «сосредоточенной емкости» блоков слоисто-столб-

ТАБЛИЦА 39

Распределение коэффициентов фильтрации в моиолите

Слой	Коэффициент фильтрации, м/сут								
Верхний	1,71	0,46	2,74	—	—	1,07	1,48	0,75	0,44
Средний	0,37	0,21	0,19	0,25	0,16	0,28	0,08	0,07	0,05
Нижний	0,31	0,85	2,50	0,96	—	1,70	0,69	2,34	1,37

чатого строения [38], в которой обмен между проницаемыми каналами и слабопроницаемыми блоками происходит только диффузионным путем, причем диффузионный поток в пределах блока осредняется.

Для решения мелиоративных задач солепереноса такого рода модель была впервые предложена В. Гарднером и Р. Бруксом [31], которые выделяли «мобильные» (двигающиеся вместе с водой) и «иммобильные» (отстающие от потока) соли. К такой же модели относится представление пористой среды в виде системы проходных и застойных («тупиковых») пор [31].

Анализ реального фильтрационного строения горных пород показывает, что нередко проницаемость блоков и каналов различается не столь резко, чтобы можно было пренебрегать конвективным переносом в блоках. Для учета этого фактора можно исходить из представления о мозаичной схеме строения породы (рис. 60), в которой учитывается, что в блоках идет фильтрация со средней скоростью $\tilde{k}^* v$, где $\tilde{k}^*$ — относительная проницаемость блока, а v — средняя скорость фильтрации.

Исходя из такой схемы строения породы, рассмотрим солевой баланс блока объемом $V_б$, площадью поверхности $\omega_б$ и средней площадью горизонтального сечения $\omega_г$. Обозначая концентрацию солей в каналах через c, а в блоке через c^*, запишем выражения для расхода поступления солей в блок диффузионным путем

$$Q_д = D_м \omega_б \frac{c - c^*}{l_б}, \qquad (5.3)$$

где $l_б$ — расчетное расстояние от поверхности до центра блока; $D_м$ — коэффициент молекулярной диффузии блока. Расход конвективного поступления солей в блок при скорости фильтрации $\tilde{k}^* v$ определяется выражением

$$Q_к = \tilde{k}^* v \omega_г (c - c^*). \qquad (5.4)$$

Составим далее уравнение баланса солей в блоке

$$Q_д + Q_к = n V_б \frac{\partial c^*}{\partial t}, \qquad (5.5)$$

где n — активная или эффективная пористость породы. Совместное решение этих уравнений дает дифференциальное уравнение внутреннего солеобмена

$$n \frac{\partial c^*}{\partial t} = \alpha (c - c^*), \qquad (5.6)$$

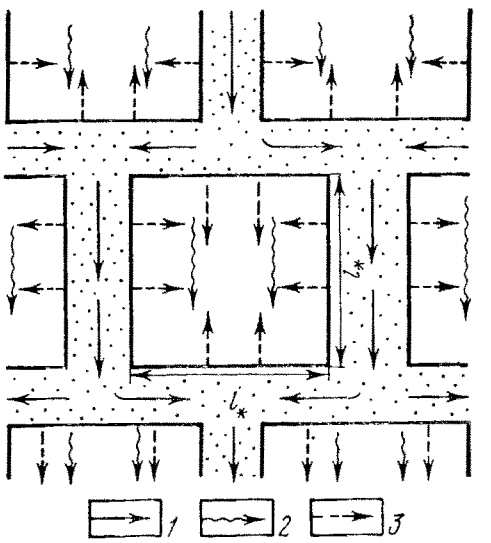


Рис. 60. Направления переноса в гетерогенно-блоковой среде мозаичного строения.

1 — направления конвективного переноса в каналах, *2—3* — диффузионного (*2*) и конвективного (*3*) переноса в блоках

где α — коэффициент солеобмена, составляющие которого $\alpha_д$ и $\alpha_к$ отражают действие диффузионного и конвективного переноса в блоках, причем

$$\alpha_д = D_м \frac{\omega_б}{l_б V_б}, \quad \alpha_к = \tilde{k}^* \frac{\omega_г}{V_б}. \tag{5.6а}$$

В такой модели величина коэффициента массообмена оказывается линейно зависящей от скорости фильтрации и при $V_б \sim l_б^3$ и $\omega_б \sim \omega_г \sim l_б^2$ можно представить структуру коэффициента массообмена в следующей форме:

$$\alpha = \alpha_д + \chi v, \quad \alpha_д \sim \frac{D_м}{l_б^2}, \quad \chi \sim \frac{\tilde{k}^*}{l_б}. \tag{5.7}$$

Для оценки относительной значимости конвективного и диффузионного переноса в блоке рассмотрим соотношение диффузионной и конвективной составляющей коэффициента массообмена, принимая, что блоки имеют кубическую форму с размером стороны $2l_б$; тогда $\omega_б = 24 l_б^2$, $\omega_г = 4 l_б^2$ и

$$\frac{\alpha_к}{\alpha_д} = \frac{\tilde{k}^* v}{D_м} \cdot \frac{\omega_г l_б}{\omega_б^*} = \frac{\tilde{k}^* l_б v}{6 D_м}. \tag{5.8}$$

Например, при характерных для зоны аэрации значениях $l_б = 0{,}3$ м, $D_м = 10^{-5}$ м^2/сут, $v = 0{,}1$ м/сут, $\tilde{k}^* = 0{,}1$ получим из (5.8) $\frac{\alpha_к}{\alpha_д} = \frac{0{,}1 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}3}{10^{-5}} = 20$, т. е. в этом случае диффузионный перенос в блоке имеет пренебрежимо малое значение и внутренний массообмен идет главным образом конвективным путем, так что можно считать $\alpha \sim v$. Этот пример показывает, что внутренний конвективный перенос в блоках может играть существенную роль в формировании процессов солепереноса.

В дополнение к уравнению внутреннего солеобмена следует записать общее уравнение солепереноса в проницаемых каналах и блоках. Для его вывода составим баланс солей в представительном элементе потока объемом V, включающем в себя блок объемом $V_б$ и относящиеся к нему каналы объемом $V_к$. Пренебрегая дисперсией солей в каналах, получим следующее балансовое уравнение:

$$-\Delta Q_с = n\left(V_к \frac{\partial c}{\partial t} + V_б \frac{\partial c^*}{\partial t}\right), \tag{5.9}$$

где $\Delta Q_с$ — изменение расхода солепереноса в пределах рассматриваемого элемента. Выражение для этого расхода

$$Q_с = \omega_к v_к c + \omega_б \tilde{k}^* v c^*, \tag{5.9а}$$

где $\omega_к$ — площадь поперечного сечения каналов; $v_к$ — скорость фильтрации в каналах.

Дальнейший вывод дадим для одномерного потока в направлении l, характеризующегося средней скоростью фильтрации v. Обо-

значая через $\varkappa$ относительное содержание каналов и считая его одинаковым по объему и по площади поперечного сечения, имеем

$$v=\varkappa v_к+(1-\varkappa)\,\tilde{k}^*v,\quad \omega_к=\varkappa\omega,\quad \omega_б=(1-\varkappa)\,\omega, \tag{5.10}$$

где ω — площадь поперечного сечения рассматриваемого элемента. Тогда выражение (5.9a) приводится к виду

$$Q_c=\omega v\,[c+\tilde{k}^*\,(1-\varkappa)\,(c^*-c)]. \tag{5.11}$$

Подставляя это выражение в балансовое уравнение (5.9) и имея в виду, что $\Delta Q_c\simeq\dfrac{\partial Q_c}{\partial l}\Delta l$ и $\Delta l=V/\omega$, получим

$$n\varkappa\frac{\partial c}{\partial t}+n\,(1-\varkappa)\frac{\partial c^*}{\partial t}+v\frac{\partial}{\partial l}\,[c+k^*\,(1-\varkappa)\,(c^*-c)]=0. \tag{5.12}$$

При относительно малой проницаемости блоков можно пренебречь членом $\tilde{k}^*(1-\varkappa)(c^*-c)$ и тогда уравнение (5.12) примет вид

$$n\varkappa\frac{\partial c}{\partial t}+n\,(1-\varkappa)\frac{\partial c^*}{\partial t}+v\frac{\partial c}{\partial l}=0. \tag{5.13}$$

Широкое использование в качестве исходной теоретической модели получила схема макродисперсии, в которой обычно принимается [1, 10, 19], что для хорошо растворимых солей все процессы внутреннего солеобмена учитываются введением обобщенного коэффициента макродисперсии D^*, определяемого опытным путем. В этом случае дифференциальное уравнение для одномерного потока получается из (5.2) с заменой D на D^* и исключением членов, учитывающих солеобмен между жидкой и твердой фазами

$$n\frac{\partial c}{\partial t}+\frac{\partial (cv)}{\partial l}=D^*\frac{\partial^2 c}{\partial l^2}. \tag{5.14}$$

Капитальное приложение такой теоретической модели к решению мелиоративных вопросов с разработкой методики решения задач рассоления мелиорируемых земель было осуществлено С. Ф. Аверьяновым [1], а в последующем эти разработки были развиты для различных расчетных схем [19, 31]. На основе этой модели были проанализированы натурные материалы солепереноса на орошаемых территориях, причем оказалось, что расчетные величины параметра D^* имеют значения порядка 10^{-2} м^2/сут, что существенно выше значений коэффициентов молекулярной и фильтрационной диффузии. Это обстоятельство подтверждает, в частности, предположение, что в природных условиях гетерогенность среды оказывает существенное влияние на характер солепереноса. Модель макродисперсии имеет определенное теоретическое обоснование на основе представлений о стохастическом представлении переноса в гетерогенной среде, однако правомерность применения этой модели к реальным породам требует доказательств, которых в существующих материалах не имеется.

§ 2. РАСЧЕТНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ СОЛЕПЕРЕНОСА

В качестве основной примем расчетную модель блоковой гетерогенной среды с сосредоточенной емкостью, описываемой для одномерного потока системой дифференциальных уравнений (5.6) и (5.13).

Для условий фундаментальной задачи при начальном равномерном засолении ($c = c^* = c_0$) и постоянной концентрации (c^0) воды, подаваемой в сечение, $x = 0$ полуограниченного потока. Используя в этом случае аналогию с решением задачи переноса при линейной кинетике сорбции [38], получим уравнение для относительной концентрации солей в каналах и блоках

$$\bar{c} = \frac{c - c_0}{c^0 - c_0} = F_т(\eta, \tau), \quad \bar{c}^* = \frac{c^* - c_0^*}{c^0 - c_0} = 1 - F_т(\tau, \eta); \tag{5.15}$$

$$\eta = \frac{\alpha(1-\varkappa)l}{v}, \quad \tau = \frac{\alpha}{n}\left(t - \frac{\varkappa n l}{v}\right), \tag{5.15а}$$

где $F_т$ — специальная функция, которая подробно табулирована, в сокращенном виде таблица этой функции приведена в прил. 3, причем $F_т = 0$ при $\tau < 0$.

При длительном времени процесса, определяемом из условия $\tau > 2{,}5$, уравнение (5.15) принимает более простую форму

$$\bar{c} = 0{,}5\,\mathrm{erfc}\,\xi, \quad \xi = \frac{nl - vt}{2v\sqrt{\frac{n}{\alpha}\left(t - \frac{\varkappa n l}{v}\right)}}. \tag{5.16}$$

Заметим, что величина начальной концентрации солей в такой модели определяется из условия, что при воздействии промывной воды все соли сразу же переходят в растворенное состояние, так что

$$c_0 = \frac{\gamma_п}{n_0} a_0, \tag{5.17}$$

где a_0 — исходное массовое содержание солей в породе (в жидкой и твердой фазах); $\gamma_п$ — объемная масса породы; n_0 — среднее значение активной пористости породы.

Для решения системы уравнений (5.6) и (5.13) можно также использовать интегральные преобразования величин c и c^* по Лапласу—Карсону, обозначив их C_p и C_p^*. Рассматривая начальное равновесное состояние в каждой точке, когда $c(l, 0) = c^*(l, 0) = c_0(l)$, заменим в исходном уравнении c на C_p, c^* на C_p^*, dc/dl на dC/dl, dc/dt на $p(C_p - c_0)$, dc^*/dt на $p\left(C_p^* - c_0\right)$, после чего представим уравнения (5.6) и (5.13) в преобразованном виде

$$\varkappa n p\left(C_p - c_0\right) + (1-\varkappa)\, n p\left(C_p^* - c_0\right) + v\frac{dC_p}{dl} = 0 \tag{5.18}$$

и

$$pn\left(C_p^* - c_0\right) = \alpha\left(C_p - c_p^*\right). \tag{5.19}$$

Выражая C_p^* из уравнения (5.19)

$$C_p^*=\frac{\alpha C_p+pnc_0}{pn+\alpha}, \tag{5.19a}$$

исключим величину C_p^* из уравнения (5.18), которое после алгебраических преобразований приводится к виду

$$\frac{dC_p}{dl}+a(C_p-c_0)=0, \tag{5.20}$$

где

$$a=\frac{np}{v}\left[\varkappa+\frac{\alpha(1-\varkappa)}{np+\alpha}\right]=\frac{np}{v}\cdot\frac{\alpha+\varkappa np}{\alpha+np}. \tag{5.20a}$$

Решением этого обыкновенного уравнения при граничном условии $C_p=C_p^0$ и $l=0$ будет

$$C_p=e^{-\xi(l)}\left[\int_0^l ac_0e^{\xi(z)}\,dz+C_p^0\right],\quad \xi(l)=\int_0^l a\,dz. \tag{5.21}$$

Расчеты по уравнению (5.21) в общем случае могут производиться численным путем. При неизменных по глубине параметрах, когда $a=\text{const}$, выражение (5.12) принимает вид

$$C_p=e^{-al}\left[a\int_0^l c_0e^{az}\,dz+C_p^0\right]. \tag{5.22}$$

В частности, при постоянном начальном засолении ($c_0=\text{const}$) получим

$$C_p=c_0(1-e^{-al})+C_p^0e^{-al}, \tag{5.23}$$

а при аппроксимации начального засоления уравнением $c_0=c_0^0+\gamma le^{-\delta l}$, где c_0^0, γ и δ — постоянные величины, получим

$$C_p=\frac{\alpha\gamma}{a-\delta}\left(l-\frac{1}{a-\delta}\right)e^{-\delta l}+\left(\frac{\gamma}{a-\delta}+C_p^0\right)e^{-al}. \tag{5.23a}$$

Учет переменного исходного засоления по глубине можно произвести, аппроксимируя его распределение ступенчатым графиком (рис. 61) и при этом составляя расчетные зависимости по принципу суперпозиции. Для различных сечений эти зависимости имеют следующий вид: в сечении, располагаемом в пределах первой дополнительной ступени (при $z_1\leqslant z\leqslant z_2$)

$$c=c_0'-(c_0-c_0^0)F_\tau(\eta,\tau)-(c_0'-c^0)F_\tau(\eta_1,\tau_1), \tag{5.24}$$

$$c^*=c^0+(c_0-c_0^0)F_\tau(\tau,\eta)+(c_0'-c_0^0)F_\tau(\tau_1,\eta_1), \tag{5.24a}$$

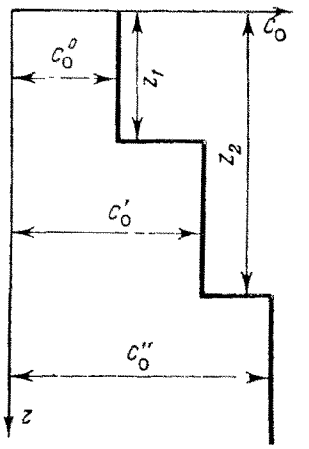


Рис. 61. Ступенчатый график изменения начальной концентрации засоления

где η и τ определяются согласно (5.15a), а η_1 и τ_1 представляют собой значения η и τ, в которых z заменяется на $z-z_1$.

В пределах второй дополнительной ступени (при $z_2<z\leqslant z_3$)

$$c=c_0''-(c_0-c_0^0)F_\tau(\eta,\ \tau)-(c_0'-c_0^0)F_\tau(\eta_1,\ \tau_1)-(c_0''-c_0')F_\tau(\eta_2,\ \tau_2), \tag{5.25}$$

$$c^*=c_0^0+(c_0-c_0^0)F_\tau(\tau,\ \eta)+(c_0'-c_0^0)F_\tau(\tau_1,\ \eta_1)+(c_0''-c_0')F_\tau(\tau_2,\ \eta_2), \tag{5.25a}$$

где η_2 и τ_2 — значения η и τ, в которых z заменяется на $z-z_2$. По аналогии можно написать решения для любой последующей ступени.

Для исходной теоретической модели макродисперсии решение фундаментальной задачи в полуограниченном потоке при постоянных значениях начальной концентрации солей c и граничной концентрации c^0 имеет вид [10, 38]

$$\bar{c}=0{,}5\left[\operatorname{erfc}\xi+\exp\left(\frac{vl}{D^*}\right)\operatorname{erfc}\xi'\right], \tag{5.26}$$

где

$$\xi=\frac{nl-vt}{2\sqrt{nD^*t}},\quad \xi'=\frac{nl+vt}{2\sqrt{nD^*t}}. \tag{5.26a}$$

При больших значениях t второй член выражения (5.26a) становится пренебрежимо малым и тогда можно считать

$$\bar{c}=0{,}5\operatorname{erfc}\xi. \tag{5.27}$$

Как показано в [33], применимость решения (5.27) для определения параметров (n и D) по опытным данным обусловливается выполнением двух неравенств, ограничивающих длину потока и время процесса

$$l>\frac{D}{v\delta_n},\quad t>\left(2\sqrt{\frac{\delta_n}{\delta_D+\delta_n}}-1\right)\frac{nl}{v}, \tag{5.27a}$$

где δ_n и δ_D — допустимые относительные погрешности определения параметров n и D.

Сопоставим фундаментальные решения для моделей макродисперсии и среды с двойной емкостью при значительной длительности процесса, когда эти решения описываются уравнениями (5.16) и (5.27). Как видно, эти уравнения формально идентичны и при $\varkappa=0$ они совпадают, если положить

$$D^*=\frac{v^2}{\alpha}. \tag{5.28}$$

Это соотношение дает возможность понимания структуры зависимости коэффициента макродисперсии D^* от скорости фильтрации v. Так, принимая для α выражение (5.7), можно видеть, что при больших v, когда $\alpha_к\gg\alpha_D$, согласно (5.28) должно быть $D^*\sim v$, а при малых v, когда $\alpha_D\gg\alpha_к$, должно быть $D^*\sim v^2$.

Таким образом, в определенных условиях — при длительном протекании процесса в полуограниченном потоке теоретические модели гетерогенной (блоковой) среды и макродисперсии примерно одинаково описывают характер солепереноса. Однако между этими моделями есть и существенные различия. Если в модели гетерогенной среды дисперсия (рассеивание) солей происходит только по направлению потока и обратного действия (против потока) не имеет, то в модели макродисперсии предполагается одинаковый характер дисперсии по потоку и против потока. Соответственно в модели гетерогенной среды при поливах минерализация грунтовых вод не влияет на процесс рассоления зоны аэрации, а в модели макродисперсии такое влияние обязательно должно иметь место. Какая из этих моделей лучше отражает протекание процессов солепереноса в природных условиях,— еще должны показать специальные исследования, базирующиеся на анализе представительного экспериментального материала. Возможно, что такой анализ потребует и дальнейшего развития этих моделей, в частности, путем их сочетания. Пока что несколько более предпочтительной представляется модель гетерогенной среды, поскольку, во-первых, она непосредственно отражает определенные представления о строении породы, а во-вторых, основанные на этой модели расчетные зависимости оказываются сравнительно более простыми.

При обосновании теоретической модели и расчетных зависимостей солепереноса в зоне аэрации следует учитывать особенности влагопереноса при промывках и поливах, вначальный период которых влагоперенос в гетерогенной среде также происходит прежде всего по проницаемым каналам. При промывках до момента достижения равновесного значения влажности блоков конвективный перенос вещества направлен внутрь блоков, так что до окончания насыщения блоков водой вынос солей из них отсутствует и этот период должен исключаться из расчетного времени солеобмена. Предполагая, что в период насыщения блоков все легкорастворимые соли переходят из твердой фазы в раствор, А. А. Рошаль предлагает рассматривать этот период как расчетное значение времени запаздывания t_0. Длительность этого периода, как это следует из теоретического анализа [9], может оцениваться по формуле

$$t_0 = \frac{3(\theta_к - \theta_н)}{\alpha_{вл}}, \quad \alpha_{вл} = \frac{k^* h_к \omega_б}{l_б V_б}, \tag{5.29}$$

где $\theta_к$ и $\theta_н$ — конечная и начальная влажность блоков; $\alpha_{вл}$ — коэффициент влагообмена; k — коэффициент фильтрации блоков (определяемый для некоторого среднего значения влажности); $h_к$ — характерная высота капиллярного поднятия.

Оценим величину времени запаздывания, полагая, как и ранее, что $\omega_б = 24 l_б^2$, $V_б = 8 l_б^3$, когда

$$\alpha_{вл} = \frac{3k^* h_к}{l_б^2}. \tag{5.30}$$

При $l_б=0{,}3$ м; $k^*=0{,}01$ м/сут; $h_к=3$ м; $\theta_к-\theta_н=0{,}3$ получим $\alpha_{вл}=1$ сут$^{-1}$ и $t_0=\frac{3\cdot 0{,}3}{1}=0{,}9$ сут.

Для сопоставления длительности периода влагообмена с длительностью периода солеобмена оценим соотношение коэффициента конвективного массообмена $\alpha_к$ и влагообмена $\alpha_{вл}$

$$\frac{\alpha_к}{\alpha_{вл}}=\frac{k^*v}{k^*h_к}\omega_г l, \tag{5.31}$$

где k — средний коэффициент влагопереноса. Приняв вышеуказанные характерные значения входящих в (5.31) величин, при $v\cong k$ получим $\frac{\alpha_к}{\alpha_{вл}}=\frac{0{,}3}{6\cdot 8}=\frac{1}{60}$ т. е. в этом случае период насыщения блоков составляет примерно лишь $^1/_{60}$ часть общей длительности солеобмена.

Для определения времени запаздывания помимо оценочной формулы (5.29) могут использоваться данные по режиму влажности в зоне аэрации. Если же в процессе экспериментальных исследований фиксируются скорости фильтрации через поверхность зоны аэрации и через расчетное сечение, то время запаздывания определяется по моменту выравнивания этих скоростей.

В тех же случаях, когда в процессе полевых исследований не могут быть поставлены водно-балансовые работы, то величину времени запаздывания t_0 приходится ориентировочно снимать непосредственно с графиков, характеризующих изменение концентрации поровых растворов в период насыщения.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ СОЛЕПЕРЕНОСА ПРИ ПРОМЫВКАХ

Определение параметров солепереноса является сложной задачей, решение которой требует внимательного обоснования методики интерпретации опыта, позволяющей не только удобно обработать опытные данные, но и провести обстоятельную диагностику правильности исходной теоретической модели процесса.

Поскольку сейчас нет сколько-нибудь ясных доказательств применимости той или иной теоретической модели, то целесообразно проводить расчеты с использованием различных моделей и затем выбирать из них наиболее целесообразную, исходя из соображений достоверности и удобства расчетов.

Способы определения параметров солепереноса на основе модели макродисперсии подробно разобраны, например, в работах [10, 19], так что нет нужды на них подробно останавливаться.

Рассмотрим способы обработки опытных данных при промывке, основываясь на модели блоковой емкости, описываемой системой уравнений (5.6) и (5.13).

Использование для этой цели аналитических решений покажем для упрощенного варианта такой модели при $\varkappa=0$, когда эта модель солепереноса характеризуется тремя параметрами (коэффи-

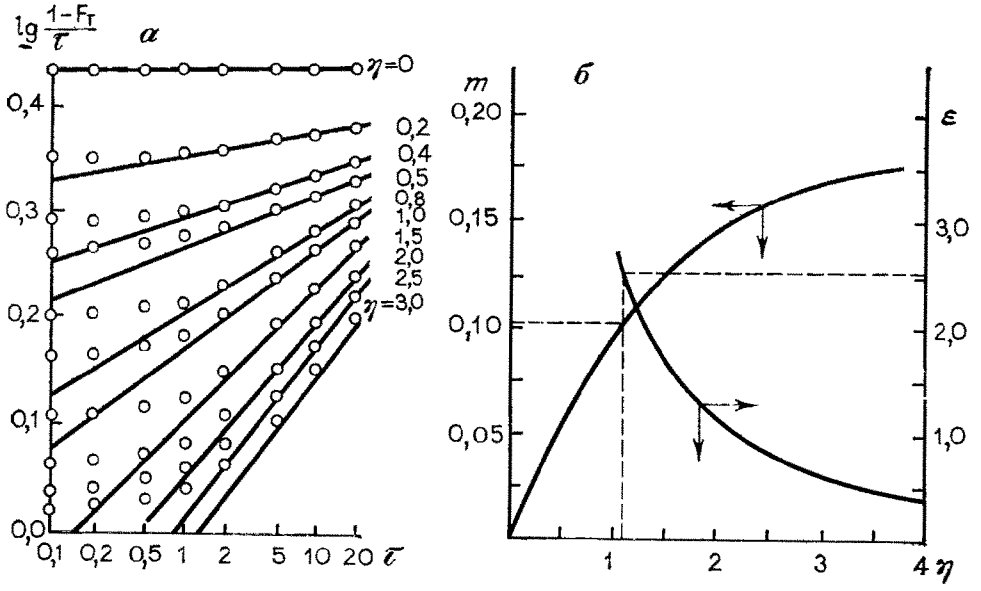


Рис. 62. Расчетные графики для обработки опытных даниых солепереноса. По А. А. Рошалю.

а — преобразованный график, построенный по уравнению (5.15); *б* — иомограмма для определения параметров солепереноса. Кружками показаны расчетные точки

циент солеобмена α, эффективная пористость блоков $n = n_э$ и время запаздывания t_0), которые должны быть определены по данным специальных опытных исследований. С этой целью проводятся опытные промывки полей или монолитов пород зоны аэрации. В процессе таких промывок периодически проводится отбор проб поровых растворов с помощью специальных керамических тензиометров или отбираются пробы пород на водные вытяжки. Поскольку в принятой блоковой модели относительный объем крупных каналов считается относительно малым, то фиксируемые такими пробами значения могут отождествляться с концентрацией солей в блоках c^*.

