ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Под редакцией д-ра техн. наук Ф. М. Бочевера

827642

Пермская областная библиотека

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1976

Печатается по решению секции литературы по инженерному оборудованию редакционного совета Стройиздата.

Авторы: А. И. Арцев, Ф. М. Бочевер, Н. Н. Лапшин, А. Е. Орадовская, Э. М. Хохлатов.

Проектирование водозаборов подземных вод. Под ред. Ф. М. Бочевера. М., Стройиздат, 1976, 292 с. Авт.: А. И. Арцев, Ф. М. Бочевер, Н. Н. Лапшин и др.

В книге освещены вопросы проектирования и методы гидрогеологических расчетов водозаборов подземных вод. Охарактеризованы основные водоносные пласты, являющиеся наиболее обильными коллекторами подземных вод, дана классификация запасов подземных вод. Рассмотрены типы и конструкции водозаборов, способы их устройства и даны рекомендации по проектированию водозаборов в различных гидрогеологических условиях. Описаны методы прогноза качества подземных вод и принципы санитарной охраны подземных вод и водозаборов.

Книга предназначена для научных и инженерно-технических работников проектных и научных организаций.

Табл. 30, рис. 136, список лит.: 145 назв.

П $\frac{30210-421}{047(01)-76}$ 240—76

© Стройиздат, 1976

Подземные воды как источник водоснабжения в последнее время приобретают все большее значение, что обусловлено возрастающей потребностью в воде промышленных центров, городов и поселков, необходимостью улучшения водоснабжения сельских населенных пунктов и сельскохозяйственных производственных объектов, а также более широким использованием подземных вод для нужд орошения. Подземные воды в большей мере, чем поверхностные водные источники, защищены от загрязнения хозяйственно-бытовыми и промышленными сточными водами и, как правило, обладают хорошим качеством. Благодаря защищенности от воздействия внешних агентов подземные воды становятся важным резервным источником водоснабжения.

Запасы подземных вод на территории СССР весьма значительны, и имеются благоприятные возможности для их практического использования во многих районах страны. В связи с этим актуальными являются вопросы оценки эксплуатационных запасов подземных вод и проектирования водозаборных сооружений на подземных водных источниках.

В существующих работах при рассмотрении проблемы использования подземных вод ощущается явный недостаток комплексности: одни работы посвящены главным образом гидрогеологическим задачам оценки запасов подземных вод, другие — исключительно техническим проблемам устройства и эксплуатации водозаборов.

В данной книге предпринята попытка объединить обе эти задачи, что, как полагают авторы, будет полезным дополнением к существующим работам.

В книге достаточно подробно описаны типы и конструкции водозаборов подземных вод, освещена методика гидрогеологических расчетов, рассмотрены вопросы защиты подземных вод от загрязнения и санитарной охраны водозаборов. Даны методические указания по технико-экономическим расчетам и обоснованию водозаборов при проектировании. В списке литературы приведены в основном непосредственно использованные авторами источники и имеющиеся обобщающие работы по водозаборам.

Книга написана коллективом авторов: пп. 1 и 2 главы I, главы III и IV, п. 1 главы V и глава XI— Ф. М. Бочевером; п. 3 главы I и глава II — А. И. Арцевым: пп. 2—4 главы V и п. 4 главы VII — Н. Н. Лапшиным; главы IX и X — А. Е. Орадовской; п. 1 главы VI и п. 3 главы VII — Э. М. Хохлатовым; пп. 2 и 3 главы VI и пп. 1 и 2 главы VII — совместно Ф. М. Бочевером, Н. Н. Лапшиным и Э. М. Хохлатовым. По просьбе авторов глава VIII написана А. П. Плаксиным.

Авторы выражают благодарность д-ру техн. наук проф. В. Д. Бабушкину за ценные замечания, сделанные при рецензировании рукописи, а также А. В. Ефремовой, В. Н. Львовой и М. В. Землянниковой за помощь, оказанную при подготовке рукописи к печати.

Глава I

ПОДЗЕМНЫЕ ВОДЫ КАК ИСТОЧНИК ВОДОСНАБЖЕНИЯ

1. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В СССР

Подземные воды представляют особую ценность как источник питьевого и хозяйственно-бытового водоснабжения, а также водоснабжения некоторых промышленных производств, для технологического процесса которых требуется вода питьевого качества.

Подземные воды распространены на значительных площадях и поэтому в большинстве случаев добываются непосредственно на участках расположения потребителей или в небольшом удалении от них (транспортирование подземных вод на большие расстояния применяется редко).

В отличие от поверхностных подземные воды обычно благоприятны в санитарном отношении, имеют более низкую и мало изменяющуюся в течение года температуру, не содержат механических взвесей, что позволяет использовать их для водоснабжения без дополнительной очистки и обработки.

Общее потребление подземных вод в СССР в настоящее время составляет 70—80 млн. м³/сут (800—900 м³/с), в том числе 25—28 млн. м³/сут используется для водоснабжения городов и рабочих поселков, 20—22 млн. м³/сут — для водоснабжения сельскохозяйственных объектов и 25—30 млн. м³/сут — на орошение.

По данным Н. И. Плотникова, М. Н. Коляда, Л. С. Язвина [104], свыше 60% городов и поселков (в основном с небольшой и средней численностью населения) полностью обеспечивается водой из подземных источников. Так, из 700 городов с водопотреблением менее 10 тыс. м³/сут более чем в 500 (72%) водоснабжение осуществляется полностью подземными водами.

В ближайшие годы использование подземных вод для водоснабжения населенных пунктов с небольшим и средним водопотреблением должно существенно возрасти. Одновременно с этим несомненно будет увеличиваться потребление подземных вод и в крупных городах (даже при преобладающем использовании в них вод поверхностных источников), например, для водоснабжения предприятий пищевой и других видов промышленности, для которых требуется вода с относительно низкой и устойчивой температурой и определенного химического состава. Постоянными потребителями подземных вод являются также установки по кондиционированию воздуха, различные машины (например, электронно-вычислительные) и аппараты.

В центральных и западных районах европейской части РСФСР, на Украине, во многих районах Узбекистана, Киргизии, Казахстана подземные воды в больших количествах используются уже давно; в ближайшее время подземные воды получат более широкое применение и для водоснабжения восточных и северных районов страны (Западная и Восточная Сибирь, Дальний Восток и др.).

Запасы подземных вод распределены по территории СССР неравномерно, поэтому в ряде районов, использующих для водоснабжения подземные воды, создается напряженное положение. Особенно остро это ощущается при значительной концентрации на локальных территориях

крупных городов и промышленных объектов, где дебит водозаборов подземных вод быстро растет и нередко оказывается чрезмерным, превышающим общие естественные запасы подземных вод и возможности их восполнения. В результате этого происходит прогрессирующая сработка подземных вод и возникает опасность их постепенного истощения.

Для некоторых районов значительную угрозу представляет загрязнение подземных вод бытовыми и производственными стоками и отходами. В связи с этим использование подземных вод в СССР строго регламентируется и находится под контролем государственных организаций.

В Основах водного законодательства СССР и союзных республик, принятых Верховным Советом СССР в 1970 г., отмечено, что использование подземных вод питьевого качества для нужд, не связанных с питьевым и бытовым водоснабжением, как правило, не допускается. Лишь в районах, где отсутствуют необходимые поверхностные водные источники и имеются достаточные запасы подземных вод питьевого качества, может быть разрешено использование подземных вод для целей, не связанных с питьевым и бытовым водоснабжением.

Кроме того, в Основах водного законодательства указано, что подземные воды (пресные, минеральные, термальные), не отнесенные к категории питьевых и лечебных вод, могут в установленном порядке использоваться для технического водоснабжения, извлечения содержащихся в них химических элементов, получения тепловой энергии и других производственных нужд с соблюдением требований рационального использования и охраны вод.

Бурение новых эксплуатационных скважин на воду, строительство и переоборудование водозаборных сооружений для использования подземных вод производятся только с разрешения республиканских органов геологии и охраны недр или территориальных геологических управлений и по согласованию с местными органами государственного санитарного надзора, а при проведении этих работ горнодобывающими предприятиями — по согласованию с органами по надзору за безопасным ведением работ в промышленности и горному надзору.

При проектировании и сооружении водозаборов подземных вод организации-водопотребители и проектно-изыскательские организации должны руководствоваться «Положением о порядке использования и охране подземных вод на территории СССР», утвержденным Министерством геологии и охраны недр СССР и Главным государственным санитарным инспектором СССР 6 апреля 1960 г. Кроме того, для проектных организаций обязательными являются СНиП II-31-74 «Водоснабжение».

2. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Классификация запасов подземных вод по гидрогеологическим условиям

Запасы (ресурсы) подземных вод подразделяются на естественные и эксплуатационные.

Под *естественными запасами* понимается количество подземных вод, содержащееся в водоносных пластах (системах водоносных пластов, водоносных комплексах) в естественном состоянии, не нарушенном эксплуатацией водозаборных сооружений. Несмотря на различную терминологию, употребляемую разными авторами [23, 25 и др.], по существу

все они включают в естественные запасы то количество подземных вод, которое находится в порах и трещинах водоносных пород — так называемые статические и упругие запасы, и постоянно возобновляемое количество подземных вод в пласте — динамические запасы.