Для обработки опытных данных удобно использовать фундаментальное решение (5.15), полученное для начальной концентрации в каналах и блоках, равной c_0, и концентрации промывной воды, равной c^0, при расчетном времени $t_р = t - t_0$. Способы обработки опытных данных на основе этого решения приведены в работе [9]. В частности, А. А. Рошаль предложил удобный способ линейной аппроксимации, основанный на том, что при сравнительно больших значениях переменной τ практически во всем диапазоне реальных значений концентрации поровых растворов опытные графики представляют собой прямые в координатах $\frac{\lg(1-F_т)}{\tau}$ и $\lg\tau$ (рис. 62, *а*). Это справедливо при $\eta<1$ и $\tau>1$ или при $\eta>1$ и $\tau<\eta$.

При этом тангенс угла наклона m этой прямой, а также величина отрезка $\lg\tau^0$, отсекаемого на оси $\lg\tau$, являются функциями безразмерной переменной η. Для обработки экспериментальных данных по этому способу строится график зависимости $\frac{\lg c^*}{t_p}$ от $\lg t_p$, который должен образовывать прямую линию. Тангенс угла наклона этой прямой (m_c) и величина отрезка $\lg t^0_p$, отсекаемого ею на оси $\lg t_p$, зависят не только от безразмерной переменной η (т. е. от параметра α), но и от комплексного параметра α/η. Для разделения влияния параметров рассчитывается величина $\varepsilon = \lg m_c - \lg t^0_p$ которая уже однозначно зависит от η. Эта зависимость представлена графиком на рис. 66, *б*. Найдя по этому графику величину η, определим коэффициент массообмена и эффективную пористость

$$\alpha = \frac{v}{l}\eta, \quad \eta = \alpha\frac{m}{m_c}. \tag{5.32}$$

Для обработки опытных данных эффективно также использование решений, записанных в интегральных изображениях. В частности, при постоянном начальном засолении $c_0 = \text{const}$ исходным является уравнение (5.20), которое в случае промывки пресной водой ($c^0 = 0$) представляется в виде

$$a = \frac{2{,}3}{l}\lg\frac{c_0}{c_0 - c_p}, \tag{5.33}$$

где l — высота монолита; C_p — интегральное изображение концентрации раствора в фильтрате (на выходе из монолита).

При такой обработке опытных данных прежде всего рассчитываются величины C_p при различных значениях $p = 1/t_p$ по правилам численных расчетов интегральных изображений, причем значения t_p задаются в пределах $t_p < 0{,}45t_{\max}$ ($t_{\max}$ — максимальное время опыта).

Для обработки опытных данных представим выражение (5.20*а*) в виде

$$\alpha\frac{a}{p} + na\left(1 - \varkappa n\frac{p}{a}\right) = \frac{n\alpha}{v}, \tag{5.34}$$

из которого следует линейная зависимость величины a/p от $\bar{a} = a\left(1 - \varkappa n\frac{p}{a}\right)$. Определив a из (5.33) при различных значениях p и задаваясь значением $\varkappa n$, следует далее построить график зависимости a/p от $\bar{a}$, на котором опытные точки должны ложиться на прямую линию, отсекающую на оси a/p величину n/v, а на оси $\bar{a}$ величину α/v.

Для выравнивания распределения солей в пределах монолита целесообразно, по-видимому, исключать начальный период промачивания, составляющий время $t_н$, ориентировочно оцениваемое величиной $t_н \cong 0{,}5nl/v$. При этом начальная концентрация солей c_0

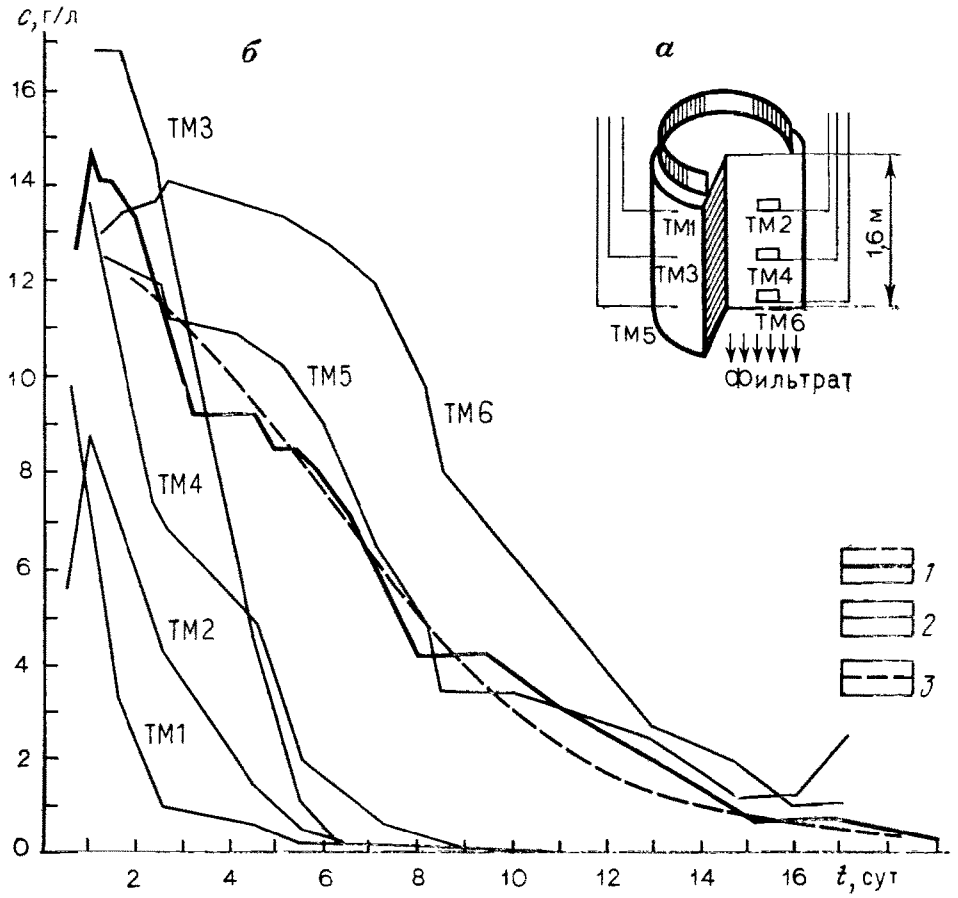


Рис. 63. Данные опытной промывки монолита.

а — схема оборудования монолнта (*ТМ* — тензнометрнческие датчнки, ТМ1 и ТМ2 установлены на глубнне 0,5 м, ТМ3 н ТМ4 — на глубине 1 м, ТМ5 и ТМ6 — на глубнне 1,5 м от поверхности монолита); *б* — данные изменення концентрацни хлор-нона во время промывки: *1* — в фильтрате; *2* — в пробах, отбнраемых из тензнометров; *3* — расчетнан выходная кривая

должна уменьшаться по сравнению с исходной на величину $\Delta c_0 = W_н/nV_н$, где $W_н$ — количество солей, вышедших из монолита за время $t_н$ (определяется по выходной кривой); $V_н$ — объем монолита.

Приведем в качестве примера данные по опытной промывке монолита макропористых суглинков ненарушенной структуры, подробно описанных в работе [40]. Схема этого монолита и данные по изменению концентрации фильтрующего раствора при скорости фильтрации $v = 0{,}3$ м/сут приведены на рис. 63. Как видно, данные проб из тензиометров в каждом сечении дают довольно сильное различие, что подтверждает высказанное выше положение о неопределенности таких данных. Поэтому для расчетов параметров используем здесь только выходную кривую. Обработка выходной кривой в интегральных изображениях при значении $n = 0{,}35$, соответствующем активной пористости, и $\varkappa = 0{,}01$ дает $\alpha = 0{,}4$ сут$^{-1}$. Однако рассчитанная при таких параметрах выход-

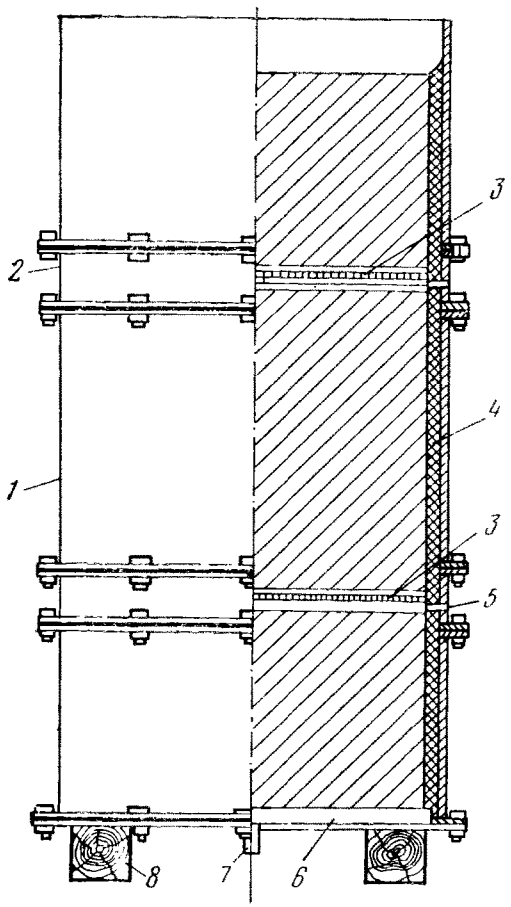


Рис. 64. Колонна с секционной зарядкой монолита.

1 — кожух; *2* — соединительный фланец; *3* — диафрагма; *4* — изоляция густыми нефтепродуктами или смолой; *5* — поддон; *6* — трубка питания и выпуска в поддоне; *7* — трубка для отбора проб из диафрагмы; *8* — подставка

ная кривая существенно сдвинута относительно опытной и не пересекается с ней. Следовательно, для лучшего согласования опытных и расчетных данных следует изменить величину n. Задавая $n=0{,}5$, получаем хорошее совпадение расчетной и опытной кривых. Можно также добиться хорошего результата, если при $n=0{,}35$ задавать время запаздывания $t_0=2{,}2$ сут, причем в этом случае получается $\alpha=0{,}18$ сут$^{-1}$.

На этой же территории были проведены опытные промывки полей, обработка полученных данных дала значение $\alpha=0{,}025$ сут$^{-1}$ при средней скорости фильтрации $v=0{,}013$ м/сут, что свидетельствует о весьма существенной зависимости коэффициента солеобмена от скорости фильтрации. Если для коэффициента солеобмена принять зависимость a от v вида (5.7), то в этом случае получим $\chi\cong 1$ м$^{-1}$. При характерном для этих пород значении $k^*=0{,}2$ такая величина χ соответствует вполне реальному значению $l_*=0{,}1$ м.

Информативность опытного изучения солепереноса в монолитах значительно повышается при наличии информации о изменении концентрации солей по высоте монолита. Если для этого используются внутренние датчики (типа тензиометров), то считается, что они позволяют получить данные по солям в блоках. Однако эти данные в действительности соответствуют некоторому среднему значению концентрации в породе и отнесение их к концентрации раствора в блоке является несколько произвольным. Кроме того, как было показано выше, концентрация раствора может быть довольно неравномерной по сечению монолита, так что представительность проб, отбираемых из тензиометров, вызывает сомнение. Поэтому представляет интерес такая постановка опытов по рассолению монолитов, при которой фиксировалось распределение по длине монолита концентрации солей в проницаемых каналах породы. Для получения такой информации можно

воспользоваться конструкцией колонны с секционной зарядкой монолитами (рис. 64). В такой колонне каждая секция монолита опирается на диафрагму, через которую фильтрующийся поток проходит транзитом. Из диафрагмы могут быть отобраны пробы раствора, причем для возможности дифференциации проб по площади сечения монолита диафрагма разделяется перегородками на несколько частей.

Заметим, что существующие способы обработки требуют еще доскональной проверки и дальнейшего развития главным образом на основе анализа возможно большего экспериментального материала, полученного в натурных условиях и на крупных монолитах ненарушенного строения. Специального обоснования в таких опытах заслуживает выбор размеров монолита, которые должны обеспечивать его представительность с учетом гетерогенности строения породы. В частности, при наблюдаемом характерном масштабе неоднородности 0,1—0,3 м следует задавать диаметр образца не менее 0,5 м. Особого внимания в этих опытах требует стабильность задаваемых гидродинамических условий (постоянство скорости фильтрации). Целесообразно, по-видимому, проводить ряд экспериментальных исследований при меняющихся масштабах опыта: на небольших образцах (порядка нескольких сантиметров) — для изучения физико-химических процессов в пределах порового пространства, на монолитах диаметром 0,5—1 м — для изучения солепереноса, в натурных условиях — для изучения всего комплекса факторов.

6. АНАЛИЗ ДАННЫХ РЕЖИМНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Режимные наблюдения на мелиорируемых территориях имеют большое значение не только для контроля за мелиоративной обстановкой, но и для оценки фильтрационных параметров водоносных пластов и инженерных сооружений (дрен, каналов), а также площадного питания и испарения. В дальнейшем рассматриваются именно эти аспекты анализа режимных наблюдений, проводимых в типичных гидрогеолого-мелиоративных условиях. Основной задачей такого рассмотрения было обоснование методов проведения и обработки полевых исследований, а также проверка правильности исходных положений гидрогеолого-мелиоративных расчетов.

§ 1. СИСТЕМАТИЧЕСКИЙ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ

Гидродинамический анализ натурных данных, характеризующих влияние систематического дренажа, позволяет наиболее достоверно обосновать фильтрационную схему дренажа, оценить комплекс расчетных гидрогеологических параметров и прежде всего фильтрационное сопротивление дренажного сооружения по характеру вскрытия пласта (см. гл. 3, § 1).

В общем случае эта задача представляется сложной в силу того, что для реальных условий характерны как существенная плановая неоднородность строения водоносного комплекса, так и неравномерность поливов в зоне влияния дрены, причем значимость этих факторов пока еще мало исследована и нередко структура фильтрационного потока остается недостаточно ясной. Поэтому для решения обратной задачи чаще всего эффективно применение аналогового моделирования. В сравнительно простых случаях, когда можно считать справедливым предпосылки, позволяющие обосновать схему одномерного планово-плоского ограниченного полуоткрытого потока, решение может быть получено аналитическими методами.

Применение простых приемов расчета удобно для оперативного анализа гидродинамических процессов, формирующихся под влиянием мелиораций, проверки в натуре проектных расчетных моделей дренажа и внесения корректив в постановку наблюдений на мелиоративной системе. Построение мелиоративного горизонтального дренажа в аридной зоне обычно производится таким образом, что расстояние между коллекторами достигает 1,5 км, а между дренами — 300 м. Таким образом, общая протяженность линии дренажа (из двух стыкующихся дрен в середине межколлекторного пространства) чаще всего оказывается значительно большей, чем

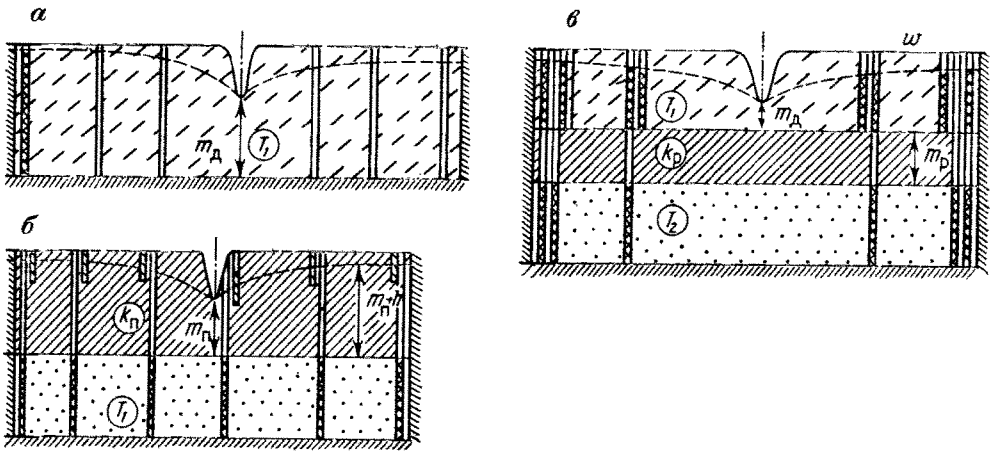


Рис. 65. Схемы расположения наблюдательных скважин на гидрогеологическом створе в типовых случаях строения водоносного комплекса.

а — однородного; *б* — двухслойного; *в* — двухпластового

междренное расстояние. Это позволяет при условии плановой однородности строения пласта и при равномерном (в плане) проведении поливов ставить наблюдения, ориентируясь на решение профильной обратной задачи. При этом целесообразно размещать расчетный створ на расстоянии не менее $1{,}5L$ от коллектора. Рациональное размещение фильтров наблюдательных скважин в разрезе применительно к типовым схемам строения водоносного комплекса (см. главы 1, 3) показано на рис. 65.

Одновременно с наблюдением за напорами целесообразно измерять также и расход дрены. Исходя из того что расход дрены обычно сравнительно небольшой (до 1—3 л/с), замер его можно осуществить достаточно точно с помощью переносного водослива. Поэтому основная погрешность в оценке гидрогеологических параметров рассматриваемым методом может быть связана с влиянием инерционности наблюдательных скважин и с отклонением измеренной разности напоров Δh от теоретического описания этой величины из-за недоучета нестационарности процесса [10].

При аналитических расчетах дренажа следует учитывать, что основное водопоступление к свободной поверхности подземных вод происходит в период полива. В межполивной период в начальной его стадии на испарение и транспирацию расходуется в основном влагозапас зоны аэрации, одновременно наблюдается спад уровня за счет оттока воды к дренажной сети. Вертикальный поток влаги непосредственно от уровня подземных вод к поверхности формируется на заключительных стадиях процесса, когда значительная часть влагозапаса над уровнем подземных вод уже израсходована на испарение и транспирацию. Формально этот момент наступает тогда, когда граница, разделяющая восходящие и нисходящие потоки, опустится до уровня подземных вод.

При закрытом дренаже целесообразно иметь скважину непосредственно над дреной в водоносном пласте. Анализ режимных наблюдений за уровнями подземных вод на орошаемых территориях показывает, что подъем уровня происходит практически мгновенно по сравнению с продолжительностью межполивного периода. В связи с этим основная информация обычно получается именно для этого периода. Анализ спада уровня осложняется изменением коэффициента водоотдачи во времени и оттоком влаги в зону аэрации. Рассмотренные ранее закономерности этих процессов дают основание для оценки ряда характеристик, которые могут быть использованы при усовершенствовании или реконструкции системы дренажа. К ним относятся «комплексное» сопротивление дрены $\Phi_д$, определяющее связь между дренажным расходом q и разницей в напорах на дрене и между дренами H_0 при стационарном режиме, а также расчетная нагрузка на дренаж. Учитывая сложный характер процесса водоотдачи, коэффициент водоотдачи целесообразно определять средним за характерные периоды времени. В частности, среднее значение коэффициента водоотдачи можно определить по зависимости

$$\mu=\frac{V_д}{\Delta HL},\quad V_д=\int_0^t q_д\,dt, \tag{6.1}$$

где V — объем дренажного стока за время t, а ΔH — величина изменения уровня. Интенсивность питания W за время полива $t_п$ определяется в зависимости от подъема уровня H^0

$$w=\frac{\mu H^0}{t_п}. \tag{6.2}$$

Для анализа спада уровня можно воспользоваться зависимостью (3.74).

Это решение можно несколько упростить, исходя из того, что для периода полива характерно резкое повышение уровня между дренами, которое можно считать мгновенным. В этом случае избыточный напор на междудренье при достаточно длительном времени, удовлетворяющем условию $at>0{,}25L^2$, будет описываться уравнением [18]

$$H=H^0Ae^{-\nu^2\tau}\cos\nu(1-\bar{x}). \tag{6.3}$$

Для обработки опытных данных по уравнению (6.3) строится график зависимости $\lg H$ от времени восстановления уровня t. На этом графике опытные точки должны ложиться на прямую линию, имеющую к оси t уклон $i_t=0{,}435\nu^2a/L^2$ и отсекающую на оси $\lg H$ величину $\lg H'$, где $H'=H^0\cos\nu(1-\bar{x})$. При наличии нескольких пьезометров, располагаемых на различных расстояниях от дрены, получив соответствующие значения H', можно далее нанести их на график зависимости $\lg H'$ от $\lg(1-\bar{x})$ и совместить его параллельным перемещением осей с эталонным графиком зависимости $\lg\cos\alpha$ от $\lg\alpha$. По сдвигам осей этих графиков получим значения

ТАБЛИЦА 40

Таблица зависимости $L/2L_д=f(B)$

$L/2L_д$	B	$L/2L_д$	B
0	0	2,0	1,12
0,2	0,191	5,0	1,58
0,5	0,425	10,0	1,78
1,0	0,643	20,0	1,9

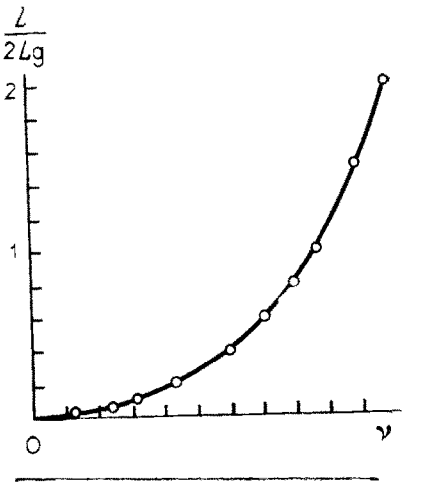


Рис. 66. График функции $L/2L_д=f(\nu)$

$\lg(H^0A)=\lg H'-\lg\cos\alpha$ и $\lg\nu=\lg\alpha-\lg(1-\bar{x})$, после чего по величине ν, пользуясь рис. 66, найдем соотношение $L/2L_д$.

Для такой обработки можно также использовать данные о скоростях снижения уровней $v_н=\partial H/\partial t$, для которых, дифференцируя по времени уравнение (6.3), получим выражение

$$v_н=\frac{H_0A\nu^2a}{L^2}e^{-\nu^2\tau}\cos\nu(1-\bar{x}). \qquad (6.4)$$

Сопоставляя (6.3) и (6.4), можно видеть, что

$$\frac{v_н}{H}=\frac{\nu^2a}{L^2},$$

т. е. соотношение $v_н/H$ должно быть постоянным во времени и в пространстве. Такое условие представляет собой важный диагностический признак правильности принятого описания процесса.

При использовании данных об изменении дренажного стока после полива можно исходить из выражения для удельного двустороннего притока $q_д$ к дрене

$$q_д=2T\frac{\partial H}{\partial x}\Big|_{x=0}=2TA\nu\frac{H^0}{L}e^{-\nu^2\tau}\sin\nu. \qquad (6.5)$$

Обработку данных изменения дренажного стока по уравнению (6.5) также целесообразно вести, строя график зависимости $\lg q_д$ от t, на котором опытные точки должны ложиться на прямую линию, имеющую уклон $i_t=0{,}435\nu^2a/L^2$ и отсекающую на оси $\lg q_д$ отрезок $\lg q^0_д$. По величине находим проводимость пласта

$$T=\frac{q^0_дL}{2BH^0}, \qquad (6.6)$$

где величина B определяется по найденному предварительно соотношению $L/2L_д$ (табл. 40).

Рассмотрим далее соотношение

$$\frac{H}{q_д}=\frac{L}{2T\nu}\frac{\cos\nu(1-\bar{x})}{\sin\nu}. \qquad (6.7)$$

ТАБЛИЦА 41

Фуикция $f(\nu, \bar{x})$

ν	$\bar{x}$					
	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0
1	1,18	1,16	1,09	0,98	0,82	0,64
0,8	1,74	1,72	1,65	1,54	1,39	1,21
0,6	2,95	2,93	2,86	2,76	2,61	2,43
0,5	4,17	4,15	4,08	3,98	3,84	3,66

Как видно, в рассматриваемом случае отношение напора в любой точке между дренами к дренажному расходу остается постоянным во времени. Эта закономерность тоже является диагностическим признаком для принятой схемы.

При наличии достаточно развитой сети пьезометров для определения параметров можно воспользоваться эталонной кривой, представляющей зависимость $\bar{H} = f(\nu, \bar{x})$, построенную в координатах $\lg \bar{H}$ от $\lg \bar{x}$ для различных значений ν

$$\bar{H} = \frac{H2T}{q_д L}; \quad f(\nu, \bar{x}) = \frac{\cos \nu (1 - \bar{x})}{\nu \sin \bar{x}}. \tag{6.8}$$

Значения функции $f(\nu, \bar{x})$ представлены в табл. 41.

При $\nu < 0{,}5$ функция $f(\nu, \bar{x})$ практически не зависит от $\bar{x}$ и можно считать $f(\nu, \bar{x}) = 1/\nu^2$.

Наблюдаемые значения $\lg H/q_д$ наносятся на график в зависимости от $\lg \bar{x}$, построенный в масштабе эталонной кривой. Из серии кривых $f(\nu, \bar{x})$ выбирается та, на которую точки ложатся лучшим образом. Таким путем сразу определяется значение ν. Далее по сдвигу координатных осей определяется значение проводимости а затем уже и значение водопроводимости.

$$\lg T = \lg \bar{H} - \lg \frac{2}{q_д L}, \tag{6.9}$$

а затем уже и значение водопроводимости.

Сопротивление дренажа находится в зависимости от соотношения $\frac{L}{2L_д}$ по графику (см. рис. 66). При $\nu < 0{,}3$ можно считать $L_д = \frac{2L}{\nu^2}$. При наличии только двух пьезометров на междудренье и у дрены (такая схема размещения скважин может рассматриваться как предельная) для обработки данных можно воспользоваться следующим соотношением:

$$\frac{H_л}{H_м} = \cos \nu, \tag{6.10}$$

где $H_л$ — превышение напора у дрены, а $H_н$ — между дренами по

сравнению с напором в дренаже. Зная это соотношение, легко найти ν, а затем, используя зависимость (6.7), определить водопроводимость

$$T=\frac{Lq_{д}}{H_{м}\nu \sin \nu}. \tag{6.11}$$

Далее, зная $L_{д}$ в случае двухслойного пласта, можно определить коэффициент фильтрации покровных отложений с использованием зависимости (3.1*б*).

При $\nu<0{,}5$ можно считать $\nu=\sqrt{\frac{L}{2L_{д}}}$ и преобразовать зависимость (6.10)

$$T=\frac{2q_{д}L_{д}}{H_{н}}.$$

Хорошие возможности для определения параметров дают интегральные характеристики: объем дренажного стока $Q_{д}$ и интеграл уровня H_t:

$$Q_{д}=\int_{0}^{t} q_{д}\,dt, \tag{6.12}$$

$$H_t=\int_{0}^{t} H\,dt, \tag{6.13}$$

где $q_{д}$ — приток к дрене.

Рассмотрим далее спад уровня между дренами, закономерности которого определяются решением уравнения фильтрации

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{W}{T}=\frac{1}{a}\frac{\partial H}{\partial t} \tag{6.14}$$

при следующих граничных и начальных условиях:

$$\text{при } x=0 \quad \frac{\partial H}{\partial x}=0; \quad \text{при } x=\frac{L}{2} \quad T\frac{\partial H}{\partial x}=-\frac{H}{2L_{д}};$$

$$\text{при } t=0 \quad H=H^0. \tag{6.15}$$

Проинтегрировав уравнение (6.14) и граничные условия (6.15) в пределах от 0 до ∞, с учетом того, что при $t\to\infty$ $H\to 0$, получим

$$\frac{\partial^2 H_t}{\partial x^2}+\frac{W}{T}=-\frac{H_t^0}{a}; \quad W=\int_{0}^{\infty} w\,(t)\,dt \tag{6.16}$$

и граничные условия

$$\text{при } x=0 \quad \frac{\partial H_t}{\partial x}=0; \quad \text{при } x=\frac{L}{2} \quad T\frac{\partial H}{\partial x}=-\frac{H_t}{2L_{д}}. \tag{6.17}$$

Решая уравнение (6.16) при граничных условиях (6.12), получим для междудренья

$$Q_д = L\mu H^0_м + LW; \tag{6.18}$$

$$H_t = \left(\frac{L}{8T} + \frac{L_д}{T}\right) Q_д. \tag{6.19}$$

Рассмотрим далее соотношение $\bar{И}_t$

$$\bar{И}_t = H_t/Q_д. \tag{6.20}$$

Как видно, отношение интеграла уровня к объему стока определяет полное сопротивление дренажа. Соответственно при наличии наблюдательной скважины над дреной можно определить интеграл напора при $x = L/2$

$$H_t = \left(H^0 + \frac{W}{\mu}\right)\frac{LL_д}{a}. \tag{6.21}$$

Тогда отношение интеграла напора $H_л$ к объему дренажного стока $Q_д$ примет вид

$$\bar{И}_л = \frac{H_л}{Q_д} = \frac{L_д}{T}. \tag{6.22}$$

Таким образом, имея наблюдательные скважины (одну между дренами, а другую у дрены), можно определить следующие характеристики:

$$T = \frac{L}{8(\bar{И}_t - \bar{И}_л)} \tag{6.23}$$

и

$$L_д = T\bar{И}_л. \tag{6.24}$$

Привлекательность этого способа определения параметров обусловлена прежде всего тем, что при его использовании допускается произвольное изменение интенсивности питания во времени, причем знание этой величины, равно как и коэффициента водоотдачи, для расчетов необязательно.

Определение параметров таким способом возможно при рассмотрении режима подъема уровня при инфильтрации, если исходное и конечное положение уровня близко к горизонтальному. Погрешности, которые вносятся неучетом характера начальной или конечной поверхности грунтовых вод, могут быть оценены из решения для произвольной формы этой поверхности. В этом случае имеем

$$Q_д = WL + H^0_L\mu, \tag{6.25}$$

$$H_t = WL\left(\frac{L_д}{T} + \frac{L}{8T}\right) + \mu\left(\frac{L_д}{T}H^0_L + \frac{L}{2T}H^0_{LL}\right), \tag{6.26}$$

где

$$H_L^0 = \int_0^L H^0(x)\,dx; \tag{6.27}$$

$$H_{LL}^0 = \int_0^L \int_0^t H^0(x)\,dx\,dx; \tag{6.28}$$

где $H^0(x)$ — начальная или конечная поверхность грунтовых вод. Как видно в частном случае, когда поверхность горизонтальна

$$H_L^0 = H^0 L, \quad H_L^0 = fH^0 L^2/4. \tag{6.29}$$

Мы приходим к ранее полученным зависимостям (6.18) и (6.19). При использовании предпосылки горизонтальности исходной или конечной поверхности погрешность в определении параметров не будет превышать 10 % при $\Delta H_л < 0{,}1 H_м$. Этому условию удовлетворяют все случаи, когда $L_д > L$.

В общем случае интегралы в (6.27) и (6.28) могут быть вычислены при известной форме поверхности грунтовых вод, получаемой по данным режимных наблюдений. Определить параметры по формулам (6.23) и (6.24) можно также, используя весь цикл от начала подъема уровня до завершения спада. При этом не обязательно использовать весь график изменения уровня, а достаточно проинтегрировать величину напора в тех временных пределах, которым соответствуют равные величины напора на ветвях подъема и спада. Объем дренажного стока определяется тоже для этого периода времени.

При рассмотрении длительного периода времени T для получения искомых интегральных характеристик можно пользоваться среднемноголетним значением уровня $H_{ср}$ на междудренье и у дрены и объемом стока на этот период Q_T. H_t в этом случае можно считать по формуле

$$H_t = H_{ср} T. \tag{6.30}$$

Расчет параметров проводится также по формулам (6.23) и (6.24).

Для определения уровнепроводности пласта по данным прослеживания спада уровней в зоне влияния дрены в межполивной период можно использовать зависимость

$$\lg \frac{H_н}{H} \approx \frac{1{,}7\nu^2 a}{L^2}(t - t_н), \tag{6.31}$$

где $H_н$ — выбранное произвольно на графике прослеживания значение напора, соответствующее моменту времени $t_н$.

По данным режимных наблюдений строится график $\lg \dfrac{H_н}{H} = f(t - t_н)$, который в случае соответствия расчетной схемы реальным условиям должен быть выражен прямой линией, пересе-

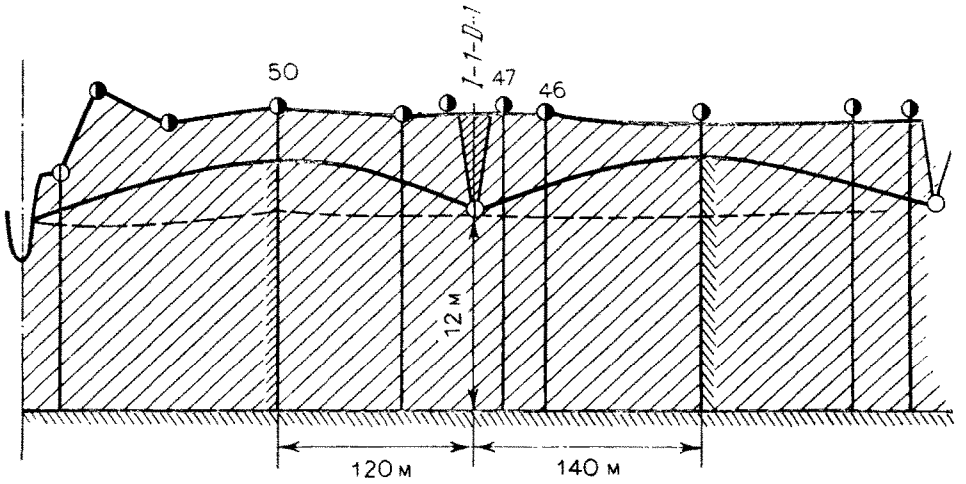


Рис. 67. Схема гидрогеологического створа в зоне влияния дрены 1-1-*D*-1

кающей начало координат. Тогда определяются уклон прямой $\alpha = \frac{\lg \frac{H_1}{H_2}}{t_2 - t_1}$ и соответственно значение коэффициента уровнепроводности

$$a = 0{,}0575\alpha \frac{L^2}{\nu^2}. \qquad (6.32)$$

В качестве примера решения рассматриваемой задачи приведем гидродинамический анализ работы горизонтального дренажа по данным исследований в районах нового орошения Голодной степи.

Рассмотрим схему относительно однородного строения водоносного пласта, которая является достаточно типичной для условий центральной и юго-западной части Голодной степи. На рис. 67 показано строение водоносного комплекса в зоне влияния дрены I-1-*D*-1 в совхозе 1 Голодной степи, где в 1968 г. проводились режимные наблюдения. Дрены глубиной 3,5 м заложены через 250—260 м, наблюдательные скважины установлены на расстоянии до дрены соответственно скв. 50 $x_1 = 20$ м ($x = 0{,}08$), скв. 46 $x_2 = 60$ м ($\bar{x} = 0{,}5$) и скв. 47 $x_3 = 130$ м ($\bar{x} = 1$). Изменение дебита дрены во времени, а также характерные графики режима уровня грунтовых вод в июле—сентябре 1968 г. (скв. 46, 47, 50) показаны на рис. 68.

В данном примере мощность водоносного пласта ($m = 12{,}5$ м) значительно меньше междудренного расстояния ($L = 260$ м); в рассматриваемый период времени проведен полив по всей зоне влияния дрены. По данным гидрогеологической разведки строение водоносного пласта здесь сравнительно однородное, включения литологических разностей другого типа крайне редки. При таких условиях может быть рассмотрена схема одномерного планово-

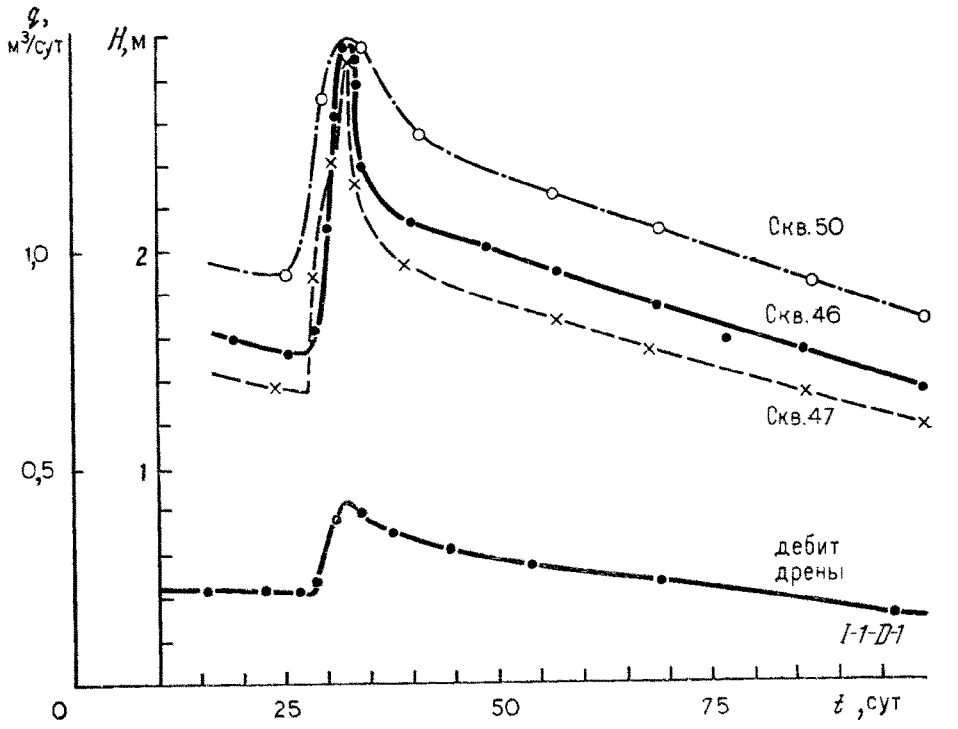


Рис. 68. Графики режима уровня грунтовых вод и дебита дрены

плоского фильтрационного потока, причем одну из его границ (непроницаемую) можно установить в плоскости, пересекающей вершину «инфильтрационного горба», а другую — по линии несовершенного дренажа. Эти предпосылки позволяют считать правомерным использование для решения обратной задачи аналитических расчетных зависимостей.

Учитывая некоторые неточности в замерах уровня, вычислим среднее значение соотношения $H/q_д$. Оно составляет для междуречья $H_м/q_д = 8{,}53$ (скв. 50) и $H_л/q_д = 6{,}29$ (скв. 47). Определим $\nu = 0{,}7$ по формуле (6.10), имея в виду, что $\cos\nu = 0{,}73$. Далее путем интерполяции с использованием рис. 66 найдем $L/2L_д = 0{,}65$. Таким образом, $L_д = 200$ м. По формуле (6.10) определим водопроводимость

$$T = \frac{260}{8{,}53 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}68} = 59{,}7 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Среднее снижение уровня за 50 сут составило примерно 1,4 м. Используя данные об объеме дренажного стока за этот период, равного 4,6 м², определим коэффициент водоотдачи по формуле (6.1)

$$\mu = \frac{4{,}6}{1{,}4 \cdot 260} \approx 0{,}013$$

и интенсивность инфильтрации по формуле (6.2), имея в виду, что подъем уровня H^0 составил в среднем те же 1,4 м, а длительность полива $t_п = 5$ сут

$$w = \frac{1,4 \cdot 0,013}{5} = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ м/сут}.$$

Проведем обработку этих данных методом интегральных характеристик. Значения этих характеристик, подсчитанных по формулам (6.12) и (6.13), следующие: $Q_д = 4,6$ м², $H_t = 18$ сут·м, $H_л = 15,6$ сут. м. Им соответствуют значения $И_t = 3,9$ сут/м и $И_л = 3,4$ сут/м.

По формулам (6.23) и (6.24) определим водопроводимость

$$T = \frac{260}{8(3,9-3,4)} = 65 \text{ м}^2/\text{сут}$$

и сопротивление

$$L_д = \frac{260 \cdot 3,4}{8(3,9-3,4)} = 221 \text{ м}.$$

Полученные результаты вполне сопоставимы с определенным ранее другим способом.

Для оценки коэффициента уровнепроводимости по зависимости (6.32) используют также график прослеживания $\lg\frac{H_н}{H} = f(t-t_н)$ по скв. 46 и 50 (рис. 69, *а*). Значения a получены 2600 и 2700 м³/сут, что при $T = 60$ м²/сут соответствует величине μ порядка 0,02.

Нередко возникает необходимость в достаточно массовом исследовании гидродинамического несовершенства дрен различных конструкций, технологии строительства в разнообразных водовмещающих породах, т. е. проведения своего рода гидродинамической съемки дренажа. Для решения этой задачи целесообразнее всего воспользоваться эпизодическим замером положения уровней и дебита дрены в период квазистационарного режима сработки уровней. В этот период $\left(t_{кв} > 0,02\frac{L^2}{a}\right)$, который наступает сравнительно быстро после окончания полива (обычно не более, чем через 5—10 сут), положение уровней приближенно описывается выражением [25]

$$H = \frac{wx}{2T}(L-x) + \frac{q}{T}L_д \qquad (6.33)$$

или

$$H = \frac{qL}{4T}\left[\bar{x}\left(1-\frac{\bar{x}}{2}\right) + 2\bar{L}_д\right], \qquad (6.33а)$$

где $\bar{x} = \frac{2x}{L}$ и $\bar{L}_д = \frac{2L_д}{L}$.

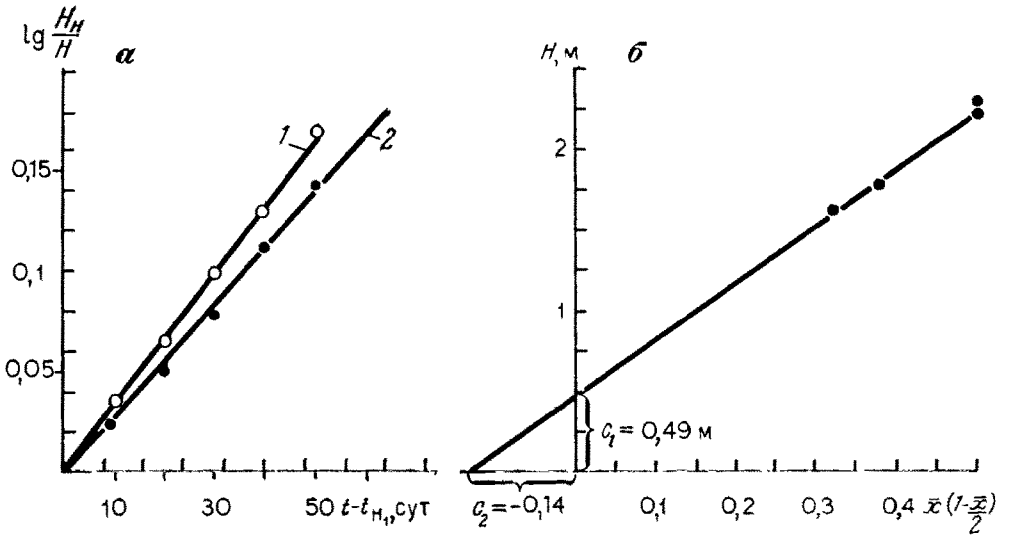


Рис. 69. Обработка режимных наблюдений.

а — график прослеживания уровней во времени; *б* — зависимость H от $\bar{x}\left(1-\frac{\bar{x}}{2}\right)$; *1* — скв. 46 $\left(\frac{\lg H_1/H_2}{t_1-t_2}=3{,}4\cdot 10^{-3}\ \text{сут}^{-1}\right)$; *2* — скв. 50 $\left(\frac{\lg H_1/H_2}{t_1-t_2}=3{,}2\cdot 10^{-2}\ \text{сут}^{-1}\right)$

Построенный по данным эпизодического замера график $H=f\left[\bar{x}\left(1-\frac{\bar{x}}{2}\right)\right]$ должен быть выражен прямой, отсекающей на осях H и $x\left(1-\frac{x}{2}\right)$ отрезки $C_1=\frac{qL}{2T}L_д$ и $C_2=-2L_д$. Из этих соотношений легко найти T и $L_д$. Следует отметить, что при сравнительно однородном строении водоносного пласта часто существенным оказывается фильтрационное сопротивление закрытых дрен по характеру вскрытия пласта, т. е. сопротивление собственно фильтра дрены. В этом случае можно считать, что $L_д=L_ф+L_{нд}$ и, подсчитав значение $L_{нд}$ [38], можно установить величину $L_ф$. При двухслойном строении пласта, когда дрена заложена в покровном слабопроницаемом слое, чаще всего $L_{нд}\gg L_ф$, особенно для открытых дрен. Определив в этом случае по данным гидродинамической съемки величину $L_д\approx L_{нд}$, можно также найти значение $k_п\approx 0{,}73\frac{T}{L_д}\lg\frac{8m_д}{\pi d}$.

Рассмотрим этот способ определения параметров на примере гидродинамических исследований, проведенных в Голодной степи (табл. 42) по дрене, заложенной в сравнительно однородном пласте при $m_д=22$ м. Дебит дрены в момент замера $q=0{,}55$ м³/сут.

Пользуясь графиком $H=f\left[\bar{x}\left(1-\frac{\bar{x}}{2}\right)\right]$, построенным по этим данным (рис. 69, *б*), найдем значения $C_2=-0{,}14$, $C_1=$

ТАБЛИЦА 42

Данные единовременного замера напоров в зоне влияния горизонтальной дрены

x, м	100	160	200	400	400
$\bar{x}$,	0,25	0,4	0,5	1	1
h, м	1,25	1,61	1,77	2,28	2,20

$= 0{,}49$ м и соответственно $T = 30$ м²/сут и $L_д = 28$ м. При этом величина $L_{нд}$ составляет $L_{нд} = 0{,}73 m_д \lg \frac{2m_д}{\pi d} = 20$ м, а $L_ф = L_д - L_{нд} = 8$ м, т. е. сопротивлением фильтра дрены определяется примерно 30 % общей эквивалентной длины $L_д$.

При двухпластовом строении водоносного комплекса определение гидродинамических параметров представляется более сложным, для чего необходима постановка специальных режимных наблюдений в соответствии со схемой, показанной на рис. 65, *в*. При этом по данным наблюдений в пьезометрах с фильтром в обоих пластах могут быть определены значения $T = T_1 + T_2$ и $L''_д$ описанными выше способами (как для однопластовой системы).

Величины T_1 и T_2 можно найти, зная соотношения напоров в середине междудренья

$$T_1 = T \frac{H_\Sigma - H''_L}{H'_L - H''_L}; \quad T_2 = T - T_1; \tag{6.34}$$

где H_Σ — значение напора в скважине с фильтром в двух пластах.

Для определения значений $L'_д$ и $\bar{б}$ можно использовать зависимость (3.53) и следующее выражение для разницы напоров в середине междудренья

$$H'_L - H''_L = \frac{qL}{4T_1} \varphi(б), \tag{6.35}$$

где

$$\varphi(б) = \frac{1}{б^2} - \frac{1}{б \operatorname{ch} б}; \quad б = 0{,}5L \sqrt{\frac{k_р}{m_р} \frac{T}{T_1 T_2}}. \tag{6.36}$$

Для анализа фильтрационной неоднородности покровных отложений наибольший интерес представляют данные замеров напоров потока вблизи дрены. Ряд специалистов рекомендуют проводить такой анализ, строя гидродинамические сетки потока вблизи дрены [5]. Однако такой путь требует чрезвычайно подробной информации о распределении напоров. Поэтому более эффективным является другой путь, основанный на предварительной схематизации строения покровных отложений с последующим определением

параметров такой схемы. Например, при наличии слабопроницаемого слоя в основании покровных отложений (см. рис. 47, *б*) для расчетов может быть использовано уравнение (3.50*а*). При этом наиболее удобным являются данные замеренных значений напоров под экранирующим слоем ($H_л$) и в нескольких сечениях в верхнем слое ($H = H_1$ при $x = x_1$, $H = H_2$ при $x = x_2$ и т. д.). Для обработки таких данных прологарифмируем уравнение (3.50*а*)

$$2{,}3 \lg \frac{H_л - H_л^0}{H_л - H} = b_n x. \qquad (6.37)$$

Опытные данные наносятся на график в координатах $\lg(H_л - H)$ и x; проводя через опытные точки прямую линию, найдем значения $\lg(H_л - H_л^0)$ при $x = 0$ и $b_n = \frac{2{,}3}{x} \lg \frac{H_л - H_л^0}{H_л - H}$, где величины H и x берутся для любой точки на проведенной прямой.

Если же замерены только напор в подстилающем пласте $H_л$ и напор H в одном сечении x верхнего слоя, то уравнение (3.50*а*) с учетом (3.51) записывается в виде

$$\frac{H_л - H}{H_л} = \frac{e^{-b_n x}}{1 + 2b_n L_{нд}^0}, \qquad (6.38)$$

откуда подбором находится значение b_n при рассчитываемом согласно (3.3) значении $L_{нд}^0$.

Пример расчета. Пьезометрические наблюдения проводились вблизи горизонтальной дрены, заложенной на Каиидинском опытном участке (рис. 70, *а*). Породы под дреной существенно неоднородны по проницаемости, причем выделяется более проницаемый слой мощностью $m'_п = 3{,}5$ м, подстилаемый менее проницаемым слоем мощностью $m''_п = 2$ м.

Из пьезометрических данных видно, что сопротивление на несовершенство дрены в верхнем слое незначительно и здесь можно считать $H_л^0 = 0$. Расчеты проведем по уравнению (6.37) на два момента времени — 24.V и 31.VIII при значениях $H_л = 35{,}08 - 34{,}33 = 0{,}75$ м и $H_л = 34{,}79 - 34{,}38 = 0{,}42$ м (табл. 43).

ТАБЛИЦА 43

Обработка опытных данных

Время	24. V			31. VIII		
Расстояние x, м	10	18	20	10	18	20
H	0,2	0,44	0,38	0,1	0,17	0,22
$H_л - H$	0,54	0,3	0,36	0,32	0,25	0,23
$\frac{H}{H_л - H}$	0,31	0,9	0,73	0,28	0,52	0,6

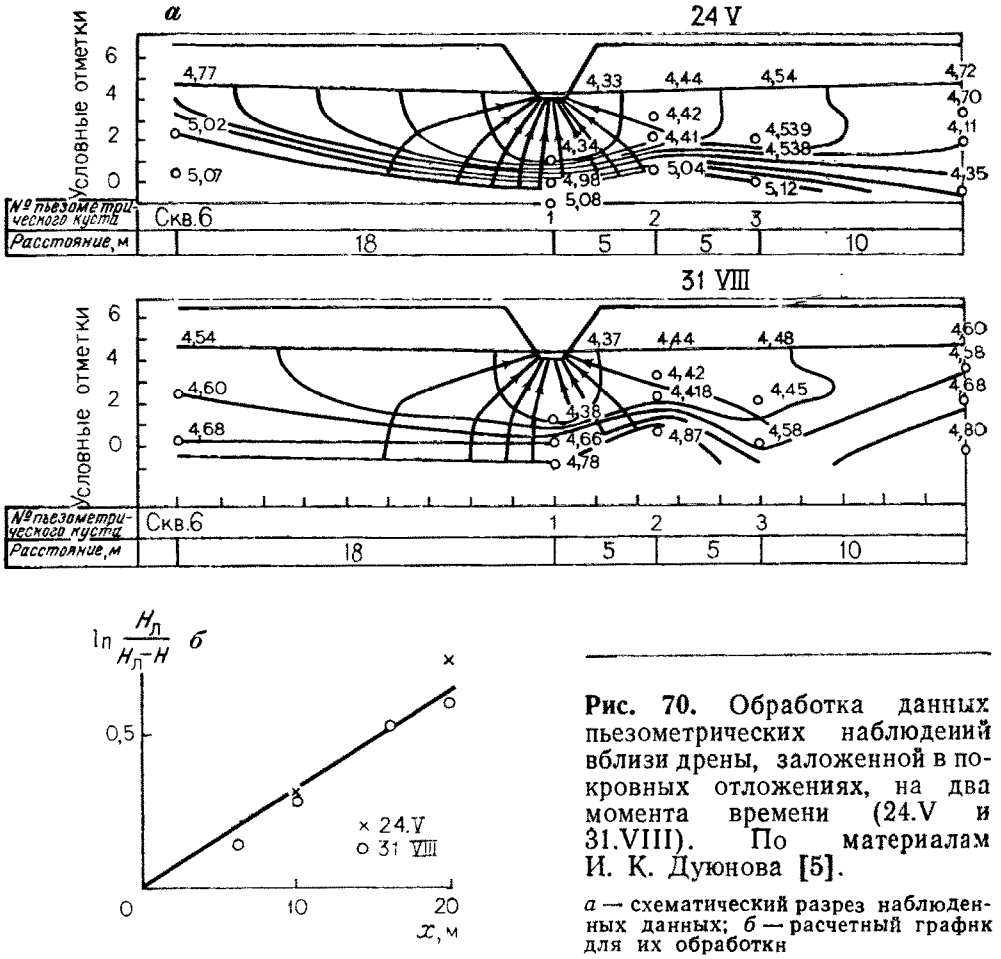


Рис. 70. Обработка данных пьезометрических наблюдений вблизи дрены, заложенной в покровных отложениях, на два момента времени (24.V и 31.VIII). По материалам И. К. Дуюнова [5].