Статические запасы могут быть извлечены из пласта только при той или иной степени его осушения, а упругие запасы — при снижении уровня подземных вод и изменении в связи с этим напряжений в пласте, которые вызывают деформации как воды (при откачках и снижении давления вода расширяется), так и самих водоносных пород (при откачках породы уплотняются, вследствие чего вода из них отжимается).

Динамические запасы представляют собой расход потока подземных вод в рассматриваемом сечении (створе) пласта. Динамические запасы обычно извлекаются одновременно со статическими и упругими запасами при снижении уровня.

Эксплуатационные запасы подземных вод обусловлены возможностями эксплуатации подземных вод водозаборными сооружениями. По принятому в СССР официальному определению [74], эксплуатационные запасы подземных вод — это то количество подземных вод, которое может быть получено рациональными в технико-экономическом отношении водозаборными сооружениями при заданном режиме эксплуатации и сохранении кондиционного качества воды в течение всего периода водопотребления.

Эксплуатационные запасы не ограничиваются указанными статическими, упругими и динамическими запасами подземных вод эксплуатируемого водоносного пласта. При интенсивной откачке подземных вод всегда происходят изменения в естественном режиме и балансе подземных вод. Вследствие образования в области влияния водозаборного сооружения зоны пониженных давлений («воронки депрессии») создаются благоприятные условия для привлечения в данный эксплуатируемый водоносный горизонт дополнительных ресурсов из поверхностных водных источников и из других горизонтов. Таким образом, в процессе эксплуатации водозаборных сооружений создаются как бы дополнительные запасы, не учитываемые при рассмотрении только естественных условий.

Общее уравнение водного баланса водозабора может быть представлено в виде:

$$Q_э = Q_{ст} + Q_{упр} + Q_{дин} + Q_{доп},$$

где $Q_э$ — эксплуатационные запасы (дебит водозабора); $Q_{ст}$ и $Q_{упр}$ — используемые статические и упругие запасы данного пласта; $Q_{дин}$ — используемые динамические запасы (часть естественного расхода, захватываемая водозабором); $Q_{доп}$ — дополнительные запасы, привлекаемые в процессе эксплуатации водозабора.

По генетическому признаку дополнительные запасы подземных вод могут быть классифицированы следующим образом [25, 32, 82].

Поступление воды из соседних бассейнов в результате смещения подземного водораздела грунтовых вод в процессе эксплуатации водозабора и увеличения в связи с этим его области питания (рис. I. 1,*а*).

Фильтрация из поверхностных водотоков и водоемов (рис. I.1, *б*). Поверхностные воды являются основным источником, обеспечивающим производительность береговых («инфильтрационных») водозаборов в долинах рек. Существенную роль поверхностные воды играют также при эксплуатации водозаборов в артезианских бассейнах, конусах выноса и других гидрогеологических условиях.

Инфильтрация атмосферных осадков. Питание подземных вод атмосферными осадками определяется соотношением между интенсивностью инфильтрации атмосферных осадков и интенсивностью испарения. Обычно интенсивность испарения зависит от глубины залегания уровня грунтовых вод. Установлено, что существует некоторая «критическая» глубина залегания грунтовых вод, с которой начинается заметное их испарение. При глубине, превышающей «критическую», испарение с поверхности грунтовых вод можно считать равным нулю. Наибольшая величина

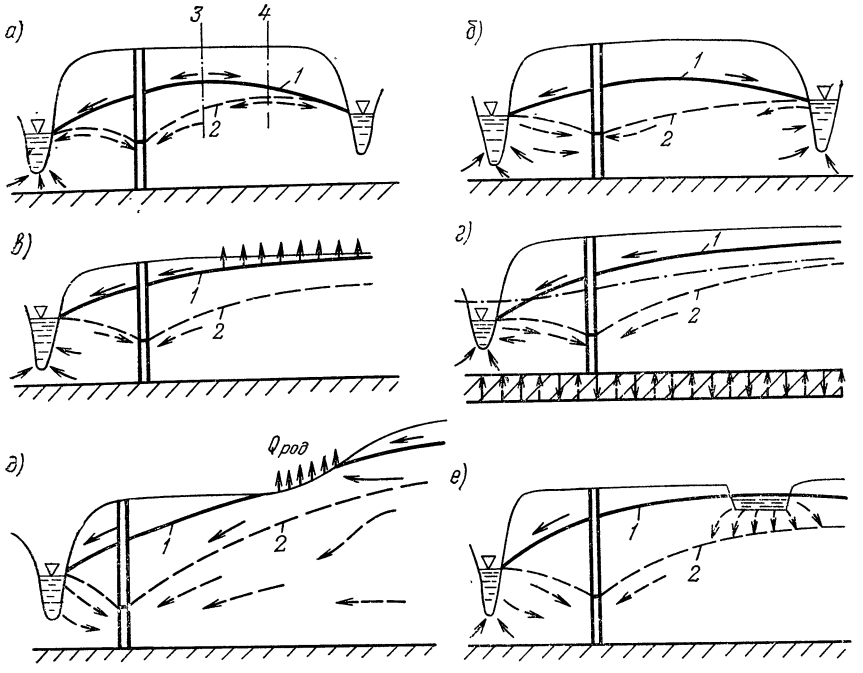


Рис. I.1. Схемы питания и восполнения запасов подземных вод при действии водозабора
1 и *2* — горизонт подземных вод до эксплуатации и в период эксплуатации; *3*, *4* — водораздел до эксплуатации и в период эксплуатации

испарения характерна для поверхности земли (почвы); приближенно ее можно считать равной испаряемости (т. е. испарению с водной поверхности).

Инфильтрационное питание определяется по разности между интенсивностью инфильтрации атмосферных осадков и испарения. Следовательно, при понижении уровня грунтовых вод и уменьшении интенсивности испарения инфильтрационное питание возрастает, чем и обусловливается образование дополнительных запасов при эксплуатации водозаборов (рис. I.1, *в*).

Перетекание из соседних водоносных горизонтов. При эксплуатации водозаборов в слоистых системах водоносных пластов, разделенных в той или иной мере проницаемыми слоями, происходит перераспределение напоров подземных вод, в связи с чем изменяются пути фильтрации и некоторые водоносные пласты могут явиться дополнительным источником питания водозаборов сверх динамических запасов того пласта, в котором они непосредственно сооружаются (рис. I.1, *г*).

Привлечение поверхностного родникового стока. Формирование дополнительных запасов в данном случае связано с уменьшением дебита

родников и источников или полным их исчезновением в процессе эксплуатации водозаборов (примером этого является «инверсия» родников в зонах выклинивания подземных вод в конусах выноса) [31,32] (рис. I.1, *д*).

Искусственное питание водоносных горизонтов. При эксплуатации водозабора естественные запасы подземных вод могут быть существенно увеличены путем устройства инфильтрационных бассейнов, каналов и других подобных сооружений, в которые специально подводится вода из поверхностных источников (рис. I.1, *е*). В подходящих условиях для

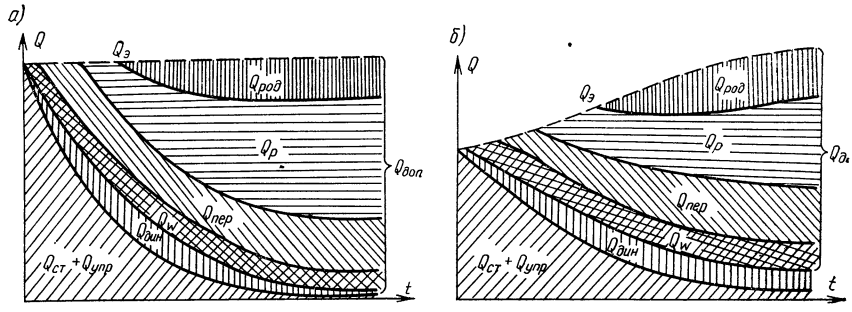


Рис. I.2. Схемы изменения запасов подземных вод в процессе эксплуатации
а — при постоянном дебите; *б* — при возрастающем дебите

этих целей используются также скважины, через которые поверхностные воды инъецируются в пласт.

Водозаборные сооружения, как правило, только в первые периоды обеспечиваются запасами воды, заключенными непосредственно в эксплуатируемом пласте—статическими $Q_{ст}$ в безнапорных пластах и упругими $Q_{упр}$ в напорных. В дальнейшем возрастает роль динамических запасов $Q_{дин}$ и дополнительно привлекаемых источников $Q_{доп}$. При этом значительная часть длительно эксплуатируемых водозаборов большой производительности работает в конечном итоге почти целиком на подземных водах, дополнительно привлекаемых в эксплуатируемый водоносный горизонт. К таким водозаборам относятся прежде всего береговые водозаборы в речных долинах. В аналогичных условиях находятся водозаборы крупных артезианских бассейнов. Например, в Московском артезианском бассейне водозаборные скважины в водоносных горизонтах карбона в значительной мере используют воды четвертичных и мезозойских отложений, перекрывающих каменноугольные водоносные пласты.

На рис. I.2 показана принципиальная схема изменения основных элементов баланса подземных вод в процессе эксплуатации водозаборов [25, 82], когда общий эксплуатационный расход водозабора сохраняется в течение всего периода постоянным (рис. I.2, *а*) и при увеличивающемся со временем дебите водозаборов: удельный вес дополнительных источников питания в этом случае также возрастает (рис. I.2, *б*).

Методика расчета дополнительных запасов во многом определяется характером взаимосвязи основного эксплуатируемого пласта с внешними источниками питания, участвующими в обеспечении производительности водозабора. В связи с этим можно выделить следующие виды дополнительного питания пласта и соответственно дополнительных запасов [82].

Распределенное дополнительное питание — по всей площади распро-

странения водоносного горизонта. Наиболее характерным примером такого питания является инфильтрация атмосферных осадков, а также взаимодействие соседних (в вертикальном разрезе) водоносных горизонтов, разделенных слабопроницаемыми слоями.

Сосредоточенное дополнительное питание — в некоторых точках или на отдельных ограниченных участках области фильтрации, например, через так называемые «литологические окна», т. е. локальные фациальные изменения или зоны выклинивания разделяющих слабопроницаемых пластов.

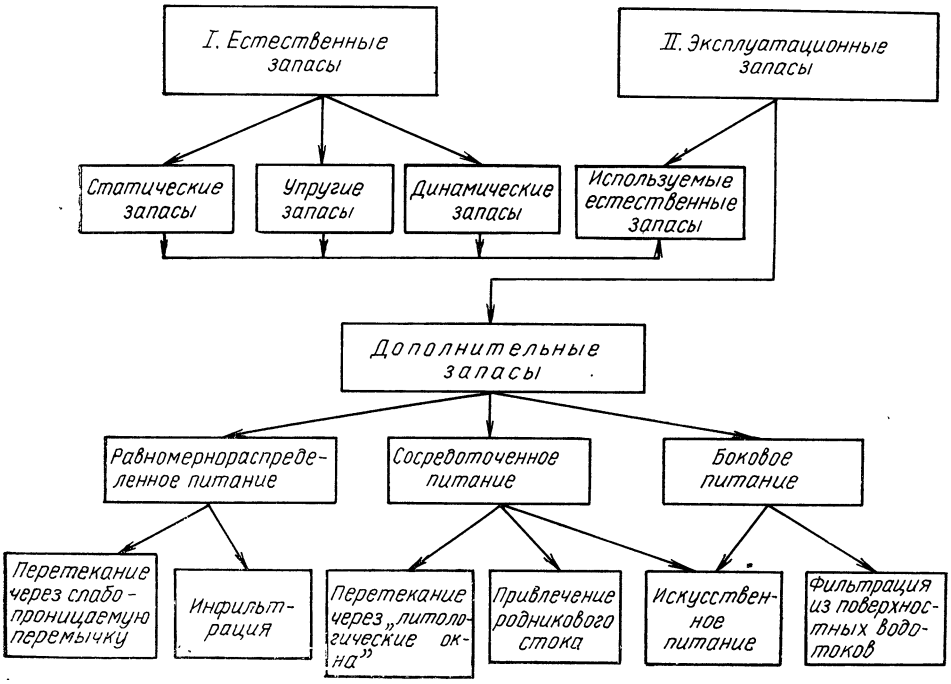


Рис. I.3. Схема классификации запасов подземных вод

Другим примером сосредоточенного питания является привлечение родникового стока в процессе эксплуатации водозабора.

Боковое дополнительное питание водоносного пласта — на границах области фильтрации, например, в пластах, оконтуренных водотоками, водоемами или водоносными породами, составляющими хотя и гидравлически связанный с эксплуатируемым пластом, но в значительной мере самостоятельный водоносный комплекс.

Схема классификации запасов подземных вод, а также соотношение и взаимосвязь выделенных типов запасов вод приведены на рис. I.3.

Эксплуатационные запасы можно оценивать на локальных, более или менее ограниченных участках водоносного пласта или в пределах крупных районов, охватывающих целиком весь пласт или систему водоносных горизонтов.

Классификация эксплуатационных запасов подземных вод по степени изученности

В действующей ныне классификации эксплуатационные запасы подземных вод [74] в зависимости от степени разведанности, изученности качества воды и условий эксплуатации разделяются на четыре категории — А, В, C_1, C_2.

Категория А — запасы, разведанные и изученные с детальностью, обеспечивающей полное выяснение условий залегания, строения и величин напора водоносных горизонтов, а также фильтрационных свойств водовмещающих пород; выяснение условий питания водоносных горизонтов и возможности восполнения эксплуатационных запасов, установление связи оцениваемых подземных вод с водами других водоносных горизонтов и поверхностными водами.

Качество подземных вод определено с достоверностью, обеспечивающей возможность использования их по заданному назначению на расчетный срок водопотребления.

Эксплуатационные запасы подземных вод на участке проектируемого водозабора определены по данным эксплуатации, опытно-эксплуатационных или опытных откачек.

Категория В — запасы, разведанные и изученные с детальностью, обеспечивающей выяснение основных особенностей условий залегания, строения и питания водоносных горизонтов, а также установление связи подземных вод, запасы которых определяются, с водами других водоносных горизонтов и поверхностными водами, приближенное определение естественных водных ресурсов как источников восполнения эксплуатационных запасов подземных вод.

Качество подземных вод изучено в такой мере, которая позволяет установить возможность использования их для заданного назначения.

Эксплуатационные запасы подземных вод на участке проектируемого водозабора определены по данным опытных откачек или по расчетной экстраполяции.

Категория C_1 — запасы, разведанные и изученные с детальностью, обеспечивающей выяснение в общих чертах строения, условий залегания и распространения водоносных горизонтов.

Качество подземных вод изучено в такой мере, которая обеспечивает предварительное решение вопроса о возможности их использования по заданному назначению.

Эксплуатационные запасы подземных вод определены по данным пробных откачек из единичных разведочных выработок, а также по аналогии с существующими водозаборами или примыкающими участками, по которым запасы подземных вод того же водоносного горизонта определены по категории А и В.

Категория C_2 — запасы, установленные на основании общих геолого-гидрогеологических данных, подтвержденных опробованием водоносного горизонта в отдельных точках либо по аналогии с разведанными участками.

Качество подземных вод определено по пробам, взятым в отдельных точках водоносного горизонта, либо по аналогии с изученными участками того же горизонта.

Эксплуатационные запасы подземных вод определены в пределах выявленных благоприятных структур и комплексов водовмещающих пород.

Эксплуатационные запасы подземных вод по их народнохозяйственному значению разделяются на две группы:

а) балансовые запасы, использование которых экономически целесообразно и которые должны удовлетворять требованиям к качеству воды данного назначения и заданным условиям режима эксплуатации;

б) забалансовые запасы, использование которых в настоящее время экономически нецелесообразно вследствие малого количества, несоответствия качества воды заданному назначению, из-за особо сложных условий эксплуатации, но которые могут рассматриваться как объект использования в будущем.

Составление проектов и выделение капитальных вложений на строительство новых и реконструкцию действующих водозаборных сооружений при стоимости намечаемых работ свыше 500 тыс. руб. (для объектов железнодорожного транспорта — свыше 1 млн. руб.) производятся только по утвержденным в ГКЗ (Государственная комиссия по запасам полезных ископаемых при Совете Министров СССР) запасам, причем вся проектная производительность водозаборного сооружения должна быть обеспечена запасами по категориям А и В (А — в размере не менее 50%), характеризующим высокую степень изученности и достоверности запасов.

Категория эксплуатационных запасов подземных вод должна устанавливаться на основе материалов комплексных изысканий, объем и состав которых в каждом конкретном случае определяются сложностью природных условий, степенью их изученности, величиной водопотребления и стадией проектирования.

3. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ И СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МАТЕРИАЛАМ ИЗЫСКАНИЙ

Основными задачами проектирования водозаборов подземных вод являются:

1) выбор типа, схемы и конструкции водозабора;

2) установление целесообразного способа производства работ по сооружению водозабора в соответствии с конкретными гидрогеологическими условиями;

3) расчет производительности водозабора и понижений уровня как в самом водозаборе, так и в зоне его влияния в течение намечаемого срока эксплуатации;

4) прогноз качества подземных вод и составление проекта зон санитарной охраны, а при необходимости также проекта специальных мероприятий по очистке и подготовке подземных вод и защите их от загрязнения хозяйственно-бытовыми и промышленными стоками и отходами. При возможности подтягивания к водозабору соленых подземных вод и из поверхностных водотоков и водоемов в проекте должны быть предусмотрены меры по предотвращению такой опасности;

5) оценка возможного влияния водозабора при длительной его эксплуатации на окружающую природную обстановку и экологические условия;

6) выбор, компоновка и составление проекта связывающих водозаборные сооружения коммуникаций — трубопроводов, подъездных дорог, линий энергоснабжения, связи и управления; разработка проекта вертикальной планировки участка размещения водозабора;

7) разработка строительной части проекта зданий и сооружений, связанных с водозабором (павильоны и здания насосных станций, трансформаторные и т. д.);

8) технико-экономическое сопоставление конкурирующих вариантов

и выбор оптимального варианта водозабора; составление сметы затрат на строительство водозабора выбранного варианта и сопутствующих сооружений.

Проектирование водозабора подземных вод может осуществляться в две стадии — *технический проект* и *рабочие чертежи* или в одну стадию — *техно-рабочий проект*.