а — схематический разрез наблюденных данных; *б* — расчетный графнк для их обработкн

Поскольку здесь известно значение $H^0_л$, то нанесем эти данные на график зависимости $\ln [H_л/(H_л—H)]$ от x (рис. 70, *б*). Как видно, расчетные точки на этом графике достаточно хорошо укладываются на прямую линию, по уклону которой найдем $b_п=0{,}032$ м$^{-1}$. По этому значению находим соотношение коэффициентов фильтрации слоев $k''_п/k'_п = m'_п m''_п b^2_п = 3{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}032^2 = 0{,}007$. Если по данным полевого опробования принять $k'_п = 4{,}5$ м/сут [5], то для слабопроницаемого слоя $k''_п = 0{,}032$ м/сут, что значительно меньше значения, полученного здесь И. К. Дуюновым расчетами по сетке движения ($\sim 0{,}15$ м/сут).

§ 2. СИСТЕМАТИЧЕСКИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ

Специфика опытно-производственных систем вертикального дренажа заключается в том, что среди большой группы действующих скважин для ограниченного их числа создаются условия, близкие к эксплуатационным. В частности, для наиболее характерных групп из 9, 12 или 16 скважин, расположенных по сетке, изолированы от внешнего притока и близки к схеме площадного систематического дренажа соответственно только 1, 2, 4 скважины.

Разберем основные приемы решения такого рода задач на примере наиболее общей схемы вертикального дренажа в двухпластовой системе с неоднородным покровным слоем, которая характерна для многих мелиоративных объектов Средней Азии (Голодная степь и др.).

Для оценки инфильтрационного питания обобщенного по всей зоне влияния скважины целесообразно использовать водно-балансовое выражение

$$w = \frac{Q_c}{w_R} - \frac{\Delta h_{ср}\mu + \sum_{i=1}^{n} m_i \mu_i^*}{\Delta t} - \frac{\Delta H'_{ср} k_p}{m_p}, \tag{6.39}$$

где $\Delta h_{ср}$ — среднее изменение уровня грунтовых вод за расчетное время; m_i и μ_i — мощность и упругая водоотдача пластов: покровного (или двухпокровного), разделяющего и основного водоносного; $\Delta H'_{ср}$ — средняя разница напоров в первом и во втором пластах.

Неравномерность инфильтрационного питания в плане может быть приближенно оценена по данным наблюдений в скважинах-дублерах (на свободную поверхность грунтовых вод и в первый водоносный пласт).

Считая здесь поток вертикальным, получаем следующее выражение для скорости v_h изменения уровня свободной поверхности

$$v_h = \frac{w}{\mu} - \frac{k_п}{\mu m_п} \Delta H, \tag{6.40}$$

где $\Delta H = H^0 - H$ — разница напоров в верхнем и нижнем пьезометрах; $m_п$ — мощность покровных отложений между серединами фильтров пьезометров.

При анализе данных наблюдений в скважинах-дублерах строится график $v_h = f(\Delta H)$. Прямолинейный участок этого графика, уклон которого к оси ΔH обозначим через φ, продолжается до оси v_h, где отсекается отрезок v_h^0. Тогда получаем

$$v_h^0 = \frac{w}{\mu}, \quad \varphi = \frac{k_п}{\mu m_п}, \quad \frac{\varphi}{v_h^0} = \frac{k_п}{w m_п}. \tag{6.41}$$

Следует отметить, что в рассматриваемом случае также исключительно важным представляются наблюдения за режимом влажности в зоне аэрации, которые могут быть использованы для расчета средних (по площади) значений коэффициента гравитационной емкости пласта.

Для ориентировочной оценки средней величины инфильтрационного питания за промежуток времени полив—межполивной период можно использовать сведения о балансе грунтовых вод

$$\mu \Delta h = w_п t_п - \sum (w_{и+тр} \cdot \Delta t') - \frac{\Delta H'}{m_п} k_п t_{мп}, \tag{6.42}$$

где $w_{и+тр} \Delta t$ — объем воды, израсходованный на испарение и транспирацию; $t_{мп}$ — продолжительность межполивного периода.

При этом интенсивность инфильтрационного питания можно подсчитать по формуле

$$w = \frac{w_{\text{п}} t_{\text{п}} - \sum_i (w_{\text{и+тр}} \Delta t')}{t_{\text{п}} + t_{\text{мп}}}. \qquad (6.43)$$

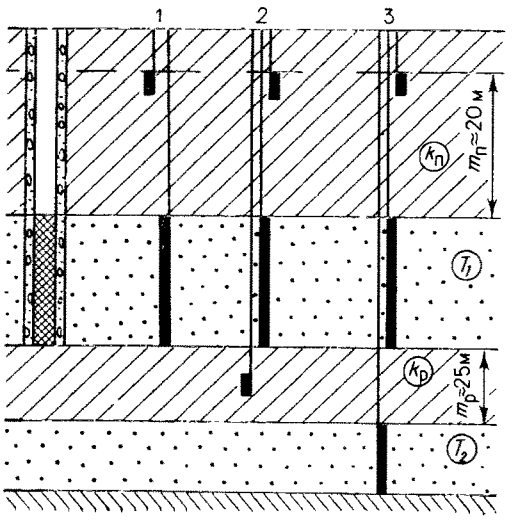
Наряду с этим для оценки параметров уровнепроводности и гравитационной емкости могут быть использованы данные режимных наблюдений в скважинах-дублерах и изучения динамики влаги в зоне аэрации, как это уже рассматривалось выше.

Оценка эффективности исследуемой опытно-производственной системы дренажа строится обычно на комплексном изучении формирующегося мелиоративного режима (урожайность сельскохозяйственных культур, агромелиоративные мероприятия, водно-солевой режим и другие показатели). С гидродинамической точки зрения наряду с параметрами водоносного комплекса должны быть рассмотрены параметры эксплуатационных скважин ($Q_{\text{с}}$, $S_{\text{с}}$, $\xi_{\text{с}}$), а также фактическое положение напоров на границе зоны влияния скважины ($r = R_{\text{к}}$). Для сопоставления этих параметров с проектными могут использоваться расчетные зависимости, сводка которых дана в § 3 гл. 3. Для рассмотренной расчетной схемы снижение напора на границе может быть приближенно установлено по зависимости

$$S = f(R_{\text{к}}). \qquad (6.45)$$

Рассмотрим в качестве примера результаты гидродинамических исследований на опытно-производственной системе вертикального дренажа в совхозе № 19 Голодной степи. Система из 16 скважин (сетка с шагом 500 м) расположена на Голодностепской пролювиально-аллювиальной равнине в зоне сочленения периферии предгорного шлейфа Туркестанского хребта с аллювиальной долиной р. Сырдарьи. В силу таких особенностей осадконакопления для рассматриваемого района характерно чередование в разрезе водоносных пластов песков и слабопроницаемых горизонтов. В частности, опытно-производственная система в совхозе № 19 расположена в характерных для этой зоны условиях двухпластовой геофильтрационной системы с установкой фильтров эксплуатационных скважин в верхнем пласте. На рис. 71 показана схема размещения фильтров эксплуатационных и наблюдательных скважин в разрезе. Всего в пределах системы было установлено 34 куста скважин, а в зонах влияния скважин 6, 9, 10, 62 — 8 кустов. План расположения скважин показан на рис. 72. Ниже приводятся основные результаты анализа данных наблюдений примерно за год, включая вегетационные периоды 1970 и 1971 гг. и межвегетационный период 1970—1971 гг.

Рассмотрим результаты определения уровнепроводности покровных отложений $k_{\text{п}}/\mu$, которая установлена в основном по периодам спада грунтовых вод, когда наилучшим образом проявляется квазистационарный режим. Представляет также интерес оценка неравномерности планового распределения этого параметра.



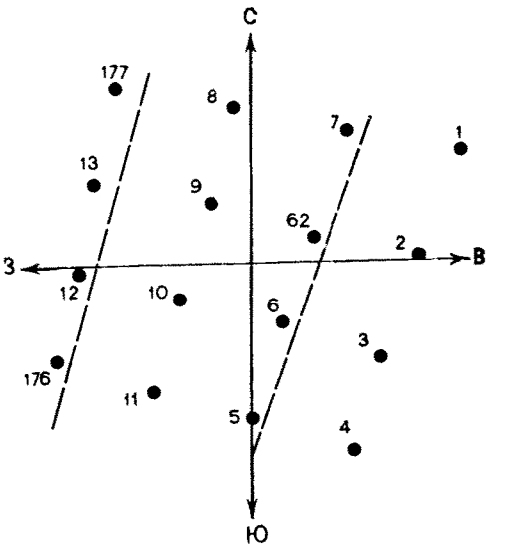


Рис. 71. Схема строения водоносного комплекса и расположения в разрезе эксплуатационных и наблюдательных скважин на опытно-производственной системе вертикального дренажа в совхозе № 19 Голодной степи (черными прямоугольниками показаны фильтры пьезометров)

Рис. 72. План расположения эксплуатационных скважин на опытном участке (пунктиром показаны границы балансового участка)

В вегетационный период 1970 г. величина $k_п/\mu$ установлена по данным 12 определений в различных точках системы. Из 12 определений 8 дают значение $k_п/\mu$ в диапазоне 1,7—2 м/сут, остальные 5 определений — 2,2; 2,3; 2,6; 4 м/сут. Среднее значение 2 м/сут, что при $\sigma = 0{,}26$ позволяет установить расчетное значение $k_п/\mu \approx \approx 2 \pm 0{,}14$ м/сут с надежностью 0,8.

В межвегетационный период 1970—1971 гг. значения $k_п/\mu$ установлены в 39 точках, из них 18 значений в диапазоне 1,5—2, 7 значений в диапазоне 2—2,5, 10 значений в диапазоне 1—1,5 и 4 значения в диапазоне 0,8—0,9 м/сут. В этом случае $k_п/\mu = 1{,}75 \pm \pm 0{,}1$ м/сут. Какой-либо отчетливой закономерности плановой неоднородности значений $k_п/\mu$ не отмечается.

В вегетационный период 1971 г. величина $k_п/\mu$ определялась в 32 точках наблюдений, из них по 12 значений находится в диапазонах 1—1,5 и 1,5—2, 6 значений в диапазоне 2—2,5 и 2 случайных значения 0,8 и 3,3 м/сут. Из приведенных выше данных можно заключить, что одиночное определение $k_п/\mu$ может привести к ошибочному значению, отличающемуся от среднего, как правило, не более чем в 1,5 раза. 5—10 определений этого параметра данной литологической разности достаточно для оценки величины $k_п/\mu$ с удовлетворительной точностью. Значение коэффициента водоотдачи покровных отложений изучалось в 6 точках центральной части системы по данным наблюдений за режимом влажности на начало θ' и конец снижения уровня грунтовых вод θ''. Влажность

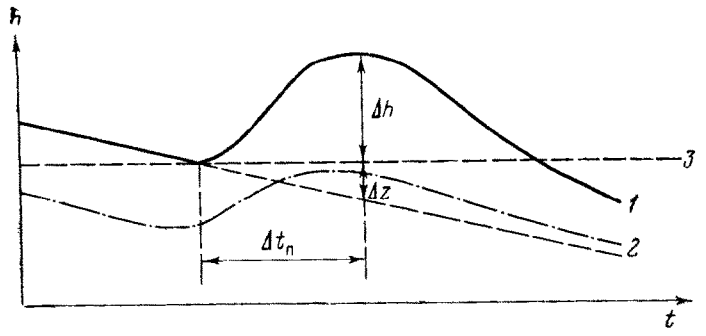


Рис. 73. Типовые графики колебания уровня подземных вод на опытно-производственной системе в совхозе № 19.

1 — уровень грунтовых вод; *2* — пьезометрические уровни в первом разделяющем и втором водоносном пластах; *3* — абсцисса, определяющая смену режима изменения уровня

ТАБЛИЦА 44

Результаты определения μ

ΔH, м	μ
1	0,067
0,57	0,052
0,91	0,061
0,76	0,076
0,27	0,04
1,85	0,06

грунтов определялась весовым способом в результате бурения зондировочных скважин с последующей проходкой шурфов для оценки объемной массы скелета грунтов. Коэффициент водоотдачи определялся по формуле

$$\mu = \frac{\sum \Delta z\theta'' - \sum \Delta z\theta'}{\Delta H}. \qquad (6.46)$$

Результаты расчетов представлены в табл. 44.

Сопоставляя установленное значение $\mu = 0{,}06$ с данными определения $k_п/\mu$, получим $k_п = 0{,}1$ м/сут, что хорошо согласуется с результатами опытных кустовых откачек.

Инфильтрационное питание за период наблюдений целесообразно оценить конкретно при поливах ($w_п$) и в среднем за вегетационный период (для расчетов дренажа при стационарной фильтрации).

Следует отметить, что перетекание в нижний пласт за короткий промежуток полива незначительно по сравнению с величиной $w_п$. Поэтому при оценке $w_п$ его можно учесть ориентировочно графическим способом, как это показано на рис. 73. При этом значение $w_п$ определится по формуле

$$w_п = \mu_н \frac{\Delta h + \Delta z}{\Delta t_п}. \qquad (6.47)$$

Приведенные расчеты по периоду 2-го полива в июле—августе 1970 г. по 8 точкам дали различные значения $w_п$ в диапазоне 0,03—0,06 м/сут (среднее значение 0,04 м/сут). При этом величина $\mu_н$ определялась описанным выше способом ($\mu_н = 0{,}15$).

Для оценки интенсивности инфильтрации w за вегетационный период можно воспользоваться зависимостью (6.39). Опуская подробности расчетов, приведем основные результаты на примере вегетационного периода 1970 г. (вторая половина 45 сут): $Q_{сум} = 5426$ м/сут; $w_{1-4} = 875\,000$ м^2 (установлено по картам гидроизо-

гипс и гидроизопьез); $\Delta h_{ср} = 1{,}8$ м; $\Delta h'_{ср} = 2{,}9$ м; $w = 4 \times 10^{-3}$ м/сут.

Завершая рассмотрение данных наблюдений на опытно-производственной системе вертикального дренажа, целесообразно провести контрольные расчеты, определяющие соответствие натурных данных принятой методике расчетов дренажа.

§ 3. ПОСТАНОВКА РЕЖИМНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПИТАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

В задачи режимных наблюдений в зоне аэрации входит исследование водного и воздушного режимов пород, определение параметров влагопереноса и интенсивности потоков влаги. Эти исследования целесообразно проводить как в естественных условиях, так и в условиях орошения и осушения на различных этапах эксплуатации систем. Основными характеристиками, за которыми проводятся наблюдения, являются влажность, высота всасывания и температура. Не останавливаясь на методике и технических средствах наблюдений, рассмотрим некоторые методы их интерпретации и результаты конкретных исследований.

1. Определение параметров влагопереноса

Зависимость высоты всасывания от влажности находится путем сопоставления значений влажности и высоты всасывания, замеренных тензиометром в одних и тех же точках. Эти измерения целесообразно проводить в пределах капиллярной зоны таким образом, чтобы охватить достаточно большой диапазон влажности. При этом следует учитывать неоднородность строения зоны аэрации. Синхронные наблюдения за влажностью и высотой всасывания дают возможность получить также зависимость $\psi(\theta)$ для различного направления процесса сушки и увлажнения. Для получения данных во всем диапазоне значений влажности можно рекомендовать проведение искусственных наливов в зону аэрации. При этом следует учитывать, что затопляемая площадь должна быть достаточно большой, чтобы исключить влияние бокового растекания. Таким образом были построены, в частности, зависимости, показанные на рис. 12. Опыт проводился на балансовой станции в совхозе им. Ленина в Куйбышевской области. Он состоял в дождевании лизиметра с монолитом высотой 5 м и диаметром 1,1 м. После наблюдения за процессов промачивания исследовалась стадия осушения пород. Эти же материалы позволяют определять зависимость $k(\theta)$ путем балансовых расчетов по синхронным профилям влажности. После увлажнения расходование влаги происходит за счет восходящих потоков к поверхности земли и стекания вниз. Граница, разделяющая восходящий и нисходящий потоки, находится путем сопоставления наблюдаемых профилей влажности и равновесной кривой [12]. Поскольку на границе удовлетворяется

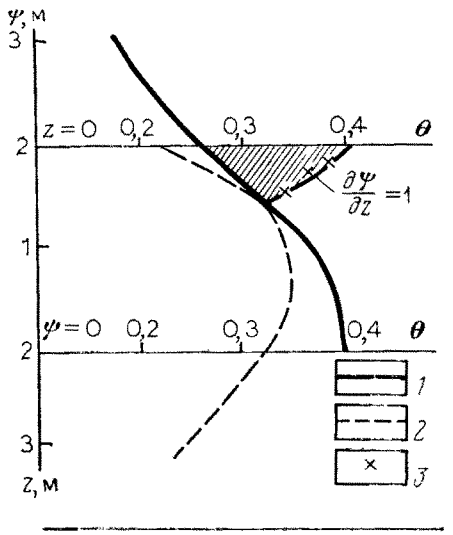


Рис. 74. Схема определения водораздела в зоне аэрации.

1 — график зависимости $\psi(\theta)$; *2* — кривая влажности, полученная по режимным наблюдениям; *3* — граница, разделяющая восходящий и нисходящий потоки. Заштрихован участок, показывающий объем испарившейся влаги

условие $\frac{d\psi}{dz} = 1$, то здесь равновесная кривая $\theta(\psi)$ и профиль влажности должны иметь общую касательную. Совершенно очевидно, что как та, так и другая кривые должны быть построены в одинаковых масштабах. Поиск этой границы удобно проводить, имея вычерченную на кальке кривую зависимости $\theta(\psi)$. Калька с кривой накладывается на график влажности так, чтобы их вертикальные оси совмещались (рис. 74). Перемещая кальку вверх или вниз, легко найти такое ее положение, где кривые имеют общую касательную, совпадая в одной точке. Найдя такие точки на всех эпюрах влажности, можно построить границу, отделяющую восходящие потоки от нисходящих.

Рассматривая процесс осушения пород, выделим две эпюры влажности, построенные на моменты времени t_1 и t_2 и разобьем зону аэрации на вертикальные блоки размером Δz. Счет блоков целесообразно вести от максимальной глубины, на которой проводились замеры. Как следует из анализа водного баланса, через нижнюю границу первого блока за время $\Delta t = t_2 - t_1$ пройдет объем воды V, определяемый интегралом

$$V_1 = \int_0^{z_г} \frac{\partial\theta}{\partial t}\, dz, \tag{6.48}$$

где $z_г$ — ордината границы раздела восходящего и нисходящего потоков влаги.

Соответственно через нижнюю границу n-го блока пройдет объем воды

$$V_n = \int_{n\,\Delta z}^{z_г} \frac{\partial\theta}{\partial t}\, dz. \tag{6.48а}$$

Эти объемы соответствуют площади f, заключенной между двумя эпюрами и ограниченной сверху границей раздела восходящих и нисходящих потоков, а снизу границей блока, умноженной на произведение масштабов вертикальной α_1 и горизонтальной α_2 оси: $V = f\alpha_1\alpha_2$. Определив таким образом объем воды, прошедшей

через границы блоков, можно вычислить и скорости влагопереноса $v = \frac{V}{\Delta t}$, а затем коэффициент влагопереноса по формуле

$$k = \frac{v \Delta z}{\psi_2 - \psi_1 - \Delta z}. \tag{6.49}$$

При расчетах следует учитывать, что вертикальная ось z направлена вверх, поэтому точка со значением ψ_2 расположена выше точки с высотой всасывания ψ_1. Величины ψ_1 и ψ_2 определяются по предварительно построенной зависимости $\psi(\theta)$ для периода осушения. При этом значения влажности берутся как средние в пределах блока и во времени. Определяемый таким образом коэффициент влагопереноса соответствует этому среднему значению. Имея набор значений $k(\theta)$, целесообразно построить график $\lg k$ в зависимости от $\lg \bar{\theta}$, угловой коэффициент которого дает возможность определить показатель степени n в выражении (2.11) и $\lg k_0$ при $\bar{\theta} = 1$ на оси $\lg k$.

Таким же образом можно построить зависимость и для процесса насыщения зоны аэрации снизу или сверху.

В. В. Бадовым предложен метод, основанный на прослеживании перемещения вниз точки с максимальной влажностью, где удовлетворяется условие $\frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$. При этом полагается, что скорость перемещения этой точки $U = k(\theta^*)$, где θ^* — значение максимальной влажности.

Следует отметить, что в общем случае такая схема определения коэффициента влагопереноса некорректна, поскольку скорость продвижения максимума зависит еще и от граничных условий, в частности от интенсивности восходящих потоков. Однако обработка таким образом данных моделирования влагопереноса на ЭЦВМ показала, что погрешности за счет влияния граничных условий незначительны. Как показано выше (см. гл. II), большое влияние на влагоперенос оказывает структурность пород зоны аэрации. Время влагообмена, определяющее процессы влагопереноса в среде с макропорами и трещинами, следует находить также опытным путем. Для этого целесообразно использовать наливы на площадке, имеющие достаточно большие размеры (не менее чем 3×3 м). Для верхнего «активного» слоя величина τ определяется по результатам наблюдений за расходом воды v, затраченной на насыщение. В соответствии с формулой (2.58) имеем

$$-\ln\left[\frac{(v - k_0)\tau}{\Delta V_m}\right] = \frac{t}{\tau}, \tag{6.50}$$

построив график $\ln(v - k)$ от t по угловому коэффициенту этого графика определятся величины τ

$$\tau = \frac{t}{-\ln(v - k_0)}. \tag{6.51}$$

При $t=0$ график отсекает величину, равную $\ln\frac{\Delta\tau}{\Delta V_m}$, из которой определяется ΔV_m. В этих расчетах значению k_0 соответствует скорость фильтрации, устанавливающаяся к концу налива. При наливе целесообразно проводить измерения влажности пород зоны аэрации. Эти наблюдения позволяют не только правильно обосновать расчетную схему миграции, но и дают дополнительную информацию для определения параметров.

Как пример можно привести результаты опыта по наливу в котлован в лёссовидные суглинки на террасе р. Терек в Предкавказье. Влажность при наливе определялась прибором НИВ-2. По истечении 10 ч после начала опыта режим влагопереноса стал квазистационарным. В этот период профили влажности практически не меняют своих очертаний и снижаются вниз параллельно самим себе с постоянной скоростью (рис. 75, *а*). Динамика влажности при этом определяется по формуле (2.56). В соответствии с этой зависимостью имеем

$$-\ln(1-\bar{\theta})=\frac{1}{\tau}\left(t-\frac{z}{u}\right). \qquad (6.52)$$

Из этого уравнения можно определить время запаздывания τ. Полулогарифмические графики зависимости $(1-\bar{\theta})$ от z на один и тот же момент времени показаны на рис. 75, *б*.

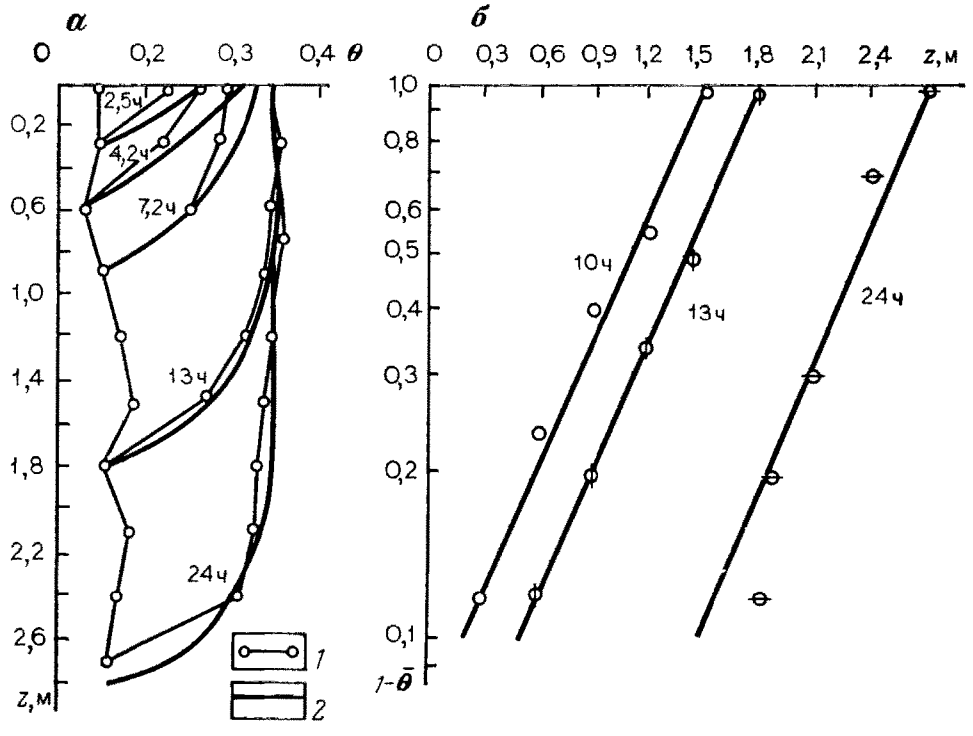


Рис. 75. Результаты налива в котлован.

а — динамнка влажностн прн налнве: *1* — экспериментальные кривые; *2* — полученные расчетом по формуле; *б* — графнки зависимости $1-\bar{\theta}$ от z

В рассматриваемом примере $\tau = 0{,}1$ сут рассчитанные по формуле (2.56) кривые влажности при $u = 0{,}6$ м/сут практически совпадают с экспериментальными, что дает основание считать принятую расчетную схему вполне достовериой. Наблюдения за влажностью позволяют также определить значение τ на различных глубинах.

2. Определение питания подземных вод по режимным наблюдениям в зоне аэрации

При стационарном режиме влагопереноса, который наблюдается обычно при глубоком залегании уровня подземных вод, интенсивность потока влаги может быть определена непосредственным расчетом по формуле (2.4). Интересную информацию при таких наблюдениях можно получить, располагая замерами высоты всасывания для всей мощности зоны аэрации. Эти замеры даже при отсутствии данных о коэффициенте влагопереноса могут служить индикатором направления потока влаги и его относительной интенсивности. На рис. 76 показан профиль склона лога Корак-сай на территории Джизакского массива в Средней Азии. Характер рельефа определяет различную глубину залегания уровня подземных вод и соответственно различное распределение влажности и высоты всасывания по вертикали. Это различие хорошо видно на графиках зависимости высоты всасывания ψ от высоты над уровнем z, построенных по замерам в шурфах, пройденных в условиях различной глубины залегания уровня (рис. 77, *а*). Отложенные на графике точки совмещены с кривыми, построенными расчетом по формуле (2.71) для различных соотношений v/k_0. Таким образом удается определить характер изменения испарения от глубины залегания уровня. Эти данные представлены в табл. 45. При $k_0 = 10^{-3}$ м/сут и $\beta = 1$ м$^{-1}$, полученных экспериментально, интенсивность разгрузки подземных вод за счет восходящих потоков влаги определяется в зависимости от соотношения v/k_0.

Эти же материалы позволяют изучить влияние интенсивности испарения на характер распределения влажности в капиллярной зоне (рис. 77, *б*). Причем данные, полученные при глубоком залегании уровня, дают возможность построить кривую $\psi(\theta)$ в достаточно большом диапазоне влажности.

ТАБЛИЦА 45

Результаты расчета интенсивности испарения

z, м	1,8	2,3	3,6	5,3	11,4
v/k_0	0,8	0,3	0,04	0,01	0,001
v, м/сут	$8 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-5}$	10^{-5}	10^{-6}

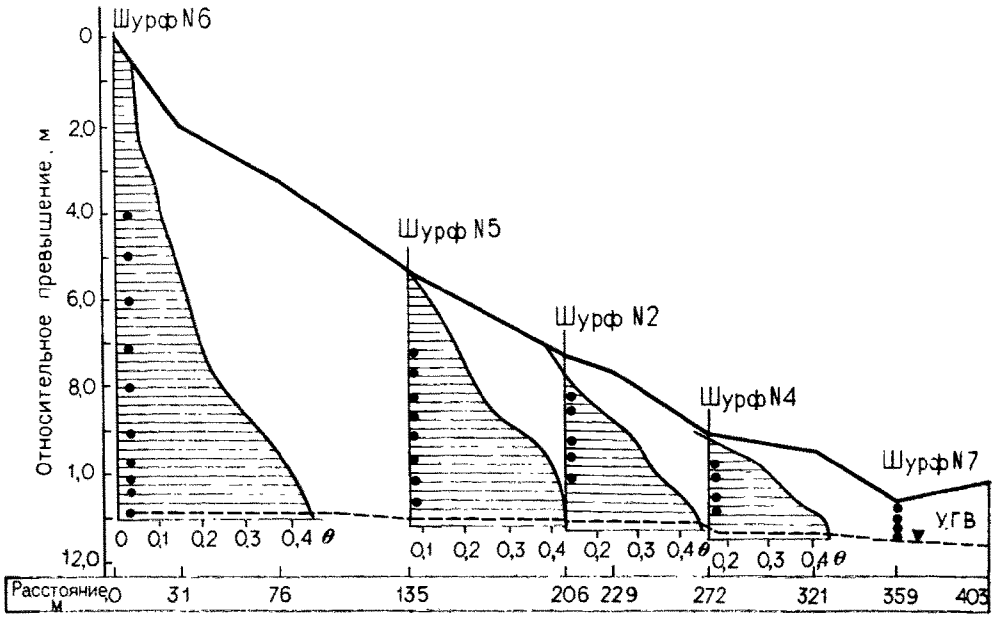


Рис. 76. Продольный профиль лога Корак-Сай. Точками отмечены места замеров всасывающего давления

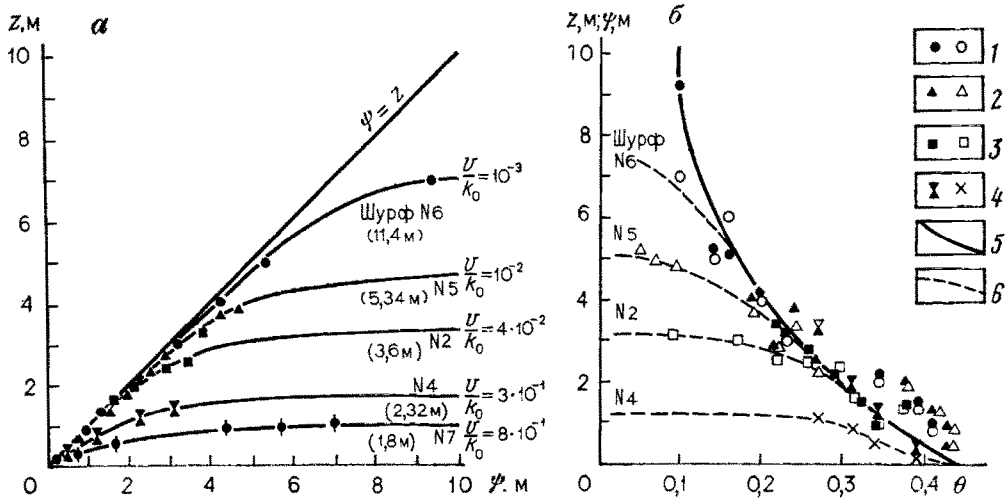


Рис. 77. Результаты режимных наблюдений за влагопереносом.

а — зависимость $\psi(z)$; *б* — зависимости $\theta(z)$ и $\theta(\psi)$; *1* — шурф № 6; *2* — шурф № 5; *3* — шурф № 2; *4* — шурф № 4; *5* — кривая $\theta(\psi)$; *6* — фактическое распределение влажности $\theta(z)$. Закрашенные точки — значения $\theta(\psi)$, незакрашенные — $\theta(z)$

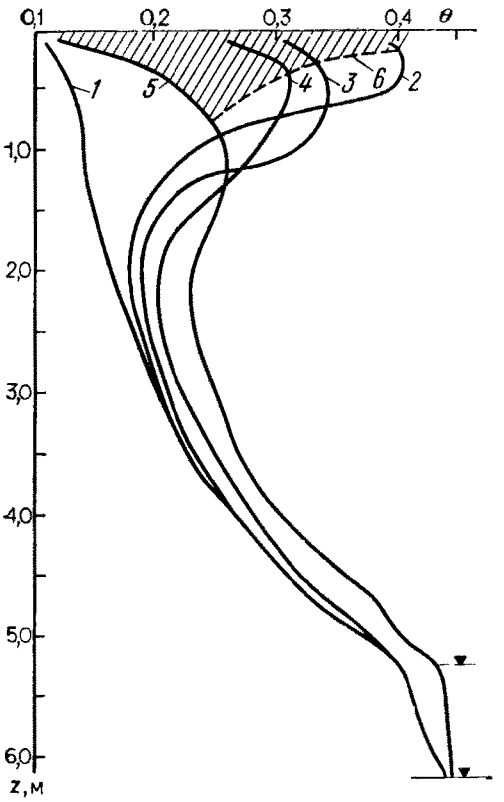


Рис. 78. Определение питания и испарения по расчету баланса влаги в зоне аэрации при глубоком залегании уровня (заштрихованиая площадь соответствует объему испарившейся влаги за 20 сут).

1 — распределение влаги до полива; *2—5* — распределение влаги после полива: через 1 (*2*), 2 (*3*), 3 (*4*) и 20 сут (*5*); *6* — кривая $d\psi/dz=1$

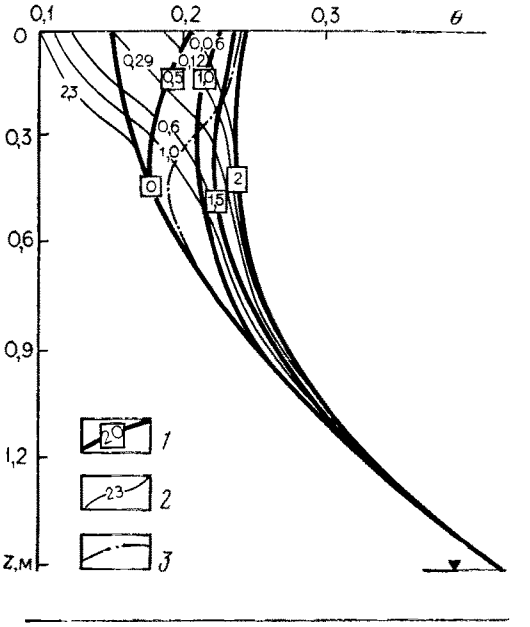


Рис. 79. График изменения влажности:

1 — при поливе; *2* — после полива; *3* — граница, разделяющая иисходящий и восходящий потоки

Следует отметить, что такие низкие значения расходов влаги, как 10^{-3} мм/сут, вряд ли могут быть определены каким-либо другим методом.

Наблюдения в верхней части зоны аэрации при ее достаточной мощности позволяют оценить нисходящие и восходящие потоки влаги балансовым методом, не прибегая к дополнительным исследованиям. Удобнее всего принцип такого расчета продемонстрировать на примере расчета потоков влаги при поливе в совхозе им. Ф. Энгельса (Джизакский массив в Средней Азии).

На рис. 78 показано распределение влаги на глубине до полива (кривая *1*) и после полива (кривые *2*, *3*, *4* и *5*), построенное на различные моменты времени. На этих кривых методом, рассмотренным в разделе 1 § 3 этой главы, найдены точки, разделяющие восходящие потоки от нисходящих, и построена граница раздела, ордината которой $z_г$ меняется во времени.

Расчет поступления влаги к уровню подземных вод $v_н$ или к любому выделенному сечению, где намечается точка с началом

координат, определяется по формуле

$$v_{\text{н}} = \int_0^{z_{\text{г}}} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz. \tag{6.53}$$

Соответственно расход восходящего потока $v_{\text{в}}$ определяется следующим образом:

$$v_{\text{в}} = \int_{z_{\text{г}}}^{L} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz, \tag{6.54}$$

где L — ордината поверхности земли.

Учитывая имеющееся обычно небольшое число замеров влажности и их невысокую точность, расчеты удобнее проводить, вычисляя объемы влаги, заключенные между эпюрами и ограниченные каким-либо сечением и границей между восходящими и нисходящими потоками влаги. Так, на графике (см. рис. 78) заштрихована область, соответствующая объему испарившейся влаги в период между 2 и 20 сут. после полива. Для рассматриваемого случая суммарное поступление воды составило 200 мм (2000 м³/га). При этом на испарение ушло 80 мм, что соответствует среднему испарению 4 мм/сут. Поступление влаги к уровню подземных вод составило за этот период 120 мм, что вызвало его подъем почти на 1 м.

При неглубоком залегании уровня измерения влажности целесообразно совместить с измерениями уровня подземных вод и водно-балансовыми исследованиями на поверхности земли. Последние необходимы для оценки потерь на фильтрацию и испарение в межполивной период. В общем цикле от одного полива до другого можно выделить четыре характерных периода.

Первый период соответствует собственно поливу. На его протяжении наблюдаются насыщение зоны аэрации и транзитные потоки влаги, вызывающие подъем уровня еще до того, как видимый фронт промачивания достигнет свободной поверхности. Интенсивность поступления влаги к свободной поверхности в этот период определяется по формуле

$$v_{\text{н}} = I - \int_h^L \frac{\partial \theta}{\partial t} dz, \tag{6.55}$$

где I — фильтрационные потери, определяемые путем непосредственных измерений; h — ордината уровня подземных вод.

Второй период характеризуется расходованием влаги зоны аэрации на испарение и отток вниз. Интенсивность потоков рассчитывается по формуле (6.53, 6.54) при предварительном выяснении положения границы, разделяющей восходящие и нисходящие потоки. Заканчивается этот период тогда, когда граница раздела подходит к уровню подземных вод. С этого момента начинается отток влаги из зоны полного насыщения. Этот процесс определяет на-

чало третьего периода, когда восходящий поток влаги формируется как за счет дальнейшего уменьшения влагозапаса в зоне аэрации, так и за счет оттока из зоны насыщения. Для определения интенсивности этого оттока необходимо знать суммарное испарение E, которое должно определяться независимым путем. Соответственно для $v_в$ имеем

$$v_в = E - \int_h^L \frac{\partial \theta}{\partial t} dz. \qquad (6.56)$$

Четвертая стадия характеризуется установлением равновесного профиля влажности, соответствующего станционарному режиму. В этот период интенсивность восходящих потоков влаги может определяться путем непосредственного измерения испарения E. Эти стадии можно проследить, пользуясь рис. 79. На этом рисунке показаны эпюры влажности, наблюдаемые при поливе и в межполивной период в совхозе Дальверзин-1 в Средней Азии. Зона аэрации мощностью 1,5 м сложена легкими суглинками и супесями с коэффициентами фильтрации около 1 м/сут, полив проводился по бороздам в течение 2 сут. Как следует из анализа наблюдений, в период полива потери на фильтрацию составили 150 мм (1500 м³/га), при этом на насыщение зоны аэрации израсходовано 70 мм. Следовательно, питание подземных вод за счет транзитных потоков влаги определяется величиной 80 мм. После полива наблюдается расходование влагозапаса зоны аэрации на суммарное испарение и питание подземных вод. Длительность этого этапа около 3-х суток. Питание подземных вод в этот период составило около 50, а испарение 20 мм. В период установившегося режима интенсивность восходящего потока влаги была около 0,45 мм/сут. За весь межполивной период разгрузка подземных вод на испарение составила 10 мм. Таким образом, для всего цикла имеем следующие составляющие баланса: водопоступление 150, испарение 30, питание подземных вод 120 мм.

3. Определение расходов потока по данным наблюдений за температурным режимом

В последнее время большое внимание уделяется поиску прямых методов определения интенсивности фильтрационных потоков и, в частности, так называемых индикаторных методов или методов «трассеров». В качестве индикаторов рассматриваются различные несорбирующиеся компоненты, вносимые тем или иным способом в фильтрационный поток. Существенным ограничением при таких исследованиях являются длительное время наблюдений при малых скоростях фильтрации, сложность интерпретации данных наблюдений, связанная с идентификацией той или иной схемы миграций, и технические трудности по введению индикатора и его прослеживанию. Части этих недостатков лишены методы, основанные на изучении температурных полей. Хотя задача по обоснованию рас-

четной схемы и в этом случае определяет основные трудности в получении достоверных результатов, широкое использование температурных методов в комплексе с другими исследованиями позволяет достигнуть желаемых результатов. Ниже приводятся некоторые наиболее разработанные методы и дается обоснование целесообразной области их применения.

При инфильтрации конвективная составляющая теплотока приводит к заметному изменению температурного режима в зоне аэрации и ниже. В зоне суточных и годовых температурных колебаний происходят изменения в величинах амплитуд и в смещении максимумов и минимумов температур по сравнению с естественным режимом. Происходят также изменения температур ниже температурного «нейтрального» слоя в зависимости от величины и направления фильтрации. Эти эффекты могут быть положены в основу расчетов величины питания грунтовых вод по данным как установившегося, так и неустановившегося температурных режимов.

Основными параметрами, определяющими температурный режим при инфильтрации, являются: v — скорость фильтрации; $c_в$ — объемная теплоемкость воды; $c_п$ — объемная теплоемкость породы и воды; λ — коэффициент теплопроводности.

Следует отметить, что при фильтрации коэффициент теплопроводности следует заменить на коэффициент тепловой дисперсии, который в общем случае зависит как от скорости фильтрации, так и от схемы теплопереноса. Однако как показывают экспериментальные данные коэффициент тепловой дисперсии соответствует коэффициенту теплопроводности при скоростях фильтрации до 0,5 м/сут. Поэтому в реальных условиях, где мы встречаем значительно меньшие значения скорости фильтрации, тепловой дисперсией можно в большинстве случаев пренебрегать. Некоторые данные по теплофизическим свойствам грунтов, которые можно использовать в расчетах, приводятся в табл. 46 в соответствии с данными работы [8].

ТАБЛИЦА 46

Теплофизические свойства почв

Тип почвы	Пористость	Объемная влажность	Теплопроводность λ, 10^3 Вт/м·°С	Объемная теплоемкость, Дж/см³·°С
Песок	0,4	0,0	293,3	1,26
	0,4	0,2	1759,8	2,10
	0,4	0,4	2178,8	2,94
Глина	0,4	0,0	249,6	1,26
	0,4	0,2	1173,2	2,10
	0,4	0,4	1592,2	2,94
Вода	—	—	62,85	—

Иногда удобнее использовать обобщенные характеристики: коэффициент температуропроводности $a = \frac{\lambda}{c_в}$ и эффективную пористость $n_э = a_г/c_в$.

Эти величины меняются в незначительных пределах. Так, для большинства пород при различном насыщении их водой a меняется от 0,05 до 0,15, в среднем составляя около 0,1 м²/сут, а $n_э$ от 0,3 до 0,7.

Периодические изменения температуры на дневной поверхности вызывают аналогичные изменения на различных глубинах. Выделяют суточные и сезонные колебания температуры. В наиболее упрощенной форме эти колебания можно описать функцией, близкой к синусу.

Решение уравнения теплопроводности с заданием на поверхности земли периодических колебаний температуры в виде $T_0 = \Delta T_0 \sin\left(\frac{2\pi t}{\tau}\right)$ (где T_0 — амплитуда температурных колебаний на поверхности, °С, τ — период колебаний) было получено Столманом (Stollman, 1965 г.)

$$T = \Delta T_0 e^{-\alpha z} \sin\left(2\pi \frac{t}{\tau} - \beta z\right), \tag{6.57}$$

где T — температура грунта в любой точке на глубине; $\alpha = [(K^2 + V^4/4)^{\frac{1}{2}} + V^2/2] - V$; $\beta = [(K^2 + V^4/4)^{\frac{1}{2}} + V^2/2]$; $K = \pi c_п/\lambda\tau$; $V = v c_п/2\lambda$.

Значение скорости инфильтрации v находится из выражения

$$v = a\left(\frac{\beta^2 - \alpha^2}{\alpha}\right). \tag{6.58}$$

При этом величину α можно определить, используя данные об уменьшении амплитуды колебаний температуры ΔT на различных глубинах

$$\alpha = \frac{1}{2} \ln \frac{\Delta T_0}{\Delta T}. \tag{6.59}$$

Величина β определяется по данным о смещении фаз колебаний

$$\beta = 2\pi \frac{t_ф}{\tau z}.$$

При отсутствии фильтрации ($v = 0$) значения констант α и β будут иными

$$\alpha = \beta = \sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}. \tag{6.60}$$

Анализ суточных температурных колебаний дает возможность определить интенсивность потока $v > 2 \cdot 10^{-2}$ м/сут, а использование

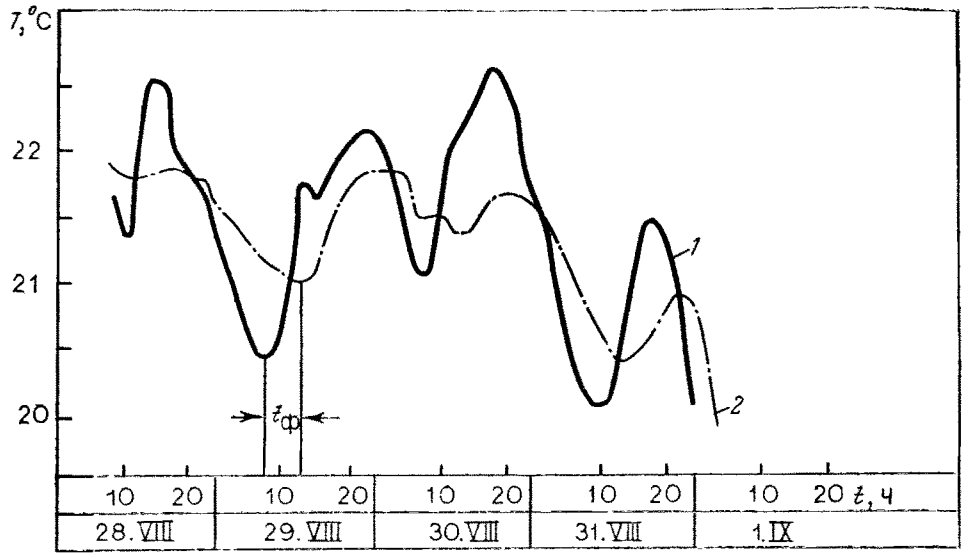


Рис. 80. График колебания температуры под распределителем: на глубине 0,1 (*1*) и 0,2 м (*2*)

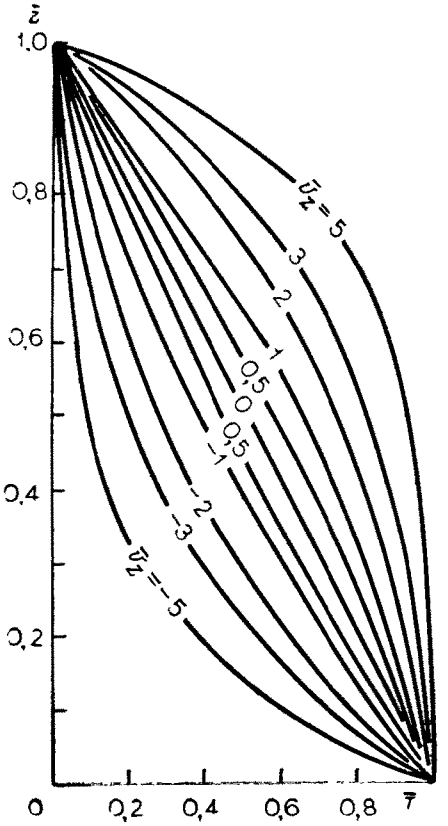


Рис. 81. Графики функции $f(\bar{v}_z)$

годовых колебаний $v > 1 \cdot 10^{-3}$ м/сут. Как пример применения этого метода можно привести расчеты фильтрационных потерь из распределителя на опытном орошаемом участке совхоза Дальверзин-I в Средней Азии. Температурные датчики были установлены на глубине 0,1 и 0,2 м от дна распределителя. Замеры температуры по ним производились каждые три часа (рис. 80). Анализ колебаний

показал, что отношение амплитуды на этих глубинах составляет $\frac{\Delta T}{\Delta T_0} = 2{,}2$, а сдвиг фаз $t_\Phi = 3$ ч. Отсюда находим величины $\alpha = 8{,}0\ \frac{1}{\text{м}}$ и $\beta = 10{,}5\ \frac{1}{\text{м}}$, которые позволяют определить скорость фильтрации $v = 0{,}15$ м/сут. Полученные значения находятся в соответствии с данными гидрометрии. В некоторых случаях оценку инфильтрационного питания можно проводить, используя данные неустановившегося температурного режима [25].

В последнее время широкое распространение получает термометрический метод определения скорости фильтрации при перетекании из водоносных горизонтов через слабопроницаемые разделяющие слои. При этом объектом исследования является естественное температурное поле, на которое оказывает воздействие фильтрация. В случае восходящей фильтрации происходит изгиб температурной кривой в сторону больших температур, а в случае нисходящей — в сторону более низких температур (рис. 81).

В основу метода определения интенсивности фильтрации положено решение уравнения стационарного теплопереноса (при $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$), при задании на фиксируемых границах $z = 0$ и $z = l$ температур T_0 и T_l. Это решение имеет вид

$$\bar{T} = \frac{T - T_0}{Tl - T_0} = f\left(\bar{v}_z,\ \frac{z}{l}\right);\quad f\left(\bar{v}_z,\ \frac{z}{l}\right) = \frac{1 - e^{(\bar{v}_z z/l)}}{1 - e^{\bar{v}_z}}, \tag{6.61}$$

$$\bar{v}_z = \frac{v_e c_в}{\lambda}.$$

Совершенно очевидно, что использование такого решения применимо лишь для анализа естественных температурных полей, сформированных в течение длительного «геологического» времени. В связи с этим только в редких случаях данный метод может быть использован и для изучения фильтрации на территориях, где условия фильтрации изменились совсем недавно под влиянием орошения. Вместе с тем этот метод представляет интерес для определения разгрузки потока, обсуловленной испарением в естественных условиях. Общее решение, рассматривающее изменение температурного поля под влиянием фильтрации, полученное в работах Ф. Н. Бочевера и В. Б. Чулаевского, позволяет оценить период времени, начиная с которого температурный режим становится квазистационарным $\left(t > \frac{l^2}{a}\right)$. Для реальных условий, например, на массивах орошения этот период наступает только через 10—30 лет.

При интерпретации данных термометрии следует иметь в виду, что искажение температурной кривой может быть вызвано не только фильтрацией, но и неоднородностью разреза по теплофизическим свойствам пород. Так, возможно закономерное увеличение

или уменьшение теплопроводности с глубиной за счет появления в разрезе пород более легкого типа или более тяжелого механического состава.

В связи с этим интерпретация каждой термограммы требует индивидуального подхода и особое внимание должно быть обращено на определение теплофизических свойств пород. В случае упорядочениого чередования слоев с различными коэффициентами теплопроводности может быть использован прием построения исправленной термограммы в координатах $m_i/\lambda_i = f\left(\frac{T-T_п}{T_к-T_п}\right)$, где m_i — мощность отдельного слоя с теплопроводностью λ_i; $T_п$ — температура в подошве слоя; $T_к$ — температура в кровле слоя. Затем исправленная термограмма служит для определения скорости фильтрации описанным выше способом.

Помимо неоднородности в вертикальном разрезе, на характер температурного поля заметное влияние может оказывать и неоднородность в плане. Эта ситуация обусловливается как неоднородностью слабопроницаемого слоя по проницаемости, так и наличием областей с локальным питанием или разгрузкой подземных вод. Для оценки влияния такой неоднородности целесообразно как крайний случай рассмотреть схему теплопереноса в среде, в которой чередуются проницаемые и непроницаемые блоки, имеющие горизонтальную протяженность L.