При проектировании водозаборов подземных вод, являющихся составной частью систем водоснабжения крупных промышленных районов или городов, указанным стадиям предшествует составление технико-экономического обоснования (ТЭО), схемы или единого генерального плана комплексного использования водных ресурсов в данном районе и их охраны от загрязнения.

В ТЭО, схемах, генеральных планах водоснабжения должны быть освещены следующие вопросы: водные ресурсы района; существующее использование водных ресурсов; перспективы развития водопотребления; выбор источника водоснабжения.

В техническом проекте решаются все основные задачи по выбору участка расположения водозабора, типа, схемы и конструкции сооружений, определению производительности и режима их эксплуатации, организации зон санитарной охраны и т. д. В техническом проекте определяются строительные и эксплуатационные затраты по водозабору и дается его технико-экономическая оценка с соответствующими сопоставлениями конкурентоспособных вариантов.

Рабочие чертежи на строительство сооружений разрабатываются в соответствии с утвержденным техническим проектом. На этой стадии проектирования уточняются и детализируются принятые в техническом проекте решения. Рабочие чертежи — технический документ, по которому осуществляется производство строительно-монтажных работ.

Для обоснования проектов водозаборов подземных вод выполняются комплексные изыскания. Состав, объем и детальность изыскательских работ в каждом конкретном случае определяются степенью сложности природных условий района размещения водозаборов, гидрогеологической изученностью района, величиной водопотребления и стадией проектирования.

В материалах изысканий должны быть освещены:

а) физико-географические условия района (климат, рельеф, растительность);

б) гидрологический режим открытых водных источников (рек, озер, водохранилищ, каналов), связанных с подземными водами;

в) геологическое строение (стратиграфия, литология, тектоника и геоморфология);

г) условия залегания водоносного пласта, его размеры в плане и в разрезе;

д) гидрогеологические условия: состав и водопроницаемость пласта, пьезопроводность и водоотдача, характер контакта данного водоносного пласта с окружающими породами в плане и в разрезе, состав и водопроводимость окружающих пород, источники питания водоносного горизонта, условия взаимосвязи подземных вод с поверхностными водотоками и водоемами, степень несовершенства последних (глубина вреза, заиленность и наличие глинистых прослоев в ложе водотоков и водоемов), глубина залегания и форма пьезометрической поверхности или зеркала (свободной поверхности) водоносного горизонта;

е) режим подземных вод (годовой и многолетний);

ж) качество подземных вод (физические свойства, химический сос-

тав, показатели бактериального и химического загрязнения) данного водоносного горизонта и окружающих его горизонтов, а также поверхностных вод;

з) санитарные условия района размещения водозабора.

Кроме того, в материалах изысканий должны быть охарактеризованы имеющиеся в районе проектируемого водозабора дренажные, водопонизительные и водоотливные сооружения, водозаборы подземных вод и другие сооружения, связанные с подземными водами данного водоносного горизонта.

Весьма важными являются материалы, освещающие условия канализации и складирования стоков и отходов ближайших к водозабору промышленных предприятий. В процессе изысканий должны быть с достаточной полнотой изучены шламохранилища, накопители, испарительные бассейны с установлением состава складируемых стоков и отходов, режима их эксплуатации, наличия в них экранов, дренажей и других противофильтрационных сооружений. На основе анализа этих данных и в результате специальных полевых исследований нужно оценить, имеется ли в данное время фильтрация стоков и отходов в водоносный горизонт и возможна ли таковая в будущем после ввода в действие проектируемого водозабора.

При проектировании крупных водозаборов подземных вод, как уже отмечалось, необходимо оценить возможные изменения всего комплекса природных условий — почвенно-ботанических, гидромелиоративных и санитарных условий района и отдельных его участков под влиянием намечаемого отбора подземных вод. Для этого кроме традиционных геологических, гидрогеологических и других подобных изысканий должны проводиться специальные исследования — почвенные, геоботанические, санитарные; проведение таких исследований следует поручать научным и изыскательским организациям соответствующего профиля.

Качество подземных вод оценивается по ГОСТ с учетом конкретных требований водопотребителей, в связи с чем и выполняется определенный комплекс физико-химических и бактериологических анализов.

Наконец, для обоснования строительной части проекта водозабора должны быть получены материалы по топографии, инженерной геологии района (характеристики физического состояния и физико-механических свойств грунтов), агрессивности среды, в которой будут находиться сооружения при эксплуатации, а также сведения о местных строительных материалах, их запасах и качестве.

При размещении водозаборных сооружений в районах развития современных физико-геологических явлений и процессов (карст, оползни, обвалы, сели, подмыв, обрушение берегов), а также в районах с особыми условиями (многолетняя мерзлота, сейсмичность, просадочность, набухаемость и пучение грунтов, возможность подтопления или подработки территории) в исходных материалах для проектирования должны быть подробные сведения об этих явлениях и процессах и рекомендации по учету их в проекте и разработке мероприятий, исключающих негативное их влияние на сооружения.

Глава II

СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ЗАБОРА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

1. СОСТАВ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Различают две системы водопроводных сооружений: внеплощадочную — от источника до внешней границы водопотребителя (населенного пункта, предприятия) и внутриплощадочную — на территории водопотребителя (последняя здесь не рассматривается).

Водопроводы внеплощадочных систем водоснабжения из подземных источников в общем случае состоят из следующих сооружений:

а) водоприемных (каптажных) — для приема воды из источника (водоносного пласта);

б) насосных станций для подъема воды;

в) сборных водоводов;

г) сооружений по подготовке и улучшению качества воды;

д) насосных станций и магистральных водоводов для транспортирования воды к потребителю;

е) резервуаров для приема воды и последующей ее перекачки и для хранения воды в качестве противопожарного запаса;

ж) водонапорных башен для регулирования расхода воды во внутриплощадочных водопроводных сетях и поддержания в них напоров.

Общая схема расположения сооружений внеплощадочного водоснабжения из подземных источников, приведенная на рис. II. 1, является наиболее распространенной в практике строительства водозаборов подземных вод, когда в качестве водоприемных (каптажных) устройств применяются скважины (шахтные колодцы) и требуется улучшение качества извлекаемой из водоносного пласта воды перед подачей ее потребителю. В этом случае вода из водоносного пласта поступает в водоприемные сооружения *1*, откуда с помощью насосов, подключенных к источникам энергии и системе контроля и управления, расположенным в здании над приемным сооружением *2*, вода подается по трубопроводам *3* в сборный водовод *4*.

Насос в водоприемном сооружении (например, скважине) и небольшое (обычно размером 3×3×3 м) здание над ним с устройствами для подключения к источнику энергии и установкой контрольно-измерительной аппаратуры являются в этом случае насосной станцией I подъема.

Из сборного водовода вода поступает на сооружения *5* для соответствующей подготовки (например, обеззараживания, стабилизации, фторирования, обесфторивания, обезжелезивания, умягчения, опреснения и обессоливания и т. д.). После обработки вода подается в резервуары *6*, из которых она забирается насосами станции II подъема *7* и по магистральным водоводам *8* направляется на сооружения *9*, регулирующие напор и расход воды, поступающей в водопроводную сеть потребителя.

Показанные на рис. II. 1 схема расположения водопроводных сооружений и взаимное размещение отдельных ее элементов могут изменяться в зависимости от местных природных условий, типа подземных вод, качества воды, производительности водозабора, удаленности источника водоснабжения от потребителя, количества водопотребителей, их взаимного расположения и др. Так, если качество добываемой воды соответствует требованиям ГОСТ, отпадает необходимость в сооружениях *5*. При

значительном удалении водопотребителей от источника водоснабжения и большом относительном перепаде высот разделяющей их местности на линии магистральных водоводов после насосной станции II подъема сооружают насосные станции III, IV подъема и т. д.

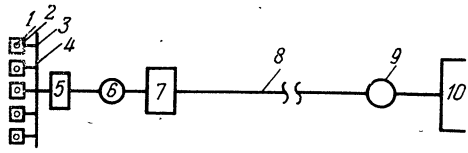


Рис. II.1. Схема расположения сооружений внеплощадочной системы водоснабжения из подземных вод

1 — водоприемные сооружения; *2* — насосные станции I подъема; *3* — трубопроводы от насосных станций I подъема к сборному водоводу; *4* — сборный водовод; *5* — сооружения очистки и подготовки воды; *6* — резервуары для очищенной и подготовленной воды; *7*—насосная станция II подъема; *8* — магистральный водовод; *9* — сооружения, регулирующие напор и расход воды, подаваемой в водопроводную сеть потребителя; *10* — потребитель воды

2. ТИПЫ И СХЕМЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для забора подземных вод применяются сооружения двух видов: подземные и наземные. Подземные сооружения строят для забора подземных вод, залегающих ниже поверхности земли, наземные — для забора подземных вод, выходящих на дневную поверхность [2, 3].

Подземные водозаборы в зависимости от характера их расположения в водоносном пласте бывают вертикальные и горизонтальные. Вертикальные водозаборы подразделяются на скважины и шахтные колодцы, горизонтальные — на каменно-щебеночные сплошного заполнения дрены, трубчатые дрены, галереи, штольни. Каменно-щебеночные дрены для централизованного водоснабжения не применяются.