При фильтрации с глубины l для достаточно большого диапазона скоростей фильтрации $\left(v_l < 5\frac{l}{a}\right)$ заметное влияние блокового строения проявляется лишь при $l > 10L$ [27]. Это значит, что при небольших размерах блоков ($L < 0{,}1l$, в реальных условиях это соответствует размеру блока порядка 10—30 м) распределение температур в них определяется средней скоростью фильтрации. Таким образом, интерпретация термограмм в этом случае позволяет оценить среднюю скорость фильтрации $v_{ср}$ (расход, отнесенный к общей площади блоков). При больших размерах блоков $L > l$ влияние блоков друг на друга оказывается незначительным и их можно рассматривать в отдельности как две самостоятельные структуры.

В качестве примера приложения метода определения интенсивности фильтрации можно привести результаты определения интенсивности разгрузки потока подземных вод за счет испарения на территории Джизакского массива в Голодной степи. Эта территория является типичной для предгорий. В ее верхней (южной) части преобладают водоносные горизонты большой мощности, выклинивающиеся к периферии конусов выноса. Здесь водоносные горизонты перекрываются мощной толщей слабопроницаемых пород супесей и суглинков, через которые осуществляется разгрузка подземных вод, компенсирующаяся испарением со свободной поверхности. На некоторой части территории разгрузка за счет испарения происходит в пределах широких плоских днищ логов. Поскольку размеры локальных областей разгрузки заметно превы-

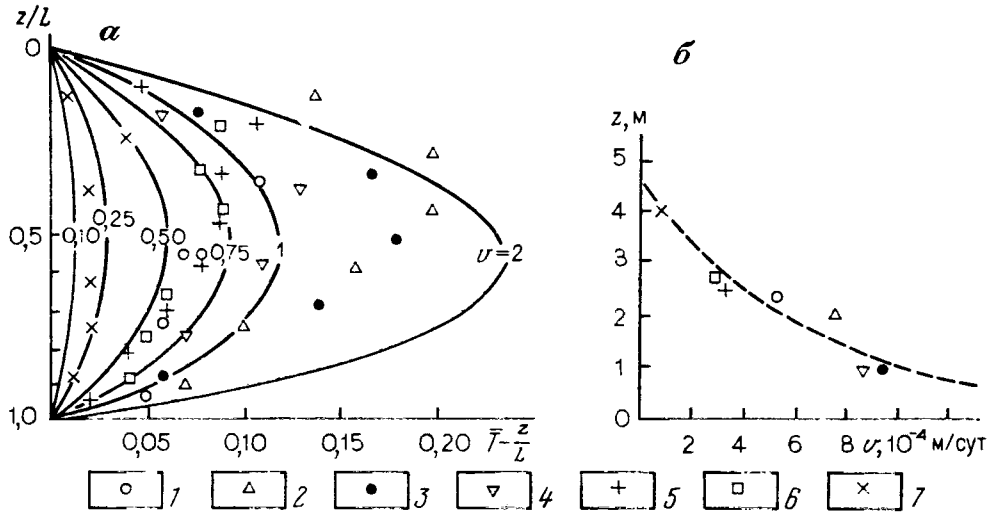


Рис. 82. Определение потоков влаги методом термометрии.

а — схема интерпретации термограмм; *б* — график функции v (z); *1—4* — створ 3: скв. 5 (*1*), 4 (*2*), 3 (*3*), 2 (*4*); *5—7* — створы: скв. 2 (*5*), 3 (*6*), 5 (*7*)

шают мощность слабопроницаемого слоя, ее оценка методом термометрии может проводиться независимо от окружающих массивов, где вертикальная фильтрация отсутствует.

Измерение температур проводилось в режимных скважинах электротермометром и термисторами. В связи с тем, что поинтервального определения теплофизических свойств пород в скважинах не проводилось, для расчета скорости фильтрации выбирались лишь те скважины, где разрез можно считать однородным.

При расчетах скорости фильтрации использовался способ эталонных кривых, построенных в координатах $f(\bar{v}, z/l)$ от z/l. Данные термометрии наносились на график с координатами $\bar{T} - \frac{z}{l}$ и $\frac{z}{l}$, построенный в масштабе эталонной кривой (рис. 82, *а*). В зависимости от того, с какой из кривых совпадают опытные точки, определялись значения $\bar{v}$ и скорости фильтрации v.

Для территории Джизакского массива величина разгрузки находится в пределах $k = 8 \cdot 10^{-5} \div 10^{-3}$ м/сут. При известной разнице напоров, определяющих фильтрацию, находился коэффициент фильтрации разделяющего слоя. В рассматриваемом случае полученные значения коэффициента фильтрации лежат в пределах $k =$ $= 0{,}01—0{,}085$ м/сут, что хорошо согласуется с данными опытно-фильтрационных работ.

Поскольку разгрузка через слабопроницаемые разделяющие слои в грунтовый поток не вызывает приращения его расхода, а идет полностью на испарение, оказалось возможным оценить зависимость испарения от глубины залегания свободной поверхности (рис. 82, *б*). Полученная кривая близка к зависимости, полученной по данным режимных наблюдений и исследованиям в лизиметрах.

Выше были рассмотрены естественные температурные поля, однако в некоторых случаях оказывается целесообразным использовать искусственные источники тепла, позволяющие не учитывать характер естественного температурного режима. В работах [42, 43] предложены методы, основой которых является использование особенностей температурного поля вокруг точечного или линейного источника тепла, помещенного в фильтрационный поток. Тепловой зонд представляет собой электрический шаровой или цилиндрический нагреватель. Причем последний устанавливается перпендикулярно к линиям тока фильтрационного потока. Выше и ниже по потоку на одинаковых расстояниях Δz находятся датчики температуры. Ими могут служить термисторы или термопары. При наличии фильтрации разница в температурах ΔT выше и ниже по потоку для шарового зонда определяется соотношением

$$\Delta T = \frac{Q}{4\pi\lambda\,\Delta z}\left[1 - \exp\left(-\frac{v\,\Delta z}{2a}\right)\right], \tag{6.62}$$

а для линейного зонда

$$\Delta T = \frac{q}{\pi\lambda} K_0\left(\frac{v\,\Delta z}{2a}\right) \mathrm{sh}\left(\frac{v\,\Delta z}{2a}\right), \tag{6.63}$$

где Q — тепловая интенсивность шарового источника; q — погонный расход тепла цилиндрического источника. В первом случае скорость фильтрации можно определить из соотношения

$$v = \frac{2a}{\Delta z} \ln\left(\frac{Q}{Q - 4\pi\,\Delta T\,\Delta z\lambda}\right). \tag{6.64}$$

В случае цилиндрического источника скорость фильтрации находится подбором или с помощью таблицы функции $F(\bar{v}) = \Delta\bar{T}$, где $\Delta\bar{T} = \dfrac{\pi\lambda\,\Delta T}{q}$, $\bar{v} = \dfrac{v\,\Delta z}{2a}$ (табл. 47).

Как видно из таблицы, функция $F(\bar{v})$ при $\bar{v} = 0{,}8$ имеет максимум. В связи с этим при постановке опыта должно удовлетворяться условие $\bar{v} < 0{,}8$.

Как пример применения этого метода можно привести результаты определения потерь воды из Каршинского канала. В дне ка-

ТАБЛИЦА 47

Функция $F(v)$

$\bar{v}$	$F(\bar{v})$	$\bar{v}$	$F(\bar{v})$
0	0	0,4	0,455
0,01	0,047	0,6	0,492
0,05	0,156	0,8	0,498
0,1	0,242	1,0	0,491
0,2	0,350	1,2	0,456

нала до пуска воды были открыты шурфы, в стенки которых на глубине 30—35 см от дна внедрялись точечные тепловые источники диаметром 40 мм и спаи дифференциальных термопар, расположенные на расстоянии 2—4 см от источника. Выводы от источников и термопар тщательно изолировались и выводились на берег канала. Шурф после этого заливался глинистым раствором. Разность температур на спаях термопар замерялась гальванометром типа М-95, шкала которого была проградуирована в градусах Цельсия. Нагревание источника проводилось от батарей. Было установлено 4 таких датчика на участках, где ложе канала проходило в различных породах. Перед установкой датчиков непосредственно в месте их размещения опытным путем были определены коэффициенты теплопроводности для полностью насыщенной породы. После пуска воды в канал были начаты измерения фильтрационных потерь по рассмотренному выше методу.

Измерения проводились в течение 5 мес при различной глубине воды в канале. Фильтрационные потери на всех четырех участках были примерно одинаковыми и менялись в пределах от 0,6 до 0,4 м/сут. Отмечалась некоторая зависимость потерь от слоя воды в канале. При слое 3 м интенсивность фильтрации в дно канала была 0,64, а при 2 м — 0,38 м/сут.

Следует отметить, что при общем расходе воды в канале до 100 м^3/с применение других способов определения локальных потерь на фильтрацию представляется серьезной проблемой.

Таким образом, применение методов термометрии в комплексе с другими исследованиями позволяет получить информацию о фильтрационных потоках, которую не всегда дают другие методы.

4. Изучение фильтрационного потока в зоне влияния магистрального канала

Магистральные каналы представляют собой крупные водотоки, оказывающие значительное влияние на режим и баланс подземных вод прилегающей к ним территории. Анализ этого влияния дает возможность не только оценить условия взаимодействия потока подземных вод с каналом, но и определить геофильтрационные параметры в зоне влияния канала на подземные воды.

Фильтрация из магистрального канала может быть свободной или подпертой. Для опразования свободного режима безусловно необходимо, чтобы уровень грунтовых вод располагался ниже дна канала. Этого, однако, недостаточно,— обычно можно ожидать свободной фильтрации, если к тому же между дном канала и уровнем грунтовых вод имеется экранирующий слой, который контролирует фильтрацию из канала. Такой слой в русле канала может быть в виде искусственного экрана или образоваться при кольматации или заилении русла канала (рис. 83, *а*). Естественное экранирование канала осуществляют супесчано-суглинистые покровные отложения и в этом случае свободная фильтрация имеет место при залегании грунтовых вод ниже подошвы покровных отложений

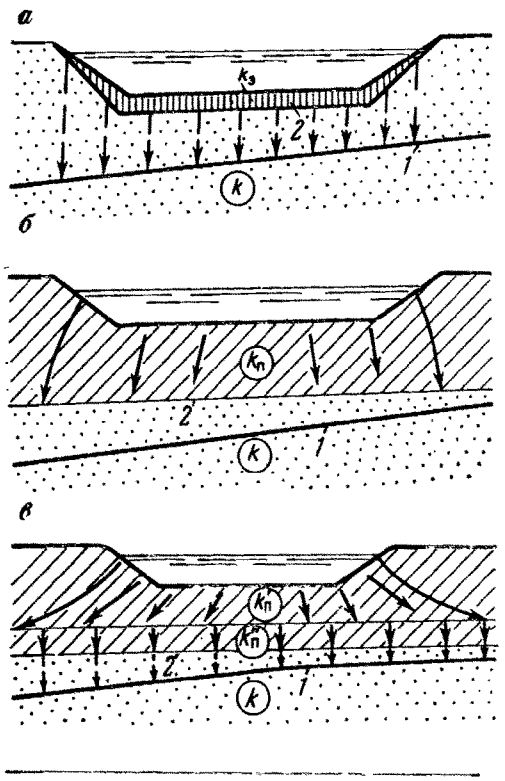


Рис. 83. Структура потока при свободной фильтрации из экранированного канала:

а — с экранированным руслом, *б* и *в* — при экранировании покровными отложениями (однородными и со слабопроницаемым слоем при $k''_п \ll k'_п$; *1* — свободная поверхность грунтовых вод; *2* — подошва экрана. Сплошными и прерывистыми стрелками показаны направления течения в насыщенной и ненасыщенной зонах

(рис. 83, *б*). Структура потока в покровных отложениях определяется неоднородностью их строения.

При сравнительно однородном строении покровных отложений этот поток имеет вертикальное направление с небольшим растеканием в сторону, причем свободная поверхность здесь имеет выпуклую кверху форму. Вместе с тем для покровных отложений характерно уменьшение проницаемости с глубиной с образованием уплотненного относительно слабопроницаемого слоя в основании этих отложений. В этом случае поток в покровных отложениях приобретает такой же характер, как и при подпертой фильтрации, т. е. возникает растекание потока над слабопроницаемым слоем и свободная поверхность может приобрести вогнутую форму (рис. 83, *в*).

При изучении характера фильтрации из каналов и выявлении возможных зон свободной фильтрации следует прежде всего задать вдоль трассы канала разведочные скважины до уровня грунтовых вод и по соотношению его с уровнем в канале (с учетом строения отложений под каналом) установить характер потока. При фильтрации из экранированного канала важным признаком свободной фильтрации является установление зон разрыва сплошности потока под каналом, где пьезометрами не должен фиксироваться уровень воды. Хорошую информацию для этой цели дают наблюдения за распределением влажности непосредственно под каналом.

После выявления характера фильтрации задаются типичные участки наблюдений и разрабатывается их программа. При этом следует выделять наблюдения, проводимые непосредственно под каналом и на удалении от него, поскольку в этих зонах поток существенно различается по режиму и по структуре.

Непосредственно под каналом режим фильтрации обычно бывает стационарным (или квазистационарным). Поэтому здесь целесообразно проводить гидродинамическую съемку в характерные периоды работы канала, располагая пьезометрические точки на раз-

ной глубине в створе уреза канала, а также фиксируя в ряде точек положение свободной поверхности. В плане такие пьезометры обычно задают по створу, нормальному к направлению канала, считая, что ориентировка створа совпадает с направлением потока из канала. Однако такое предположение требует проверки в связи с влиянием неравномерности фильтрации из канала. Такой створ должен состоять по крайней мере из трехэтажных кустов пьезометров, причем наиболее дальний устанавливается на границе зоны резкой деформации потока (примерно полторы-две мощности водоносных отложений), ближайший — непосредственно под каналом, а средний — на расстоянии половины мощности водоносных отложений. Расположение пьезометров по глубине (этажность) здесь обусловливается слоистостью строения водоносных пластов под каналом. Для возможности «точечных» замеров по глубине размер фильтра пьезометра должен быть небольшим, причем фильтр пьезометра ни в коем случае не должен пересекать границы различных слоев.

По этим данным производится решение обратной задачи по определению относительной проницаемости различных слоев. Следует подчеркнуть, что такое решение является эффективным только в том случае, если ему предшествует литолого-фациальный анализ водоносных отложений, позволяющий получить представление о качественном строении водоносных отложений. Значительно более сложной (часто вообще нереальной) является интерпретация таких данных путем построения гидродинамической сетки вне зависимости от литологического строения отложений, как это иногда рекомендуется мелиораторами [11].

На рис. 84 приведены материалы решения такой задачи, в которой определялось соотношение коэффициентов фильтрации $k'_п/k''_п$ по данным о замеренных напорах в пьезометрах при свободной фильтрации в покровных отложениях под магистральным каналом без учета сопротивления русловых отложений. На модели решались прямые задачи, в которых на подошве покровных отложений задавался напор $H_п$, равный ее ординате $z_п$ при различных соотношениях $k'_п/k''_п$, после чего модельные и натурные напоры $H_м$ и $H_н$ сопоставлялись на графике зависимости соотношений $(H^0 - H_м)/(H^0 - H_н)$ от соотношения $k'_п/k''_п$. На этом графике интерполяцией или экстраполяцией находилось расчетное значение $k'_п/k''_п$, дающее наилучшее соответствие модельных напоров с натурными для всех наблюдаемых точек.

На рис. 84, *б* приведен график такой зависимости для участка наблюдений на магистральном канале, под которым покровные отложения имеют менее проницаемые слои в своей нижней части. Как видно, в этом случае по пьезометрам 2*б* и 2*в* получены близкие расчетные значения $k'_п/k''_п = 100$, соответствующие совпадающим значениям модельных и натурных напоров, где соотношение $(H^0 - H_м)/(H^0 - H_н) = 1$; такого же порядка соотношение

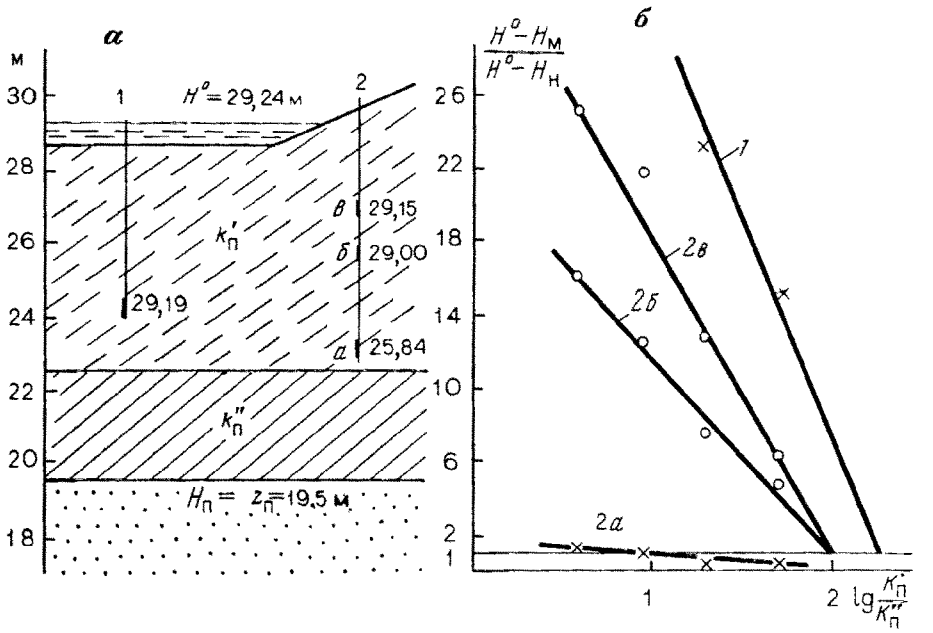


Рис. 84. Оценка относительной проницаемости покровных отложений под каналом по данным решения обратной задачи на сплошной модели ЭГДА. По данным Т. И. Муминджанова.

а — строение потока и расположение пьезометров (1, 2*а*, 2*б*, 2*в* — номера пьезометров); *б* — график соотношений натурных и модельных напоров

$k'_п/k''_п$ получается и по данным пьезометра 1. Существенно другие результаты дает расчет по пьезометру 2*а* (соотношение $k'_п/k''_п$ получается здесь на порядок меньше), однако чувствительность этого пьезометра к изменчивости соотношения $k'_п/k''_п$ значительно меньше, так что при выборе расчетного значения $k'_п/k''_п$ этими данными можно пренебречь. Таким образом, по данным этой обратной задачи получается соотношение $k'_п/k''_п$, свидетельствующее о значительной неоднородности покровных отложений под каналом.

Если уровень подземных вод под каналом превышает уровень воды в канале, то фильтрационный поток поступает в последний, который при этом играет роль дрены. Под крупным магистральным каналом может возникнуть такая ситуация, когда с верховой стороны канал будет дренировать фильтрационный поток, а с низовой стороны питать его. Если к тому же уровни подземных вод превышают уровни поверхности земли вблизи канала, то в прикануальной зоне образуется выклинивание фильтрационного потока, что существенно осложняет структуру потока в этой зоне. В этих случаях для анализа фильтрационного потока обязательно использование моделирования, которое каждый раз должно проводиться по специальной программе, включающей в себя и обоснование наблюдательной сети.

Для периодически действующих каналов при расположении уровней грунтовых вод ниже дна канала непосредственно после наполнения канала под ним формируется поток свободного просачивания. После того как просачивающийся поток достигает поверхности грунтовых вод, может постепенно образоваться условие подпертой фильтрации. При этом вблизи канала формируется зона резкой деформации потока, в пределах которой образуется поток сложной структуры с падением напоров сверху вниз и довольно быстрым формированием квазистационарного режима. На некотором расстоянии от канала (порядка мощности пласта) поток приобретает плановую структуру, осложняющуюся только перетеканием по вертикали — к свободной поверхности потока — при формировании нестационарного подпора грунтовых вод. В соответствии с этими особенностями потока режимные наблюдательные скважины располагаются по створам, нормальным к направлению канала, причем за пределами зоны резкой деформации с каждой стороны от канала устанавливаются три пьезометра в основном пласте с дублированием их на свободной поверхности. Вместе с тем наблюдения показывают, что поток вблизи канала может деформироваться в плане из-за неравномерности фильтрационных потерь по длине канала и изменчивости проводимости пласта в плане. С учетом этого фактора рекомендуемая схема расположения пьезометров вблизи канала (рис. 85) включает в себя вне зоны резкой деформации два нормальных к каналу створа пьезометра (0_1—2_1 и 0_2—2_2) с поперечным створом пьезометров (1_3—1_4); кроме того, в зоне резкой деформации добавляются пьезометры для замеров уровней свободной поверхности, а также более глубокие пьезометры в различных литологических слоях. Имея в виду сложную структуру потока вблизи канала, целесообразно дополнительно к режимным наблюдениям провести через некоторое время после начала работы канала гидродинамическую съемку с одновременными замерами уровней по этому же створу как в пределах зоны резкой деформации потока для оценки слоистой неоднородности пород, так и для более подробных замеров уровней свободной поверхности по поперечным створам для изучения деформаций потока в плане. По данным таких наблюдений определяются коэффициент уровнепроводности пласта, приведенные расходы фильтрации из канала и параметры сопротивления ложа канала. Для интерпретации этих данных может быть использован различный аппарат гидродинамических решений обратных задач плановой геофильтрации [17].

Наиболее простой и гибкий в использовании аппарат такого рода расчетов основывается на применении конечно-разностных уравнений. Дадим обоснование такого пути решения обратных задач, считая поток вблизи канала одномерным в плане и предполагая пренебрежимо малым влияние инфильтрации (последнее предположение допустимо, если расход инфильтрации или испарение в пределах створа значительно меньше расхода потока из канала). Тогда для удельного расхода q_0, фильтрующего от канала

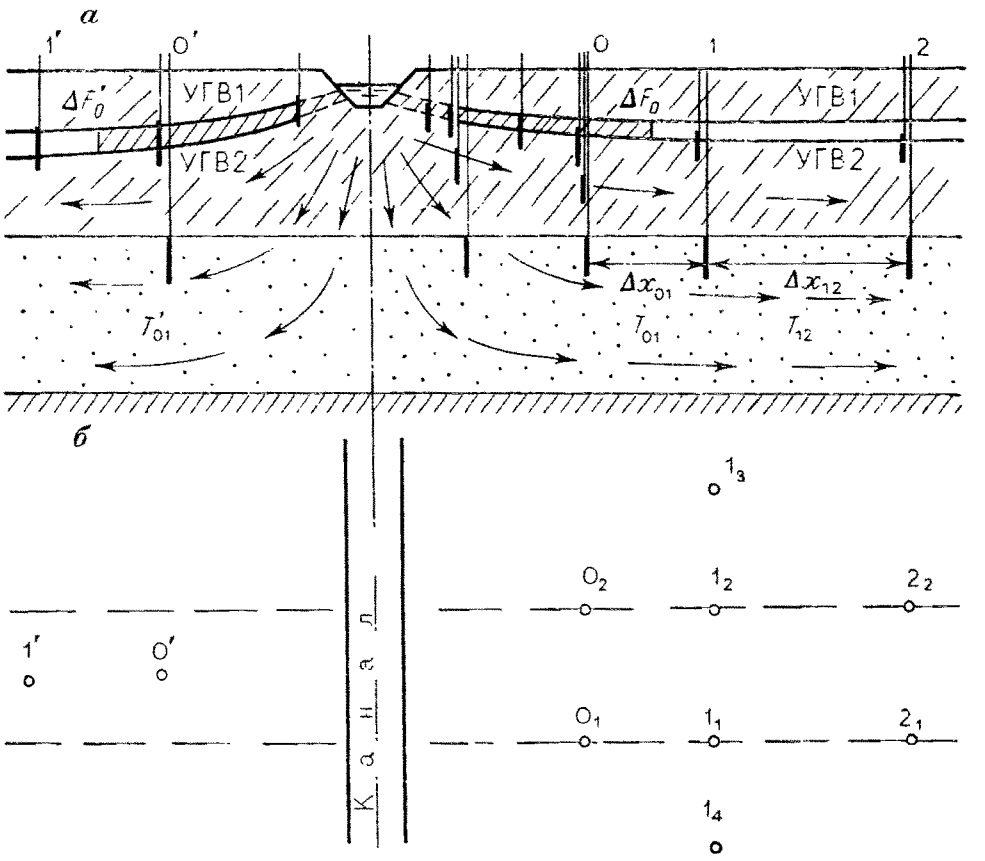


Рис. 85. Схема потока и расположения пьезометрической сети ОФН вблизи магистрального канала.

а — вертикальное сечение потока поперек канала (УГВ1 и УГВ2 — положение уровней грунтовых вод на два момента времени); *б* — рекомендуемая схема разбивки пьезометрической сети в плане

в сторону створа пьезометров 0 — 1 — 2, запишем уравнение

$$q_0 = T_{01} I_{01} + \mu \frac{\Delta F_0}{\Delta t}, \tag{6.65}$$

где ΔF_0 — изменение площади насыщения в зоне между каналом и серединой створов пьезометров 0—1 за время Δt (площадь ΔF_0 заштрихована на рис. 85), определяемое по данным замеров уровней свободной поверхности в этой зоне; I_{01} — градиент напора в створе пьезометров 0—1 в середине интервала времени Δt (положительное при направлении от канала); T_{01} — проводимость пласта в этом же створе, определяемая по даиным опытных откачек (при их отсутствии проводимость устанавливается по аналогам). Величина удельного расхода $q_к$, фильтрующего из канала в сторону одного берега, определится выражением

$$q_к = T_{01} \Delta I_{01} + \mu \frac{\Delta F_0}{\Delta t}, \tag{6.66}$$

где $\Delta I_{01} = I_{01} - I^0_{01}$ (I_{01} — градиенты напора между пьезометрами 0 — 1 при работе канала; I^0_{01} — то же, до наполнения канала). При такой записи уравнения исключается влияние погрешностей привязки пьезометров и может уменьшаться роль неоднородности пласта.

Для определения величины μ используются данные нестационарного режима в пьезометрических створах 0 — 2, обработка которых наиболее просто производится с помощью конечно-разностных уравнений [13, 39]. Если же поток вблизи канала имеет линейный характер в плане и к тому же участок наблюдений выходит за пределы зоны резкой деформации в ложе водотока, а инфильтрационное питание не меняется, то для обработки данных наблюдений могут использоваться аналитические решения [38], причем весьма эффективным оказывается применение интегральных преобразований по Лапласу—Карсону. Для этого предварительно наблюдаемые изменения напоров ΔH (по отношению к исходным стационарным уровням) пересчитываются в их изображения H_p с помощью различных численных приемов [17]. После этого для расчетов используются решения исходных дифференциальных уравнений, записанные в интегральных изображениях.

Для однородного полуограниченного потока такое решение имеет вид

$$H_p = H^0_p \exp\left(-\frac{x}{\sqrt{at_p}}\right), \tag{6.67}$$

где H^0_p — изображение изменений напора ΔH^0 в граничном сечении, t_p — время преобразования.

Для использования уравнения (6.67) при интерпретации режимных данных изменения уровней под действием возбуждения на границе потока целесообразно предварительно прологарифмировать это уравнение

$$2{,}3 \lg \frac{H^0_p}{H_p} = \frac{x}{\sqrt{at_p}}. \tag{6.68}$$

Обработку данных по этому уравнению удобно проводить, строя график зависимости величин $\lg(H^0_p/H_p)$ и $x/\sqrt{t_p}$ при различных t_p, причем граничное сечение $x = 0$ задается в створе пьезометра 0. На таком графике опытные данные должны ложиться на прямую линию, проходящую в начало координат. По уклону этой прямой i к оси $x/\sqrt{t_p}$ находим $\sqrt{a} = 0{,}435/i$. Прямолинейный характер расчетного графика является одним из диагностических признаков правильности используемой расчетной схемы.

Еще более эффективно применение такого решения для случая потока двухслойного строения, в котором основной водоносный пласт проводимостью T перекрывается покровными отложениями мощностью $m_п$ с коэффициентом фильтрации $k_п$. В этом случае

пьезометры фиксируют в основном пласте изменения напоров ΔH, а на свободной поверхности — изменения уровней $\Delta H_{\text{п}}$, интегральные изображения которых, обозначенные через H_p и $H^{\text{п}}_p$, имеют следующие выражения:

$$H_p = H^0_p \exp\left(-\frac{x}{\sqrt{B^2 + at_p}}\right), \quad \frac{H_p}{H^{\text{п}}_p} = 1 + \frac{\mu m_{\text{п}}}{k_{\text{п}} t_p}, \quad B = \sqrt{\frac{\overline{m_{\text{п}} T}}{k_{\text{п}}}}, \tag{6.69}$$

где H^0_p — интегральное изображение изменения уровня в основном пласте в сечении $x = 0$ [38].

Для расчетов параметров пласта граничное сечение $x = 0$ задается в сечении пьезометра 0, по напорам которого и рассчитываются значения H^0_p. Обработку здесь целесообразно проводить, строя по значениям H_p и H^0_p, подсчитанным при различных t_p, обобщенный график зависимости величины $X = \left(x/\ln\frac{H^0_p}{H_p}\right)^2$ от t_p. На таком графике все опытные точки должны лечь на одну прямую, отсекающую на оси x отрезок B^2 и имеющую уклон к оси t_p, численно равный a. Прямолинейность такого графика является диагностическим признаком правильности рассматриваемой расчетной схемы. Кроме того, при наличии дублерных скважин ведется расчет по графику зависимости величины $H^{\text{п}}_p/(H_p - H^{\text{п}}_p)$ от t_p, на котором все опытные точки должны ложиться на одну прямую, приходящую в начало координат и имеющую уклон к оси t_p, численно равный комплексному параметру $k_{\text{п}}/\mu m_{\text{п}}$, причем его величина должна согласовываться со значением $k_{\text{п}}/\mu m_{\text{п}} = a/B^2$, где B и a получают ранее расчетами по величинам H_p.

Для определения параметров, характеризующих фильтрацию из канала, следует далее определить изображение $H^{\text{к}}_p$ для изменения напора в урезе канала по формуле

$$H^{\text{к}}_p = H^0_p \exp\left(\frac{x_0}{\sqrt{B^2 + at_p}}\right), \tag{6.70}$$

где x_0 — расстояние от уреза канала до пьезометра 0.

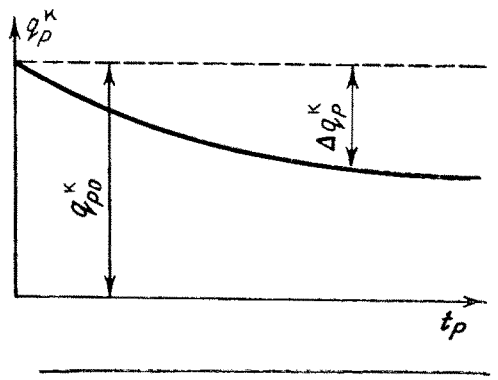


Рис. 86. График изменения интегрального изображения удельного расхода потока после наполнения канала

От величины $H^{\text{к}}_p$ можно перейти к изображению удельного расхода $q^{\text{к}}_p$ потока, фильтрующегося из канала, имея в виду, что

$$q^{\text{к}}_p = T\frac{H^{\text{к}}_p}{\sqrt{at_p}}. \tag{6.71}$$

По значениям $q^{к}_{p}$, подсчитанным при различных величинах t_p, можно обратным переходом найти значения удельных расходов потока из канала $q_к$. Решение такой задачи представляет интерес, например, для оценки фильтрационных потерь из магистрального канала по данным режимных наблюдений вблизи последнего после пуска его в работу. При этом величины $q_к$ и $q^{к}_{p}$ изменяются обычно немонотонно: сначала они резко увеличиваются, а затем могут уменьшаться (рис. 86). В этом случае для обратного перехода от $q^{к}_{p}$ к $q_к$ график $q^{к}_{p}(t_p)$ следует разложить на две части: $q^{к}_{p0}$ и $\Delta q^{к}_{p} = q^{0}_{pк} - q^{к}_{p}$, где $q^{к}_{p0}$ — значение $q^{к}_{p}$ при $t_p = 0$. Тогда оригинал также будет состоять из разницы двух частей — $q^{0}_{к}$ и $\Delta q_к$, причем $q^{0}_{к} = q_{p0}$, а $\Delta q_к$ определяется по изображению $\Delta q^{к}_{p}$ численным путем, как для монотонно меняющейся функции.

При подпертом режиме фильтрации параметр сопротивления ложа канала ΔL определится по формуле

$$\Delta L = \frac{H^{0}_{к} - H_к}{q_к}, \tag{6.72}$$

где $H^{0}_{к}$ — уровень воды в канале; $H_к$ — напор в пласте в сечении уреза канала, определяемый как оригинал изображения $H^{к}_{p}$.

Обработка данных режимных наблюдений на опытном участке Атбашинского канала (Чуйская впадина), проведенная Т. И. Муминджановым для периода после наполнения канала, показала эффективность такого способа расчета. При этом было показано, что фильтрационные потери из канала после его наполнения в течение 20 лет уменьшаются вдвое, а потом практически остаются постоянными, сравнительно слабо меняясь в разные годы. Вместе с тем данные наблюдений свидетельствовали о существенных осложнениях структуры потока вблизи канала, вызываемых неравномерностью фильтрационных потерь по трассе канала, а также неоднородностью потока по проводимости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Аверьянов С. Ф.* Борьба с засолением орошаемых земель. М., Колос, 1978.

2. *Аверьянов С. Ф., Голованов А. И., Никольский Ю. Н.* Расчет водного режима мелиорируемых земель.— Гидротехника и мелиорация, 1974, № 3, с. 34—38.

3. *Алпатьев А. М.* Влагооборот культурных растений. М., Гидрометеоиздат, 1954.

4. *Аравин В. И., Нумеров С. Н.* Теория движения жидкостей и газов в недеформируемых средах. М., Гостехтеориздат, 1953.

5. *Бадов В. В.* Основные этапы развития и современные представления об инфильтрации из шурфов.— Советская геология, 1975, № 4, с. 80—88.

6. *Буряков В. Я.* Изучение проницаемости песчано-глинистых отложений в зоне аэрации. Автореф. канд. дисс. МГУ, 1978.

7. *Важнов А. Н.* Гидрология рек. М., изд-во МГУ, 1976.

8. *Вийк В. Р., Фрец Д. А.* Периодические колебания температуры в однородной среде.— В кн.: Физика среды обитания растений. Л., Гидрометеоиздат, 1968.

9. *Газенко Н. В., Рошаль А. А., Шестаков В. М.* Изучение солепереноса при промывках засоленных земель на основе модели гетерогенно-блокового строения.— В кн.: Гидрогеология и инженерная геология. Новочеркасск, 1977, с. 3—13.

10. *Гидродинамические* и физико-химические свойства горных пород/Под ред. Н. Н. Веригина. М., Недра, 1977.

11. *Дуюнов И. К.* Мелиорация земель в условиях напорного питания грунтовых вод М., Колос, 1978.

12. *Изотермическое* передвижение влаги в зоне аэрации/Под ред. С. Ф. Аверьянова. Л., Гидрометеоиздат, 1972, с. 6—78.

13. *Кац Д. М., Шестаков В. М.* Мелиоративная гидрогеология. М., изд-во МГУ, 1981.

14. *Костяков А. Н., Фаворин Н. И., Аверьянов С. Ф.* Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., Изд-во АН СССР, 1956.

15. *Крылов М. М.* Основы мелиоративной гидрогеологии Узбекистана. Изв. АН УзССР, Ташкент, изд. 2-е, 1977.

16. *Кулик В. Я., Злотник В. А., Мурашко М. Г.* Методы расчета влагопереноса в зоне аэрации. Минск, 1974.

17. *Лукнер Л., Шестаков В. М.* Моделирование геофильтрации. М., Недра, 1976.

18. *Лыков А. В.* Теория теплопроводности. М., Высшая школа, 1967.

19. *Методы* прогноза солевого режима грунтов и грунтовых вод/Под ред. Н. Н. Веригина. М., Колос, 1979.

20. *Мироненко В. А., Шестаков В. М.* Теория и методы интерпретации опытно-фильтрационных работ. М., Недра, 1978.

21. *Моторкина Г. Н., Пашковский И. С.* Двухкомпонентная модель водоотдачи при откачке в двухслойной среде.— Материалы по гидрогеологии, Ташкент, № 488, 1976.

22. *Нерпин С. В., Чудновский А. Ф.* Физика почв. М., Наука, 1967.

23. *Олейник А. Я., Шестаков В. М.* Приток воды к дренажу — линейному ряду горизонтальных несовершенных трубчатых и ленточных дрен.— Прикладная механика, т. II., вып. 1, 1965.

24. *Опытно-фильтрационные* работы/Под. ред. В. М. Шестакова и Д. Н. Башкатова. М., Недра, 1974.

25. *Основы* гидрогеологических расчетов/Ф. М. Бочевер, И. В. Гармонов, А. В. Лебедев и др. М., Недра, изд. 2-е, 1969.

26. *Павловская Л. Н.* Моделирование ирригационной сети при исследовании плановой фильтрации методом ЭГДА.— Изв. ВНИИГ, т. 75, 1964, с. 221—230.

27. *Пашковский И. С.* Методы определения инфильтрационного питания по расчетам влагопереноса в зоне аэрации. М., изд-во МГУ, 1973.

28. *Пашковский И. С.* Расчет дренажа в многослойных системах. Гидрогеология и инженерная геология.— Экспресс-информация ВИЭМС, 1975, № 3, с. 1—12.

29. *Пашковский И. С., Шестаков В. М.* О принципах гидрогеологической схематизации для обоснованиия фильтрационных расчетов на массивах орошения. Вестник МГУ, сер. геология, 1968, № 2.

30. *Проектирование* водозаборов подземных вод/Под ред. Ф. М. Бочевера. М., Стройиздат, 1976.

31. *Рекс Л. М., Шестаков В. М.* Прогнозы водно-солевого режима и рассоления пород зоны аэрации. Тезисы докл. третьего межвед. совещ. по вопросам прогноз. гидрогеол., инж.-геол. и почвенно-мелнорати. условий, вып. 1. М., 1977.

32. *Роде А. А.* Учение о почвениой влаге. Гидрометеоиздат, 1965.

33. *Рошаль А. А., Шестаков В. М.* К методике расчета коэффициента дисперсии и эффектнвной пористости по данным выходных кривых.— Журнал физической химии, т. XII, 1973, № 1, с. 171—173.

34. *Сергеев Е. М.* Грунтоведение. М., Изд-во МГУ, 1971.

35. *Сойфер А. М., Сойфер С. Я.* Районирование орошаемых земель по типовым фильтрационным схемам.— Труды Средазгипроводхлопка, вып. 1. Ташкент, 1971.

36. *Сойфер А. М., Шестаков В. М.* Методика учета инфильтрационного питания при расчетах и моделировании систематического дреиажа.— Научные труды ТашГУ, материалы по гидрогеологни, вып. 415, 1971, с. 21—38.

37. *Судницын И. И.* Движение почвенной влаги и водопотребление растений. М., изд-во МГУ, 1979.

38. *Шестаков В. М.* Динамика подземных вод. М., изд-во МГУ, 2-е изд., 1979.

39. *Шестаков В. М.* Интерпретация опытно-фильтрационных наблюдений численными методами.— Разведка и охрана недр. № 12, 1979.

40. *Шестаков В. М., Широкова Е. К.* Изученне проницаемости зоны аэрацни на опытном участке орошения.— Научные труды ТашГУ, вып. 488, 1976, с. 56—67.

41. *Burgy R. H., Luthin I. H.*, A test of the single and doublering types or infiltrometers. Trans. Amer. Geoph. Union, v. 37, 1956, p. 189—191.

42. *Burne C. F., Drammond I. E., Rose C. W.* Asensor for Water flux in Soil. Line Sourse. Wat. Res. Res., v. 1, 1965, N 2.

43. *Burne C. F., Drammond I. E., Rose C. W.* Asensor for Water flux in Soil Point Sourse. Wat. Res. Res., v. 3, 1967, N 4.

44. *Drainage for Agricultural* ed. I. Van Schilfgaarde, 1974.

45. *Mitchel I. K., Jonger I. S.* Abnormalities in Hydraulie Flow Through Fine-Grained Soils. Permeabi and Cap. of Soils, 1970.

46. *Nillert P., Kaden S.* Ortsdiscrete Simulation horisontalebener Grundwasserströmungen mit inneren Randbedingungen. Teil IV. Acta hydrophysica, 1980.

47. *Novak Viliam.* Cracks in Seurling soil and the caleulation of their characteristics. Water in heavy Soil. v. II, p. 21—41, 1976.

48. *Pritchett I. W., Garg S. K.* Determination of effective block radii for numerical reservoir simulation. WRR, N 4, 1980, p. 665—674.

49. *Vachaud G., Thony I. T.* Ecoulements non permanets des noppes a surface libre prise en compte de la zone non Saturée. Bull. of the Intern. Ass. of Scient. Hyd., XIV, 36/1969.

50. *Varallyay Dr. G.* Flow of Solutious heavy-textured salt affected soils. Water in heavy soil. v. II, p. 70—80, 1976.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

ВЫВОД ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ РАСЧЕТОВ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА В ДВУХПЛАСТОВОМ ПОТОКЕ ПРИ СТАЦИОНАРНОМ ИНФИЛЬТРАЦИОННОМ ПИТАНИИ

При выводе расчетных зависимостей рассматривается одномерный в плане (линейный или радиальный) поток, для которого выполняются предпосылки перетекания, т. е. в каждом водоносном пласте поток считается плановым, а в разделяющем и покровном пластах — вертикальным. Кроме того, локальные сопротивления на несовершенство горизонтального и комбинированного дренажа учитываются соотношением (3.13), связывающим напор в дрене $H_д$ со средним напором на линии дренажа $H_л$.

Основным расчетным случаем являются условия стационарного потока при заданных величинах площадного питания в верхнем (w_1) и нижнем (w_2) пластах. Поток по длине считается однородным, а проводимость пластов, как правило, принимается постоянной, что, безусловно, допустимо, когда понижение уровня воды в дренах не превышает 10—20 % от глубины потока.

Линейный систематический дренаж

Считая справедливыми предпосылки перетекания, составим систему дифференциальных уравнений для напоров H' и H'' в верхнем и нижнем пластах с проводимостями T_1 и T_2 (см. рис. 46):

$$T_1 \frac{d^2H'}{dx^2} + \frac{k_0}{m_0}(H'' - H') + w_1 = 0, \tag{1}$$

$$T_2 \frac{d^2H''}{dx^2} + \frac{k_0}{m_0}(H' - H'') + w_2 = 0. \tag{2}$$

Для средневзвешенного напора H, имеющего выражение

$$H = \theta_1 H' + \theta_2 H'', \quad \theta_1 = \frac{T_1}{T}, \quad \theta_2 = \frac{T_2}{T}, \quad T = T_1 + T_2, \tag{3}$$

складывая уравнения (1) и (2), получим

$$H = H_л + \frac{w}{8T}(L^2 - 4x^2). \tag{4}$$

В частности, для среднего напора между дренами H_0 имеем

$$H_0 = \theta_1 H_0' + \theta_2 H_0'' = H_л + \frac{wL^2}{8T}. \tag{5}$$

Решая уравнения относительно разницы напоров $\Delta H = H' - H''$, получим выражение

$$\Delta H = \overline{\Delta w} + (\Delta H_л - \overline{\Delta w})\frac{\operatorname{ch} \bar{x}}{\operatorname{ch} \bar{L}}, \quad \bar{L} = 0{,}5bL, \quad \bar{x} = bx. \tag{6}$$

$$\overline{\Delta w} = \frac{1}{b^2}\left(\frac{w_1'}{T_1} - \frac{w_2}{T_2}\right) = \frac{m_p}{k_p}(w_1\theta_2 - w_2\theta_1), \quad b = \sqrt{\frac{k_0 T}{m_0 T_1 T_2}}. \tag{6a}$$

Для разрыва уровней на междудренье (при $x=0$) имеем

$$\Delta H_0 = H_0' - H_0'' = \Delta\bar{w} + (\Delta H_л - \Delta\bar{w})\frac{1}{\operatorname{ch}\bar{L}}. \quad (7)$$

В частности, при больших $\bar{L}$, когда $\operatorname{ch}\bar{L} \gg 1$, получаем

$$\Delta H_0 = \Delta\bar{w} = \frac{m_р}{k_р}(w_1\theta_2 - w_2\theta_1). \quad (7а)$$

Дифференцируя уравнение (6) и полагая в нем $x = 0{,}5L$, получим соотношение

$$\frac{q_д'}{T_1} - \frac{q_л''}{T_2} = b(\Delta H_л - \Delta\bar{w})\operatorname{th}\bar{L}. \quad (8)$$

Используя общую зависимость (3.13) для сопротивлений дренажа, запишем уравнения, связывающие напоры на линии дренажа $H_л'$ и $H_л''$ (при плоскости сравнения, выбранной на уровне воды в дрене) с удельным притоком к дренажу $q_д'$ и $q_д''$ в верхнем и нижнем пластах

$$H_л' = \frac{q_д'}{T_1}L_д', \quad H_л'' = \frac{q_д''}{T_2}L_д'', \quad (9)$$

где $L_д'$ и $L_д''$ — расчетные длины зоны дренажа в верхнем и нижнем пластах.

Дальнейшие преобразования полученных систем уравнений должны производиться с учетом условий заложения дрены.

Дренаж в верхнем пласте. В этом случае $q_д'' = 0$, $q_д' = wL$ и из (7) и (8) следует, что

$$\Delta H_л = \Delta\bar{w} - \frac{wL}{2bT_1}\operatorname{cth}\bar{L} \quad (10а), \quad \Delta H_0 = \Delta\bar{w} - \frac{wL}{2bT_1\operatorname{sh}\bar{L}} \quad (10б). \quad (10)$$

Таким образом

$$H_л = H_л' - \theta_2\Delta H_л = \frac{wL}{T_1}L_д' - \theta_2\left(\Delta\bar{w} - \frac{wL}{2bT_1}\operatorname{cth}\bar{L}\right); \quad (11)$$

$$H_0' = H_0 + \theta_2\Delta H_0 = H_л + \frac{wL^2}{8T} + \theta_2\Delta H_0 =$$

$$= \frac{wL^2}{4T}\left(0{,}5 + 4\frac{L_д'}{\theta_1 L} + \frac{1}{\bar{L}}\cdot\frac{T_2}{T_1}\operatorname{th}\frac{\bar{L}}{2}\right). \quad (12)$$

Интересно, что выражение (12) включает в себя только суммарное инфильтрационное питание w, отсюда следует, что в этом случае уровень воды между дренами не зависит от распределения инфильтрационного питания между пластами. При больших зна-

чениях $\bar{L}$ можно считать $\operatorname{th}(0{,}5\bar{L}) \cong 1$, что с точностью до 5—10 % допустимо при $\bar{L} > 3 \div 4$, и тогда

$$H_0' = \frac{\mathrm{w}L^2}{4T}\left(0{,}5 + 4\frac{L_д'}{\theta_1 L} + \frac{1}{\bar{L}} \cdot \frac{T_2}{T_1}\right). \tag{13}$$

Это уравнение можно решить относительно L

$$L = \sqrt{\left(\frac{L_д'}{\theta_1} + \frac{2}{b} \cdot \frac{T_2}{T_1}\right)^2 + \frac{8TH_0'}{\mathrm{w}}} - \frac{L_д'}{\theta_1} - \frac{2}{b} \cdot \frac{T_2}{T_1}. \tag{14}$$

Дренаж в обоих водоносных пластах. Имея в виду, что $q_д' + q_д'' = \mathrm{w}L$ и учитывая соотношения (9), можно записать следующее выражение для разницы уровней на линии дренажа:

$$\Delta H_л = H_л' - H_л'' = \frac{q_д'}{T_1} L_д' - \frac{q_д''}{T_2} L_д'' = q_д'\left(\frac{L_д'}{T_1} + \frac{L_д''}{T_2}\right) - \frac{\mathrm{w}L}{T_2} L_д''. \tag{15}$$

Тогда уравнение (8) примет вид

$$q_д'\left(\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2}\right) - \frac{\mathrm{w}L}{T_2} = 2b\left[\overline{\Delta \mathrm{w}} - q_д'\left(\frac{L_д'}{T_1} + \frac{L_д''}{T_2}\right) + \frac{\mathrm{w}L}{T_2} L_д''\right] \operatorname{th} \bar{L}, \tag{16}$$

откуда следует выражение для расхода дренажа верхнего пласта

$$q_д' = \mathrm{w}L \frac{1 + 2b\left(\frac{\overline{\Delta \mathrm{w}} T_2}{\mathrm{w}L} + L_д''\right) \operatorname{th} \bar{L}}{\frac{1}{\theta_1} + 2b\left(L_д' \frac{T_2}{T_1} + L_д''\right) \operatorname{th} \bar{L}}. \tag{17}$$

Рассчитав величину $q_д'$, найдем далее $q_д'' = \mathrm{w}L - q_д'$, затем из (9) находятся уровни на линии дренажа $H_л'$, $H_л''$ и $H_л = \theta_1 H_л' + \theta_2 H_л''$; потом определяются средний напор между дренами H_0 — по уравнению (5) и разница напоров ΔH_0 — по уравнению (10*б*), после чего находится напор между дренами в верхнем пласте $H_0' = H_0 + \theta_2 \Delta H_0$. Проводя расчеты таким путем, можно подобрать такое значение L, которое обеспечивает требуемый уровень между дренами.

При условии $\bar{L} > 3 \div 4$ можно считать $\operatorname{th} \bar{L} = 1$, и выражение (17) принимает вид

$$q_д' = \mathrm{w}L \frac{1 + 2b\left(\frac{\overline{\Delta \mathrm{w}} T_2}{\mathrm{w}L} + L_д''\right)}{\frac{1}{\theta_1} + 2b\left(L_д' \frac{T_2}{T_1} + L_д''\right)}. \tag{18}$$

Из соотношения (5) запишем выражение для уровня H_0' между дренами

$$H_0' = H_л + \frac{wL^2}{8T} + \theta_2 \Delta H_0. \tag{19}$$

Для среднего напора на линии дренажа имеем

$$H_л = \theta_1 H_л' + \theta_2 H_л'' = \frac{q_д'}{T} L_д' + \frac{q_д''}{T} L_д'' = \frac{q_д'}{T}\left(L_д' - L_д''\right) + \frac{wL}{T} L_д''. \tag{20}$$

Выражая $q_д'$ из (18) и подставляя выражение (20) в (19), зная также, что при больших $\bar{L}$, согласно (30), $\Delta H_0 \cong \Delta \bar{w}$, получим

$$H_0' = \frac{wL^2}{8T} + \frac{\frac{wL}{T}\left(L_д' + \frac{1}{\theta_2} L_д'' + \frac{2b}{\theta_1} L_д' L_д''\right) + \frac{\Delta \bar{w}}{\theta_1} \theta_2 \left(1 + 2bL_д'\right)}{\frac{1}{\theta_1} + 2b\left(L_д' \frac{T_2}{T_1} + L_д'\right)}. \tag{21}$$

Решая это уравнение относительно L, получим расчетную формулу для определения расстояния между дренами

$$L = \sqrt{A^2 + B} - A, \tag{22}$$

где

$$A = \frac{4\left(\theta_1 L_д' + \frac{\theta_1}{\theta_2} L_д'' + 2bL_д' L_д''\right)}{T + 2b\left(L_д' T_2 + L_д'' T_1\right)}, \tag{22а}$$

$$B = \frac{8TH_0'}{w} - 8\beta T_2 \frac{1 + 2bL_д'}{T + 2b\left(L_д' T_2 + L_д'' T_1\right)}, \quad \beta = \frac{m_0}{k_0}\left(\bar{w}_1 T_2 - \bar{w}_2 T_1\right),$$

$$\bar{w}_1 = \frac{w_1}{w}, \quad \bar{w}_2 = \frac{w_2}{w}. \tag{22б}$$

Расчетная схема с постоянным напором в нижнем пласте. Одной из расчетных схем, учитывающей подпитывание дренируемой территории из нижележащих пластов, является схема «напорного питания», при которой в подпитывающих пластах напор $H_н$ считается таким же, как и в естественных условиях. Для этой расчетной схемы дифференциальное уравнение для распределения напоров в пласте проводимостью T при инфильтрации интенсивностью w получится из формулы (1) при $H_2 = H_н$, $T_1 = T$, $H_1 = H$ и $w_1 = w$

$$T \frac{d^2H}{dx^2} + \frac{k_0}{m_0}\left(H_н - H\right) + w = 0. \tag{23}$$

Решение этого уравнения имеет вид

$$H = H_н + \frac{w}{k_0} m_0 + C_1 \operatorname{sh}(bx) + C_2 \operatorname{ch}(bx), \tag{24}$$

причем из условия при $x=0$ находим $C_1=0$, а при $x=0{,}5\bar{L}$ находим

$$C_2=-\frac{H_н+\frac{w}{k_0}m_0}{\operatorname{ch}\beta+b\bar{L}_д\operatorname{sh}\beta},\quad \beta=0{,}5b\bar{L}. \tag{24а}$$

В частности, посередине между дренами (при $x=0$) имеем

$$H_0=\left(H_н+\frac{w}{k_0}m_0\right)\left(1-\frac{1}{\operatorname{ch}\beta+b\bar{L}_д\operatorname{sh}\beta}\right). \tag{25}$$

Площадной (сеточный) систематический дренаж

Под площадным (сеточным) дренажем подразумевается система дренажных скважин, расположенных по квадратной сетке с шагом σ (см. рис. 48, *а*). В этом случае, учитывая симметрию тока, можно выделить площадку, относящуюся к данной скважине, и рассматривать ее изолированно, приводя к эквивалентной по площади круглой площадке радиусом $r_к=0{,}56\sigma$. В такой постановке поток становится радиальным и уравнение для средневзвешенного напора в любом сечении H имеет вид

$$H=H_к-\frac{wr_к^2}{2T}\left(\ln\frac{r_к}{r}-\frac{1-r^2/r_к^2}{2}\right), \tag{26}$$

где $H_к$ — напор на внешнем контуре (при $r=r_к$).