Кроме вертикальных и горизонтальных водозаборов устраиваются лучевые водозаборы, состоящие из водонепроницаемого шахтного колодца с расходящимися из него горизонтальными лучами — скважинами (дренами). Иногда сооружают комбинированные водозаборы — горизонтальные галереи с рядом вертикальных скважин, по которым подземные воды изливаются в галерею под естественным напором.

Наземные водозаборные сооружения служат для захвата естественных выходов подземных вод и называются каптажем источников (родников). Выбор того или иного типа и схемы водозабора определяется гидрогеологическими условиями, намечаемой производительностью водозабора и технико-экономическими соображениями.

Для добычи подземных вод, залегающих на глубине более 10 м (до 1000 м и более) и приуроченных к мощным пластам (комплексу пластов) коренных отложений артезианских бассейнов платформенного и геосинклинального типов, тектонических структур складчатых областей, междуречных массивов, а также к толщам древних и современных отложений предгорных равнин, конусов выноса и речных долин, сооружаются водозаборы из скважин.

Водозаборы из скважин применяются и в тех случаях, когда подземные воды залегают на глубине менее 10 м от поверхности земли, а мощность водоносного пласта не менее 5—6 м. Но если водоносный пласт в этих случаях представлен рыхлыми породами (песками, галечниками), вместо скважинных водозаборов могут быть сооружены также водозаборы из шахтных колодцев или горизонтальные и лучевые водозаборы.

По условиям производства строительных работ область применения шахтных колодцев ограничивается глубиной залегания водоносного пласта до 30—40 м от поверхности земли, горизонтальных водозаборов — до 8—10 м. Лучевые водозаборы устраивают при глубине залегания водоносного пласта не более 15—20 м, его мощности до 20 м и содержании в водоносном пласте не более 70% фракций размером 60 мм и 10% ва-

лунов [120]. При мощности водоносного горизонта более 20 м и коэффициенте фильтрации слагающих его пород около 100 м/сут и выше строительная стоимость лучевого водозабора обычно оказывается более высокой, чем скважин.

Наряду с выбором типа водозабора важным элементом проектирования является определение его схемы расположения на местности.

В водоносных пластах, имеющих региональное распространение (залегающих на весьма значительных территориях), фациально выдержанных и характеризующихся в естественных условиях малыми уклонами поверхности подземных вод (водоносные пласты крупных артезианских бассейнов, обширных междуречных массивов, древних, шириной в десятки километров речных террас), ориентирование водозаборных сооружений относительно направления подземного потока принципиального значения не имеет. В таких пластах, размещая водозабор по возможности ближе к водопотребителю и в соответствующих санитарных условиях, схему водозабора следует выбирать с учетом наибольшей его компактности, например, более концентрированного расположения водозаборных скважин и сокращения связанных с эксплуатацией водозабора коммуникаций: отводящих трубопроводов, сборных водоводов, линий электропередачи и связи, дорог и др.

При существенной фильтрационной неоднородности пласта водозаборы следует размещать в местах наибольшей водопроводимости пласта, выявленных разведкой подземных вод и их опробованием опытными откачками. В таких случаях схема водозабора может быть в виде различных «неупорядоченных» систем отдельных скважин или их групп. При этом следует стремиться к наиболее компактному размещению водозабора, варьируя в конкретных природных условиях количеством скважин, расстояниями между ними, величиной понижений в них уровня подземных вод и др.

В закрытых структурах, как правило, наибольшей трещиноватостью и, следовательно, наибольшей водоотдачей обладают водоносные породы, приуроченные в структурах синклинального типа к их крыльям, а в антиклинальных структурах — к их сводовым частям. В соответствии с этим должна быть выбрана и схема размещения водозабора.

На площадях дизъюнктивных дислокаций водозаборы следует располагать вдоль линий тектонических нарушений, в зонах наибольшей трещиноватости пород, выявляемых обычно разведочным бурением и полевыми геофизическими исследованиями.

В водоносных отложениях конусов выноса предгорных равнин водозаборные сооружения целесообразно размещать по линиям, нормальным к направлению потока подземных вод. При таком расположении водозабора можно более полно перехватить поток подземных вод и создать условия для относительно равномерной эксплуатации водоносного пласта в пределах всего фронта водозабора.

На рис. II. 2 для примера показана схема расположения водозабора на конусе выноса. Здесь при одинаковой водопроводимости пласта и одинаковом дебите каждой скважины понижение уровня воды в пласте, учитывая влияние поверхностных источников и границ пласта, может оказаться одинаковым во всех точках водоотбора.

Вблизи рек, каналов или крупных арыков расстояния между скважинами могут быть более короткими, чем на других участках конуса, а при равных расстояниях эти скважины будут иметь больший дебит. Верхняя часть конуса, тяготеющая к вершине, почти всегда сложена крупнообломочным материалом — крупной галькой и валунами с небольшим содержанием гравийно-песчаного заполнителя. Эта часть конуса выноса (зона *А*) является областью питания подземных вод. Сред-

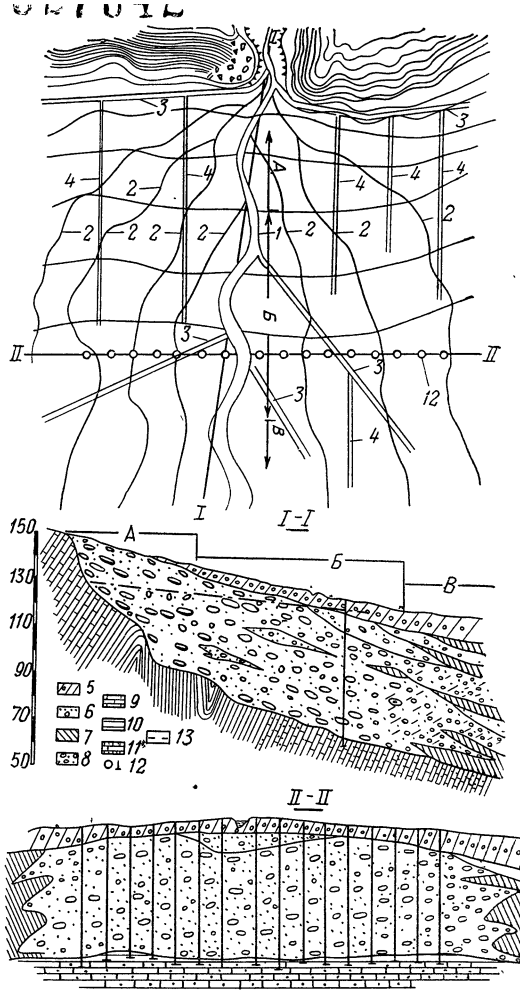


Рис. II.2. Схема расположения водозабора на конусе выноса

1 — русло реки с постоянным поверхностным стоком; *2* — временно действующие водотоки; *3, 4* — сооружения оросительной системы первого и второго порядков; *5* — суглинки лессовидные; *6* — пески; *7* — суглинки; *8* — галечники с валунами, гравием, песчаным и песчано-глинистым заполнителем; *9* — известняки; *10* — глинистые сланцы; *11* — песчаники глинистые; *12* — водозаборные скважины; *13*—уровень грунтовых вод

няя, преобладающая по протяженности, часть конуса сложена менее крупным материалом — галечниками и гравием с отдельными валунами и песчаным заполнителем и является областью питания и стока подземных вод (зона *Б*). Нижняя часть конуса, сопрягающаяся обычно с лежащей гипсометрически ниже равниной и характеризующаяся более мелким обломочным материалом и наличием в общей толще отложений частых прослоев и линз суглинков, является областью естественного выхода подземных вод конуса выноса на поверхность земли в виде родников (или «областью выклинивания») (зона *В*).

Очевидно, что на конусе выноса наилучшим по гидрогеологическим условиям местом размещения водозабора является нижняя треть зоны *Б* до выхода подземных вод на дневную поверхность.

В долинах рек с постоянным поверхностным стоком и при возможности фильтрации речных вод в водоносный пласт водозаборные сооружения любого типа (скважины, шахтные колодцы, горизонтальные, лучевые) следует располагать вдоль берега реки (рис. II.3).

Расстояние от водозабора до уреза воды в реке зависит от мощности водоносного пласта (чем больше мощность пласта, тем больше расстояние). При назначении этого расстояния следует учитывать также качество речной воды, размываемость берегов, изменение уровня воды в реке, промерзание донных и береговых участков русла и возможность кольматации русловых отложений в процессе эксплуатации.

Горизонтальные скважины лучевых водозаборов размещают как на берегу реки, так и под ее руслом.

В тех случаях, когда речные воды загрязнены промышленными сточными водами, а чистые воды аллювиального потока необходимо использовать для хозяйственно-питьевого водоснабжения, можно устраивать параллельные, разные по назначению водозаборы: водозабор производственного водоснабжения, размещенный вдоль берега реки близко

к урезу воды в ней, и водозабор хозяйственно-питьевого водоснабжения — параллельно первому в удалении от реки. При этом производственный водозабор, обычно более мощный по производительности и значительно большей протяженности по фронту по сравнению с хозяйственно-питьевым, может служить надежной защитой последнего от поступления в него загрязненных речных вод.

Устройство водозаборов различного назначения, совмещенных на одном участке долины реки с загрязненной водой, особенно эффективно при наличии мощных толщ аллювиальных отложений, что позволяет рассчитать понижение уровней воды на участках обоих водозаборов так, чтобы между ними в водоносном пласте постоянно был «водораздел» (рис. II.4).

При проектировании водозаборов подземных вод в долинах рек, в которых поверхностный сток в течение некоторого периода (ежегодно или на протяжении ряда лет) отсутствует, производительность их следует рассчитывать на периодическое изъятие из водоносного пласта статических запасов подземных вод и их восполнение.

В этих случаях наиболее применимой является схема водозабора из скважин или шахтных колодцев, расположенных равномерно по всей площади участка.

На линзах пресных вод, залегающих на водоупоре и граничащих с одной или со всех сторон с солеными водами, схема размещения водозабора в плане определяется расчетом времени подтягивания соленых вод к водозабору. При этом водозабор следует располагать в максимально возможном удалении от контуров соленых вод.

Если линзы пресных вод подстилаются солеными водами, предусматривается защита водозабора от засоления снизу. Для этого устраивают так называемые спаренные скважины: одну — для отбора пресных вод, вторую — соленых вод [16]. Для наблюдений за положением границы раздела пресных и соленых вод в пласте при эксплуатации водозабора у каждой пары эксплуатационных скважин предусматривают наблюдательную скважину (рис. II.5).

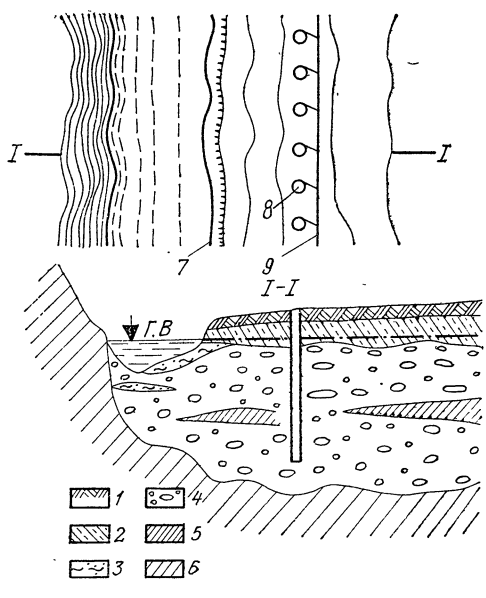


Рис. II.3. Схема расположения водозаборов в долинах рек с постоянным поверхностным стоком

1 — почва; *2* — супеси; *3* — пески илистые; *4* — гравийно-галечниковые образования; *5* — суглинки; *6* — коренные породы, не содержащие подземных вод; *7* — линия уреза воды в реке; *8* — водозаборные скважины; *9* — сборный водовод

На участке искусственного восполнения запасов подземных вод состав сооружений определяется условиями забора воды из источников пополнения, качеством воды в них, типом инфильтрационных и каптажных устройств. Обычно в установки с искусственным восполнением запасов входят: водозабор из открытого источника, сооружения предварительной подготовки воды (освобождение от взвешенных веществ), инфильтрационные сооружения для перевода поверхност-

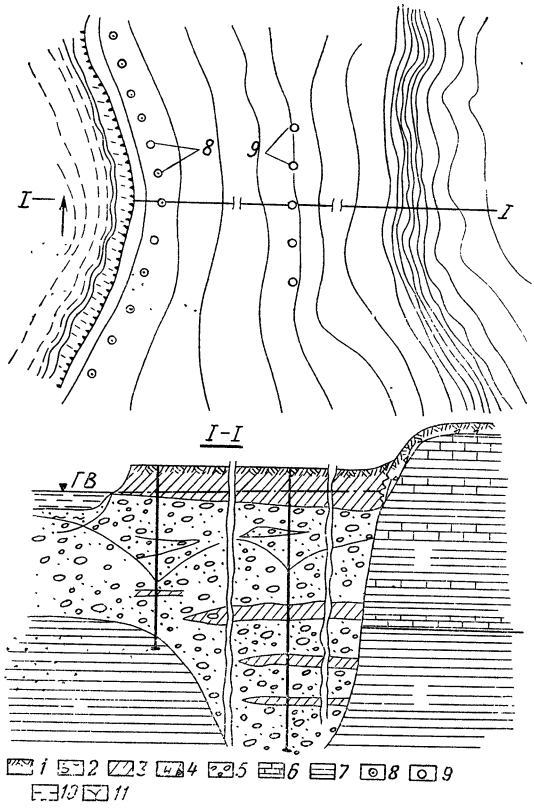


Рис. II.4. Схема размещения водозаборов производственного и хозяйственно-питьевого водоснабжения в долине реки с загрязненными поверхностными водами

1 — почва; *2* — пески; *3, 4* — суглинки аллювиальные и делювиальные; *5*—гравийно-галечниковые отложения; *6* — глины, известняки; *7*—глины; *8, 9*—скважины водозабора соответственно производственного и хозяйственно-питьевого водоснабжения; *10* — статический уровень грунтовых вод; *11* — депрессионные воронки у скважин

ных вод в подземные, сооружения для забора подземных вод, сооружения последующей обработки воды, насосные станции, подводящие и отводящие трубопроводы, соединяющие между собой перечисленные сооружения в единую систему.

Источниками искусственного восполнения запасов подземных вод могут быть реки, озера, водохранилища, каналы; сооружениями перевода поверхностных вод в подземные — инфильтрационные бассейны, каналы, траншеи, прорези, пруды, скважины, колодцы; каптажными сооружениями искусственно восполняемых запасов подземных вод — скважины, шахтные колодцы, лучевые и горизонтальные водозаборы.

Схема сооружений системы водоснабжения из искусственно восполняемых запасов подземных вод принимается в зависимости от вида источника восполнения, качества воды в нем и типа инфильтрационных и каптажных устройств. Некоторые из таких возможных схем показаны на рис. II.6. На рис. II.6, *а* приведена общая схема сооружений, когда вода источника восполнения перед подачей на инфильтрационное сооружение должна пройти предварительную очистку от механических взвесей, а вода, добытая из грунтов, требует улучшения качества (умягчения, обезжелезивания, фторирования, обесфторивания и др.). Схема на рис. II.6, *б* применима в том случае, когда в качестве источника восполнения используется водоем с чистой водой, а уровень воды в инфильтрационном сооружении в период эксплуатации постоянно поддерживается ниже уровня в водоеме. В этом случае из состава сооружений исключаются насосная станция I подъема и сооружения предварительной подготовки воды. Эти же сооружения могут быть исключены и при использовании в качестве инфильтрационных сооружений каналов (рис. II. 6, *в*) в расчете на их естественную промывку и чистку от заиления.

В отдельных случаях в системе искусственного восполнения запасов подземных вод вместо специального сооружения предварительной подготовки воды можно использовать ковши типа устраиваемых на реках шугоносных или несущих большое количество взвешенных веществ

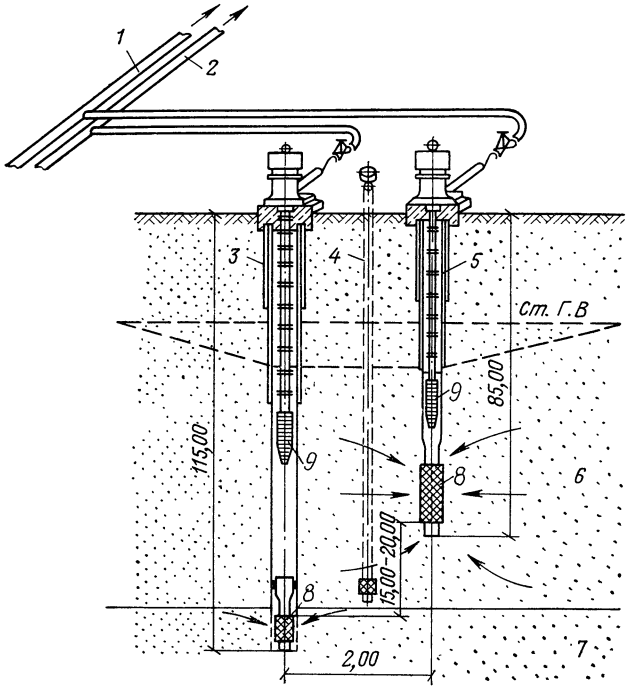
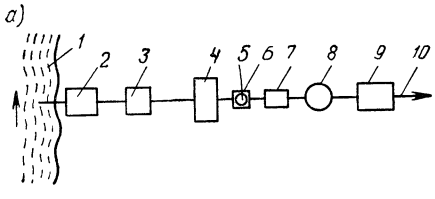
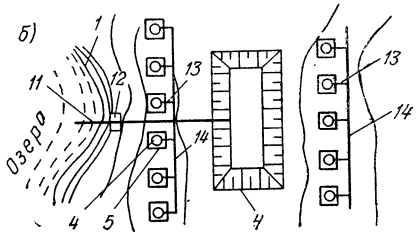
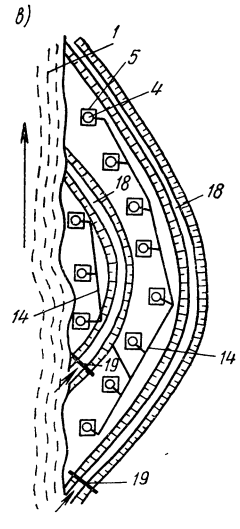


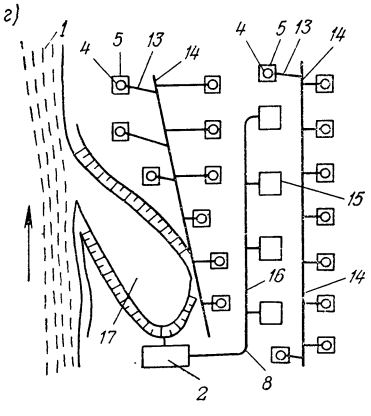
Рис. II.5. Схема вертикального расположения куста скважин на Ясханской линзе пресных вод, окруженных со всех сторон и снизу соленными водами (по В. Д. Бабушкину, Н. Г. Шевченко, А. Е. Станкевичу, А. И. Арцеву)

1 и *2* — трубопроводы пресной и соленой воды; *3* — скважина на соленую воду; *4* — наблюдательная скважина; *5* — скважина на пресную воду; *6* — пресная вода; *7* — соленая вода; *8* — фильтр; *9* — насос









(рис. II.6, *г*). Сооружения для забора искусственно восполняемых подземных вод следует располагать по отношению к инфильтрационным сооружениям исходя из тех же соображений, которые были отмечены при рассмотрении схем размещения береговых водозаборов у естественных поверхностных водоемов.