Для разницы напоров в верхнем и нижнем слоях $\Delta H=H'-H''$ будет справедливо уравнение

$$\Delta H=\Delta\bar{w}+C\left[K_0(\bar{r})+\frac{K_1(\bar{r}_к)}{I_1(\bar{r}_к)}I_0(\bar{r})\right], \tag{27}$$

где произвольная постоянная C определяется, исходя из условий на скважине. Обозначая через $r'_с$ и $r''_с$ расчетные радиусы скважины в верхнем и нижнем слоях (причем величины $r'_с$ и $r''_с$ определяются с учетом прискважинных сопротивлений), из условия равенства напоров в стволе скважины имеем: $H'(r'_с)=H''(r''_с)=H_с$, где $H_с$ — уровень воды (напор) в скважине. Поскольку непосредственно вблизи скважины перетекание между пластами можно не учитывать, то разница напоров $\Delta H'_с$ при $r=r'_с$ будет

$$\Delta H_с=H'(r'_с)-H''(r'_с)=H''(r''_с)-H''(r'_с)=\frac{Q''_с}{2\pi T_2}\ln\frac{r''_с}{r'_с}, \tag{28}$$

где $Q''_с$ — дебит скважины в нижнем пласте. Записывая теперь выражение (27) для $\Delta H'_с$ при $r=r'_с$ и учитывая малость величин $\bar{r}'_с=br'_с$ и $\bar{r}''_с=br''_с$, получим соотношение

$$\Delta\bar{w}+C\left(\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}'_с}+f_0\right)=\frac{Q''_с}{2\pi T_2}\ln\frac{r''_с}{r'_с},\quad f_0=\frac{K_1(\bar{r}_к)}{I_1(\bar{r}_к)}. \tag{29}$$

Запишем теперь выражение для напора в нижнем пласте $H'' = H - \theta_1 \Delta H$, исходя из выражений (26) и (27) для H и ΔH, после чего найдем выражение для дебита скважины в нижнем пласте (с учетом малости величины r''_c):

$$Q''_c = 2\pi r''_c T_2 \frac{dH''}{dr}\Big|_{r=r''_c} = \pi\theta_2 w r_к^2 + 2\pi T_2 \theta_1 C, \tag{30}$$

$$C = \frac{\frac{w r_к^2}{2T} \ln \frac{r''_c}{r'_c} - \Delta\bar{w}}{\ln \frac{1,12}{\bar{r}_c} + f_0 + \theta_1 \ln \frac{r''_c}{r'_c}}. \tag{31}$$

Разница напоров на контуре $\Delta H_к$, согласно (27), определится выражением

$$\Delta H_к = \Delta\bar{w} + Cf(\bar{r}_к), \quad f(\bar{r}_к) = K_0(\bar{r}_к) + f_0(\bar{r}_к) \cdot I_0(\bar{r}_к). \tag{32}$$

При расчетах дренажа исходной обычно является величина напора (уровня воды) $H'_к$, которая задается из условия обеспечения требуемой глубины залегания грунтовых вод (нормы осушения). Тогда, определив величину $\Delta H_к$ по формуле (32), получим средний напор между дренажными скважинами $H_к = H'_к - \theta_2 \Delta H_к$. После этого из выражения (26) при $r = r'_c$ находится средний напор на контуре скважины

$$H_c = H_к - \frac{w r_к^2}{2T}\left(\ln \frac{r_к}{r'_c} - 0,5\right), \tag{33}$$

а из выражения (28) при Q''_c, определяемом согласно (30), получается величина ΔH_c, после чего находится уровень воды в скважине

$$H'_c = H_c + \theta_2 \Delta H_c.$$

Рассмотрим теперь характерные частные случаи расположения скважин в пластах.

При расположении скважины радиуса r_c в нижнем пласте $C = \frac{w r_к^2}{2T_2}$ и разницы напоров $\Delta H_к$ и ΔH_c имеют выражения

$$\Delta H_к = \Delta\bar{w} + \frac{w r_к^2}{2T_2} f, \quad \Delta H_c = \Delta\bar{w} + \frac{w r_к^2}{2T_2}\left(\ln \frac{1,12}{r_c} + f_0\right). \tag{34}$$

Напор в скважине H_c здесь будет

$$H''_c = H'_к - \frac{w r_к^2}{2T}\left(\ln \frac{r_к}{r_c} - 0,5\right) - \theta_2 \Delta H_к - \theta_1 \Delta H_c. \tag{35}$$

При расположении скважины радиуса r_c в верхнем пласте из (30) при $Q''_c = 0$ находим $C = -\frac{w r_к^2}{2T}$ и, согласно (27), имеем

$$\Delta H_c = \Delta\overline{w} - \frac{w r_к^2}{2T_1}\left(\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}_c} + f_0\right), \quad \Delta H_к = \Delta\overline{w} - \frac{w r_к^2}{2T_1} f. \tag{36}$$

Заменяя в (33) H_c на $H'_c - \theta_2 \Delta H$ и $H_к$ на $H'_к - \theta_2 \Delta H_к$, получим выражение для уровня воды в скважине

$$H'_c = H'_к - \frac{w r_к^2}{2T}\left[\ln\frac{r_к}{r_c} - 0{,}5 + \frac{T_2}{T_1}\left(\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}_c} - f + f_0\right)\right]. \tag{37}$$

Как видно, в этом случае разница напоров на внешнем контуре и в дренажной скважине (как и в случае линейного дренажа) зависит только от суммарной интенсивности инфильтрационного питания w.

При расположении скважины в обоих пластах типичным является случай одинакового радиуса скважины в верхнем и нижнем пластах, когда $r'_c = r''_c = r_c$. При этом выражение (31) для C примет вид

$$C = -\frac{\Delta\overline{w}}{\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}_c} + f_0}, \quad \bar{r}_c = b r_c, \tag{38}$$

а для определения уровня воды (напора) в скважине получим формулу

$$H_c = H'_к - \theta_2 \Delta\overline{w}\frac{\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}_c} - f + f_0}{\ln\frac{1{,}12}{\bar{r}_c} + f_0} - \frac{w r_к^2}{2T}\left(\ln\frac{r_к}{r_c} - 0{,}5\right). \tag{39}$$

Следует отметить, что приведенные решения справедливы только при условии, если полученный уровень воды оказывается в пределах верхнего пласта, при этом расчетная проводимость последнего T_1 должна соответствовать его средней глубине потока $0{,}5(h'_c + h'_к)$. Если же уровень в скважине оказывается ниже подошвы верхнего пласта, то решение должно быть преобразовано с учетом задания величины H'_c, соответствующей уровню подошвы верхнего пласта.

Линейный дренаж в полуограниченном двухпластовом потоке

В полуограниченном двухпластовом потоке (см. рис. 41, *в*) интенсивность инфильтрации в верхнем пласте w_1 задается пропорциональной понижению S_1 в верхнем пласте, т. е. $w_1 = (k_п/m_п)S_1$.

Тогда понижения напора S_1 и S_2 в верхнем и нижнем пластах описываются дифференциальными уравнениями

$$T_1\frac{d^2S_1}{dx_2}=\frac{k_п}{m_п}S_1+\frac{k_р}{m_р}(S_1-S_2),\quad T_2\frac{d^2S_2}{dx^2}=\frac{k_р}{m_р}(S_2-S_1). \qquad (40)$$

В полуограниченном пласте решение этой системы уравнений ищем в виде

$$S_1=C_1'e^{-b_1x}+C_1''e^{-b_2x},\quad S_2=C_2'e^{-b_1x}+C_2''e^{-b_2x}. \qquad (41)$$

Подставляя эти выражения в уравнения (40) и приравнивая в них члены перед одинаковыми экспонентами, получим систему алгебраических уравнений для определения коэффициентов уравнений (41):

$$T_1C_1'b_1^2=\frac{k_п}{m_п}C_1'+\frac{k_р}{m_р}(C_1'-C_2'), \quad (42а)$$

$$T_1C_1''b_2^2=\frac{k_п}{m_п}C_1''+\frac{k_р}{m_р}(C_1''-C_2''), \quad (42б) \qquad (42)$$

$$T_2C_2'b_1^2=\frac{k_р}{m_р}(C_2'-C_1'), \quad (42в)\quad T_2C_2''b_2^2=\frac{k_р}{m_р}(C_2''-C_1''). \quad (42г)$$

Совместное решение этих уравнений дает для b_1 и b_2 выражение

$$b_{1,\,2}^2=0{,}5A\pm\sqrt{0{,}25A^2-\frac{k_рk_п}{m_рm_пT_1T_2}},\quad A=\frac{k_р}{m_рT_1}+\frac{k_р}{m_рT_2}+\frac{k_п}{m_пT_1}, \qquad (43)$$

где для b_1 принимается знак плюс, а для b_2 — знак минус. Так же получаются соотношения

$$\frac{C_1'}{C_2'}=1-\frac{T_2m_р}{k_р}b_1^2,\quad \frac{C_1'}{C_2''}=1-\frac{T_2m_р}{k_р}b_2^2. \qquad (44)$$

Для дальнейшего определения параметров привлекаются условия на границе $x=0$, которые мы рассмотрим для двух характерных случаев.

Случай 1. Совершенная дрена, прорезающая оба пласта, что дает условия $S_1=S_2=S_0$ при $x=0$. Подставляя это условие в уравнение (41), получим: $S_0=C_1'+C_1''$ и $S_0=C_2'+C_2''$. Складывая уравнения (42$а$) с (42$б$) и (42$в$) с (42$г$), с учетом этих условий получим

$$C_1'=\frac{b_2^2-\frac{k_п}{m_пT_1}}{b_2^2-b_1^2}S_0,\quad C_2'=\frac{b_2^2}{b_2^2-b_1^2}S_0. \qquad (45)$$

Выражение для расхода потока q_0 в граничном сечении $x=0$ будет: $q_0=T_1(C_1'b_1+C_1''b_2)+T_2(C_2'b_1+C_2''b_2)$, а после подстановки

в него приведенных выше выражений для коэффициентов уравнений (41) получим формулу для суммарного сопротивления такого потока

$$\Phi_n^0 = \Phi_2^0 = \frac{S_0}{q_0} = (b_1 + b_2)\left(b_1 b_2 T + \frac{k_п - 1}{m_п}\right). \tag{46}$$

Случай 2. Дрена располагается в нижнем пласте, условия: $S_2 = S_0$ и $dS_1/dx = 0$ при $x = 0$. Отсюда имеем: $C'_2 + C''_2 = S_0$ и $b_1 C'_1 + b_2 C''_1 = 0$. Снова из уравнений (42) с учетом этих условий получим

$$C'_1 = \frac{b_2 S_0}{b_2 - b_1}\left(1 + \frac{k_0 m_1}{k_1 m_0} + \frac{m_1 T_1}{k_1} b_1 b_2\right)^{-1}, \quad C''_1 = -\frac{b_1}{b_2} C'_1. \tag{47}$$

После этого значение C'_2 найдем из первого соотношения (44), а $C''_2 = S_0 - C'_2$.

Выражение для суммарного сопротивления такого потока будет

$$\frac{1}{\Phi_n} = \frac{1}{\Phi_2} = \frac{q_0}{S_0} = \frac{b_1 b_2 (b_1 + b_2) T_2}{b_1^2 + b_1 b_2 + b_2^2 - \dfrac{k_1}{m_1 T_2}}. \tag{48}$$

Если дрена имеет внутреннее сопротивление Φ_0, то оно для определения суммарного сопротивления потока прибавляется к сопротивлению Φ_n, определяемому выражением (48).

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица функции $F_T(\eta, \tau)$

η	Значения функции $F_T(\eta, \tau)$ при $\tau-\eta$, равном													
	−10	−8	−6	−4	−2	−1	0	1	2	4	6	8	10	12
10	0,000	0,010	0,066	0,189	0,362	0,455	0,545	0,629	0,704	0,822	0,901	0,948	0,974	0,988
12	0,003	0,026	0,095	0,216	0,375	0,459	0,541	0,618	0,688	0,803	0,884	0,935	0,966	0,983
14	0,010	0,044	0,119	0,237	0,384	0,462	0,538	0,610	0,676	0,788	0,869	0,923	0,957	0,977
16	0,019	0,060	0,139	0,254	0,392	0,464	0,535	0,603	0,666	0,774	0,855	0,912	0,949	0,972
18	0,029	0,076	0,157	0,268	0,397	0,467	0,533	0,598	0,658	0,762	0,843	0,901	0,940	0,966
20	0,039	0,091	0,172	0,280	0,404	0,468	0,532	0,593	0,650	0,752	0,832	0,891	0,932	0,960
25	0,065	0,123	0,203	0,303	0,414	0,472	0,528	0,583	0,636	0,730	0,808	0,868	0,913	0,945
30	0,088	0,148	0,227	0,320	0,422	0,474	0,526	0,576	0,625	0,713	0,788	0,849	0,896	0,930
35	0,109	0,170	0,246	0,333	0,428	0,476	0,524	0,571	0,616	0,700	0,772	0,832	0,880	0,917
40	0,128	0,188	0,261	0,344	0,433	0,478	0,522	0,566	0,609	0,688	0,758	0,818	0,866	0,904
50	0,158	0,217	0,285	0,360	0,440	0,480	0,520	0,559	0,598	0,671	0,736	0,794	0,842	0,882

$$F_T(\eta, \tau) = 0{,}5\operatorname{erfc}(\sqrt{\eta} - \sqrt{\tau}) \text{ при } \eta > 50$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

H — напор подземных вод;
S — понижение напора;
h — глубина потока;
$H_с$ и $h_с$ — напор и глубина воды в скважине;
m — мощность пласта ($m_п$ — покровных отложений, $m_р$ — разделяющего пласта);
k_0 — коэффициент фильтрации ($k_п$ — покровных отложений, $k_р$ — разделяющего пласта);
μ — коэффициент гравитационной емкости (водоотдачи);
$a = T/\mu$ — коэффициент уровнепроводности;
T — проводимость (водопроводимость) пласта;
B — параметр (фактор) перетекания;
Q — расход откачки;
w — интенсивность инфильтрации;
v — скорость фильтрации;
$q_д$ — удельный приток к дрене;
$d_д$ — расчетный диаметр дрены;
$L_д$ — эквивалентная длина локального сопротивления на несовершенство дренажа;
L — расстояние между линейными дренами;
$L_д$ — параметр сопротивления линейного дренажа в уравнении (1.34), $L_д = L_{нд}$ — для несовершенной горизонтальной дрены, $L_д = L_{кс}$ — для ряда скважин, $L_д = L_{кд}$ — для комбинированного дренажа;
σ — расстояние между скважинами вертикального дренажа;
c — концентрация солей в воде;
D^* — коэффициент макродисперсии;
α — коэффициент внутренного солеобмена.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Агрегатный состав 24, 25
Аналоговые вычислительные машины (АВМ) 70, 75—77

Время влагообмена 42

Гидрогеологическая схема 42

Двухпластовая система 15
Двухслойный пласт 98
Диффузия 169
Дренаж:
    вертикальный 15, 22, 137
    горизонтальный 15, 22, 100
    комбинированный 10, 15, 22, 100
    прерывистый 100
Дрены:
    совершенные 97
    несовершенные 97, 101

Емкость гравитационная 41

Интегральное преобразованне Лапласа-Карсона 115
Интенсивность питания 45, 46, 58
Испарение 55, 91, 138, 143

Коэффициент:
    биологнческих кривых 56, 57
    влагопереноса 27, 29
    гравитационной водоемкости 41, 43
    динамической вязкости 33
    макродисперсии 173
    солеобмена 172
    теплопроводности 212
    тепловой дисперсии 212

Модель:
    гетерогенно-блоковой среды 170
    макродисперсии 173

Налив в скважину 153
Несовершенные скважины 99

Объем дренажного стока 189

Покровные отложения 20, 127
Пористость 23, 25, 26

Расчеты:
прогнозные 96
эпигнозные 96
разведочные 96

Свободная поверхность 102
Свободная фильтрация 103
Система:
однопластовая 47
двухпластовая 131, 199
Скорость фильтрации 27, 48
Схема:

Либмана 71, 75
макродисперсии 173
«напорного питания» 132
фильтрационная локальная 12, 14
— региональная 12
«Суммарный эффект» 168

Транспирация 55—57, 91

Удельная поверхность 23
Уравнение перетекания 129

Фильтрационная гетерогенность 169

Эвапотранспирация 56
Эквивалентный горизонт 18
Экспресс-определения 151
Электронно-вычислительные
цифровые машины (ЭВЦМ) 51, 70, 71, 77, 84, 107

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

1. СХЕМАТИЗАЦИЯ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ОБЪЕКТОВ МЕЛИОРАЦИИ 4

§ 1. Особенности гидрогеологических условий районов мелиоративиого строительства в СССР 5
§ 2. Мелиоративно-гидрогеологическое районирование 9
§ 3. Геофильтрационная схематизация 12

2. ОСНОВНЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРОЦЕССАХ ФИЛЬТРАЦИИ И ВЛАГОПЕРЕНОСА 23

§ 1. Параметры геофильтрациоиных потоков 23
§ 2. Расчетные схемы питания, насыщения и осушеиия геофильтрационных потоков 44
§ 3. Методы прогноза водного режима зоны аэрации и питания подземных вод 69
§ 4. Факторы, влияющие на величину инфильтрационного питания . . . 88

3. МЕТОДЫ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ 96

§ 1. Общие вопросы методики геофильтрационных расчетов 97
§ 2. Моделирование геофильтрации на орошаемых территориях 107
§ 3. Расчеты горизонтального систематического дренажа при стационарном инфильтрационном питании 126
§ 4. Расчеты систематического дренажа при переменных условиях . . . 138
§ 5. Расчеты систематического дреиажа с учетом влагопереиоса в зоне аэрации 144

4. ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАБОТЫ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ . . . 148

§ 1. Наливы в шурфы 148
§ 2. Налив на слабопроницаемый слой 153
§ 3. Налив в удлиненный котлован (траншею) 163

5. ПРОЦЕССЫ СОЛЕПЕРЕНОСА ПРИ ПРОМЫВКАХ ЗАСОЛЕННЫХ ЗЕМЕЛЬ 168

§ 1. Основы физико-химнческой гидродинамики солеобмена и солепереноса 168
§ 2. Расчетные зависимости солепереноса 174
§ 3. Определение параметров солепереноса при промывках 178

6. АНАЛИЗ ДАННЫХ РЕЖИМНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ 184

§ 1. Систематический горизонтальный дренаж 184
§ 2. Систематический вертикальный дренаж 198
§ 3. Постановка режимных наблюдений в зоне аэрации и определение питания подземных вод 203

Список литературы 228

Приложение 1. Выводы зависимости для расчетов систематического дренажа в двухпластовом потоке при стационарном инфильтрационном питании 230

Приложение 2. Таблица функции $F_T(\eta, \tau)$ 239

Приложение 3. Условные обозначения 240

Предметный указатель 241

Всеволод Михайлович Шестаков
Игорь Степанович Пашковский
Анатолий Маркович Сойфер

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Редактор издательства **Н. И. Мартьянов**
Переплет художника **Т. Н. Погорелова**
Художественный редактор **Е. Л. Юрковская**
График-иллюстратор **А. М. Якубов**
Технический редактор **Е. С. Сычева**
Корректор **Т. М. Столярова**

ИБ № 4154

Сдано в набор 17.05.82. Подписано в печать 19.10.82. Т-17981. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага типографская № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл.-печ. л. 15,5. Усл. кр.-отт. 16,0. Уч.-изд. л. 16,15. Тираж 2600 экз. Заказ № 230/8338-2. Цена 2 р. 70 к.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19

Ленинградская типография № 8 ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 190000. г. Ленинград, Прачечный переулок, 6.

УВАЖАЕМЫЙ ТОВАРИЩ!
ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА»
ГОТОВИТ К ПЕЧАТИ
НОВЫЕ КНИГИ

ГАЙДИН А. М., ПЕВЗНЕР М. Е., СМИРНОВ Б. В. Прогнозная оценка инженерно-геологических условий разработки месторождений твердых полезных ископаемых. 27 л., 1 р. 40 к.

Освещена важная проблема прогнозирования условий разработки месторождений полезных ископаемых. Впервые рассматриваются теоретические и методические основы инженерно-геологического прогнозирования. На базе комплексного подхода обосновывается стратегия инженерно-геологического прогноза. Даются рекомендации по применению методов прогнозирования при открытом, подземном и геотехнологическом способах разработки.

Для специалистов производственных организаций, научно-исследовательских и проектных институтов горного и инженерно-геологического профиля.

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ условия Нечерноземной зоны РСФСР/ Антыпко Б. Е., Барон В. А., Бондаренко С. С. и др. 30 л., 2 р.

Описаны геологическое строение и гидрогеологические условия Нечерноземной зоны РСФСР, ресурсы и закономерности формирования пресных, минеральных и промышленных вод, перспективы использования пресных подземных вод и возможности увеличения их эксплуатационных ресурсов за счет искусственного восполнения. Рассмотрены принципы постановки и проведения гидрогеологических исследований в районах действующих водозаборов. Приведена методика оценки масштабов загрязнения и прогноза изменения качества подземных вод под влиянием орошения сточными водами, а также методика гидрогеологических исследований для обоснования мелиоративного строительства.

Для специалистов в области гидрогеологии, инженерной геологии. Будет полезна также студентам вузов.

ГРАБОВНИКОВ В. А. Геотехнологические исследования при разведке металлов. 10 л., 50 к.

Изложены теоретические основы и практические методы геотехнологических исследований с целью получения количественных характеристик (геотехнологических параметров) условий отработки месторождений бесшахтным подземным выщелачиванием. Описаны химические взаимодействия при подземном выщелачивании металлов, дается характеристика основных природных факторов, определяющих ход и результаты эксплуатации месторождений подземным выщелачиванием, а также методика проведения прогнозных геотехнологических расчетов.

Для геологов, гидрогеологов, геофизиков, может быть также полезна для студентов вузов.

КОГАН Р. И., БЕЛОВ Ю. П., РОДИОНОВ Д. А. Статистические ранговые критерии в геологии. 10 л., 55 к.

Проанализирован и обобщен материал по применению в геологии математических методов, основанных на статистических ранговых критериях. Описаны наиболее важные и актуальные методы классификации геологических объектов, корреляционного и регрессионного анализа, выделения информативной комбинации признаков. Предложены оптимальные сочетания ранговых и параметрических критериев для получения надежных выводов и их обоснованной геологической интерпретации. Даны примеры практического использования рекомендуемых методов для решения геологических задач.

Для геологов и других специалистов геологических организаций различного профиля, применяющих в своих исследованиях статистические методы.

КРАМАРЕНКО Л. Е. Геохимическое и поисковое значение микроорганизмов подземных вод. 16 л., 1 р. 20 к.

Приведены данные о составе, активности и численности аэробных, факультативных и анаэробных бактерий в подземных водах горноскладчатых областей и артезианских бассейнов на территории СССР. Выделена гидробиохимическая зональность земной коры и выявлена специфика обитающих в водах микроорганизмов. Показана роль отдельных групп и видов бактерий в процессах водной миграции и аккумуляции рудных элемеитов и в преобразовании химического состава подземных вод, а также их влияиие на условия формирования, сохранения и разрушения месторождений полезных ископаемых в земной коре. Обосновано поисковое значение микроорганизмов, предложен микробиологический метод понсков сульфидиых руд, освещена бактериальная разведка на нефть и газ.

Для геологов и гидрогеологов, заиятых поисками нефтяных, газовых и рудных месторождений.

ОСНОВЫ гидрогеохимических поисков рудных месторождений/Колотов Б. А., Крайнов С. Р., Самсонов Б. Г. и др. 15 л., 80 к.

Дана рациональная методика гидрогеохимических поисков. Рассмотрены возможности применения теории ииформации к выбору наиболее рационального комплекса поисковых признаков. Даны экономические расчеты, определяющие место гидрогеохимических поисков в общем комплексе геологопоисковых работ; приведены методы интерпретации гидрогеохимических даиных.

Для геологов и геохимиков, занимающихся поисками и разведкой месторожденнй полезных ископаемых; может быть рекомендована для студентов геохимнческой и гидрогеологической специальностей.

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих иаучно-техническую литературу, или заказать через отдел «Книга — почтой» магазинов: № 17 — 199178, Ленинград, В. О., Средний проспект, 61; № 59 — 127412, Москва, Коровииское шоссе, 20

Издательство «Недра»