3. ВОДОЗАБОРНЫЕ СКВАЖИНЫ

Способы сооружения скважин

Бурение скважин в большинстве случаев осуществляется двумя способами: ударным и вращательным.

Ударное бурение по характеру углубления в породы является бурением сплошным забоем; по способу передачи движения от станка к буровому наконечнику (долоту) оно подразделяется на ударно-штанговое (жесткая передача с помощью штанг) и ударно-канатное (гибкая передача с помощью каната).

При ударном способе бурения стенки скважины крепят трубами непрерывно по мере углубления забоя — с некоторым его опережением или отставанием.

Вращательное бурение по характеру углубления подразделяется на бурение сплошным и кольцевым забоями. Бурение кольцевым забоем носит название колонкового. Колонковое бурение на воду применяется редко, лишь для бурения скважин небольшого диаметра.

Вращательное бурение сплошным забоем называется роторным. Этот способ, как и ударно-канатный, широко используется для бурения скважин на воду. По способу подачи промывочной жидкости и направлению циркуляции ее в скважине при бурении, а также по условиям выноса из скважины разбуренных пород роторное бурение делится на два вида: роторное с прямой и обратной промывкой.

При роторном бурении с прямой промывкой промывочная жидкость из емкости (отстойника) подается насосом по штангам и бурильным трубам на забой скважины, откуда она вместе с частицами разбуренной породы по пространству между стенками скважины и боковой поверхностью бурильных труб поднимается на устье скважины и затем по лотку вновь поступает в отстойник.

В качестве промывочной жидкости при роторном бурении с прямой промывкой используют глинистые растворы различного удельного веса (в зависимости от удельного веса разбуриваемых пород), благодаря чему не требуется крепление стенок скважины в пределах значительных (в сотни метров) интервалов. Это является большим преимуществом роторного бурения с прямой промывкой в отличие от ударно-канатного. Однако вследствие глинизации водоносных пород, как правило, снижается производительность скважины.

При роторном бурении с обратной промывкой промывочная жидкость из отстойника самотеком поступает в скважину — в пространство между ее стенками и боковой поверхностью бурильной колонны труб — и движется к забою скважины. С забоя промывочная жидкость вместе с частицами разбуренной породы через отверстия в долоте с помощью

Рис. II.6. Схемы сооружений и типы инфильтрационных устройств системы искусственного восполнения запасов подземных вод

а — общая схема сооружений; *б* — инфильтрационный бассейн; *в* — инфильтрационные каналы; *г* — поглощающие колодцы; *1* — источник восполнения запасов подземных вод; *2* — насосная станция I подъема; *3* — сооружение предварительной подготовки воды; *4* — инфильтрационное сооружение; *5* — водозахватное сооружение; *6* — насосная станция над водозахватным сооружением; *7* — сооружение для улучшения качества воды; *8* — резервуар чистой воды; *9* — насосная станция II подъема; *10* — магистральный водовод; *11* — самотечный водовод; *12* — смотровой колодец на самотечном водоводе; *13* — подводящий трубопровод от водозахватного сооружения к сборному водоводу; *14* — сборный водовод; *15* — поглощающие (инфильтрационные) колодцы; *16* — напорный водовод; *17* — ковш; *18* — инфильтрационный канал; *19* — щитовой затвор

насоса, устанавливаемого на поверхности земли у скважины, или с помощью эрлифта засасывается в бурильную колонну труб и по шлангам сбрасывается в отстойник.

При роторном бурении с обратной промывкой в качестве промывочной жидкости используют чистую воду. Бурение этим способом можно вести в пределах больших интервалов без обсадки, как и при роторном способе с прямой промывкой. Стенки скважины при этом удерживаются от обрушения постоянным избыточным давлением столба воды в скважине, равным не менее 0,3 атм над естественным статическим уровнем воды в скважине [47].

Роторное бурение с обратной промывкой имеет ряд преимуществ по сравнению как с ударным способом бурения, так и роторным с прямой промывкой: большая скорость бурения, малый расход обсадных труб (по сравнению с ударно-канатным способом), возможность проходки скважин бóльших диаметров с обсыпкой фильтров песчано-гравийным материалом слоями бóльшей толщины, чем в скважинах ударно-канатного бурения, исключение глинизации водоносных пород (по сравнению с роторным способом с прямой промывкой) [49].

К роторному способу бурения с прямой промывкой относится и реактивно-турбинный способ, при котором долото приводится в движение промывочной жидкостью. При этом способе к бурильной колонне присоединяют два спаренных турбобура. Возникающий при вращении турбобуров реактивный момент не гасится в неподвижно закрепленном роторе, как это имеет место в обычных турбобурах, а совершает полезную работу — вращает всю систему спаренных турбобуров. Этим обеспечивается равномерное разрушение пород по всей площади забоя скважины.

Для бурения скважин ударно-канатным способом применяют станки УКС-22М, УКС-30, а при роторном способе — станки УРБ-2А, УРБ-3АМ, 1БА-15в, УРБ-4ПМ отечественного производства (табл. II.1).

Таблица II. 1

Типы буровых станков

Способ бурения	Тип станка	Глубина бурения, м	Начальный диаметр бурения, мм
Ударно-канатный	УКС-22М	300	600
	УКС-30	500	900
Роторный	УРБ-2А	200—300	150
	УРБ-3АМ	500	248
	1БА-15в	500	450
	УРБ-4ПМ	1200	250

Практикой установлено, что указанными буровыми станками можно бурить скважины бóльших диаметров при соответствующем уменьшении глубины [114].

Для роторного бурения скважин на воду с обратной промывкой в СССР применяют те же станки, что и для роторного бурения с прямой промывкой, а также станки ударно-канатного бурения с некоторой их реконструкцией и придачей им навесного оборудования.

При проектировании водозаборных скважин способ бурения выбирается в зависимости от глубины залегания и литологического состава пород до водоносного пласта, состава пород водоносного пласта, величины напора в нем, ожидаемого дебита скважины и ее диаметра.

Общие рекомендации по выбору способа бурения водозаборных скважин приведены в табл. II.2 [120].

Таблица II. 2

Рекомендации по выбору способа бурения скважин

Способ бурения	Условия применения
Ударно-канатный	В рыхлых и скальных породах при глубине скважин до 150 м
Роторный с прямой промывкой	В рыхлых и скальных породах при любой глубине скважин. Предусматривается возможность разглинизации скважин, а в безнапорных водоносных горизонтах скальных пород использование для промывки чистой воды
Комбинированный (ударно-канатный и роторный)	В сложных гидрогеологических условиях при глубине скважин свыше 150 м. Ударный — до глубины 150 м в ненапорных или слабо напорных водоносных горизонтах и при частом чередовании водоносных и непроницаемых слоев; роторный — в безводных породах
Роторный с обратной промывкой	В рыхлых породах при глубине скважин до 400—500 м. В СССР имеется опыт бурения скважин этим способом глубиной до 200 м. Обеспечивается возможность бурения скважин на всю глубину диаметром 1000 мм и более
Реактивно-турбинный	В рыхлых и скальных породах при глубине скважин более 200 мм и диаметре свыше 1000 мм
Колонковый	В скальных породах при диаметре скважин до 200 мм

Для бурения и оборудования скважин применяют трубы обсадные стальные с нормальной длиной резьбы и муфтами, изготовляемые по ГОСТ 632—64.

При бурении скважин большого диаметра ударно-канатным способом и особенно роторным с обратной промывкой применяют также трубы стальные электросварные, изготовляемые по ГОСТ 10704—63 наружным диаметром 529, 630, 720 мм с толщиной стенок 8—12 мм, а также диаметром 820, 920, 1020, 1120, 1220, 1320, 1520 мм с толщиной стенок 8—16 мм. Наряду со стальными трубами для оборудования неглубоких скважин можно использовать асбестоцементные и керамические трубы.

Конструкции скважин

Конструктивные элементы скважины — кондуктор, техническая колонна труб, эксплуатационная колонна, цементная защита (затрубная, подбашмачная), отстойник, фильтр, надфильтровая колонна, сальник — принимаются при проектировании в зависимости от способа бурения, глубины скважины, гидрогеологических условий места ее заложения и целевого назначения воды (для питьевого или производственного водоснабжения).

Конструкция скважины глубиной до 20—30 м показана на рис. II.7. При любом способе бурения конструкции таких скважин практически одинаковые, что обусловливается небольшой их глубиной и необходимостью оборудования, кроме фильтра, двумя колоннами обсадных труб, так как вода из скважин предназначается для питьевого водоснабжения. Конструкция скважины, показанная на рис. II.7,*а*, отличается от конструкции на рис. II.7, *б* и *в* лишь на период бурения, поскольку в ней обсадная колонна труб диаметром 426 мм доводится до

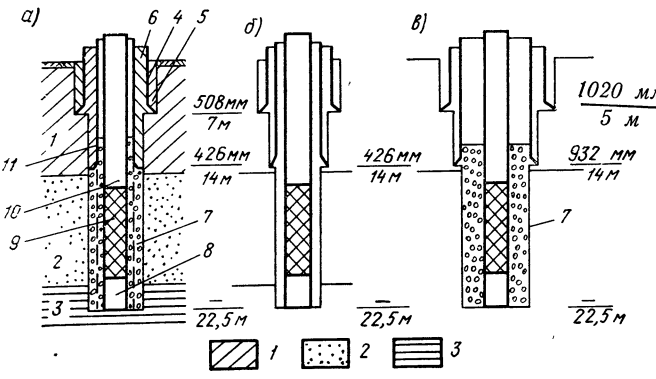


Рис. II.7. Конструкции скважин глубиной до 30 м в рыхлых породах при бурении различными способами

а — ударно-канатным; *б*—роторным с прямой промывкой забоя; *в* — роторным с обратной промывкой забоя; *1* — суглинки; *2* — пески-водоносный горизонт; *3* — глины; *4* — кондуктор; *5* — затрубная цементация; *6* — межтрубная цементация; *7* — песчано-гравийная обсыпка фильтра; *8* — отстойник; *9* — рабочая часть фильтра; *10* — глухие трубы фильтровой колонны; *11*—техническая колонна труб

проектной глубины (22,5 м), а затем поднимается до глубины 14 м. В конструкциях скважин, показанных на рис. II.7, *б* и *в*, эта колонна устанавливается на указанную глубину по ходу бурения.

При одинаковых в общем конструкциях этих скважин они существенно отличаются конструкцией водоприемных частей: в скважине, сооружаемой ударно-канатным способом (рис. II.7, *а*) начальным диаметром 508 мм, вокруг каркаса фильтра из труб диаметром 273 мм с обточенными муфтами можно создать песчано-гравийную обсыпку толщиной 60 мм на сторону; в скважине (рис. II.7, *в*), сооружаемой роторным способом с обратной промывкой забоя, начальным диаметром 1020 мм толщина слоя обсыпки фильтра 313 мм на сторону; в скважине (рис. II.7, *б*), сооружаемой роторным способом с прямой промывкой забоя глинистым раствором начальным диаметром 529 мм вообще тоже можно создать песчано-гравийную обсыпку, но при этом крайне затрудняются разглинизация водоносного горизонта и восстановление его водоотдачи, поэтому в таких скважинах не рекомендуется создавать песчано-гравийную обсыпку.

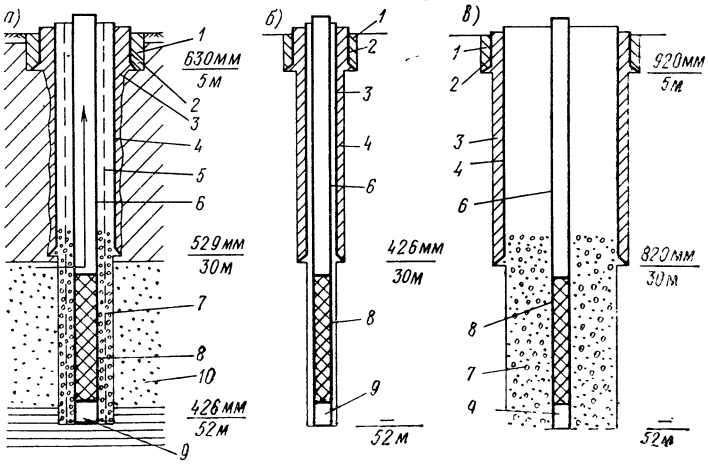
Следует отметить, что при ударно-канатном способе бурения неглубоких скважин с применением нестандартных буровых наконечников начальный диаметр скважин может быть существенно бóльшим по сравнению с номинальным, указанным в паспорте буровых станков УКС-22М и УКС-30. Поэтому в скважине ударно-канатного бурения (рис. II.7, *а*) толщину слоя обсыпки можно создать не меньшую, чем в скважине роторного бурения с обратной промывкой (см. рис. II.7, *в*).

Таким образом, неглубокие скважины можно бурить как ударно-канатным, так и роторным способом с обратной промывкой. Целесообразно, однако, применять роторный способ бурения с обратной промывкой, учитывая его существенно бóльшую скорость. Роторный способ с прямой промывкой в данных условиях применять не рекомендуется.

Бурение скважин глубиной до 50 м на междуречном массиве, сложенном с поверхности, например, толщей покровных суглинков, под которым находится напорный водоносный песчаный пласт, можно вести различными способами: ударно-канатным, роторным с прямой промывкой, роторным с обратной промывкой (рис. II.8). Конструкция скважины, показанная на рис. II.8, *а*, определяется глубиной, вызывающей необходимость изменения диаметра скважины. Конструкции скважин, показанные на рис. II.8, *б* и *в*, определяются их назначением — получением воды для питьевого водоснабжения. Начальный диаметр скважины на рис. II.8, *б* — 529 мм.

Рис. II.8. Конструкции скважин глубиной до 50 м при бурении различными способами

а — ударно-канатным; *б* — роторным с прямой промывкой; *в* — роторным с обратной промывкой; *1* — затрубная цементация; *2* — кондуктор; *3* — межтрубная цементация; *4* — защитная колонна труб; *5* — техническая колонна труб; *6* — глухие трубы фильтровой колонны; *7* — песчано-гравийная обсыпка фильтра; *8* — рабочая часть фильтра; *9* — отстойник; *10* — водоносный пласт



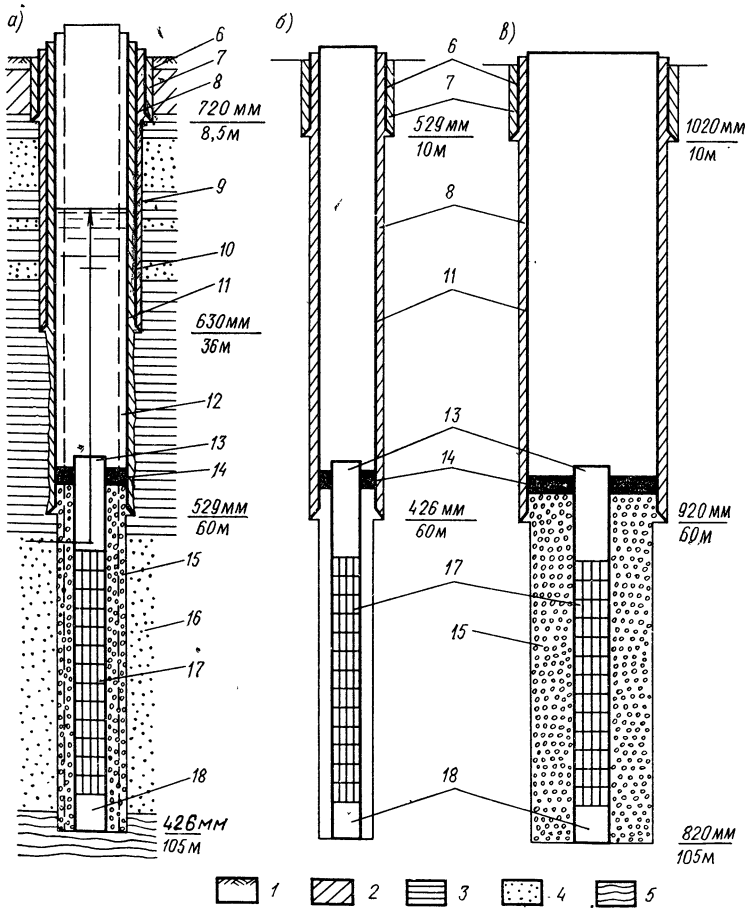


Рис. II.9. Конструкции скважин глубиной до 100 м при бурении различными способами

а — ударно-канатным; *б* — роторным с прямой промывкой; *в* — роторным с обратной промывкой; *1* — почва; *2* — суглинки; *3* — глины; *4* — пески; *5* — аргиллиты; *6* — затрубная цементация; *7* — кондуктор; *8* — затрубно-межтрубная цементация; *9* — техническая колонна труб; *10* — затрубно-межтрубная цементация; *11* — эксплуатационная колонна труб; *12* — техническая колонна труб, извлеченная после установки фильтра; *13* — глухие трубы фильтровой колонны; *14* — сальник; *15* — песчано-гравийная обсыпка фильтра; *16* — водоносный пласт; *17* — рабочая часть фильтра; *18* — отстойник

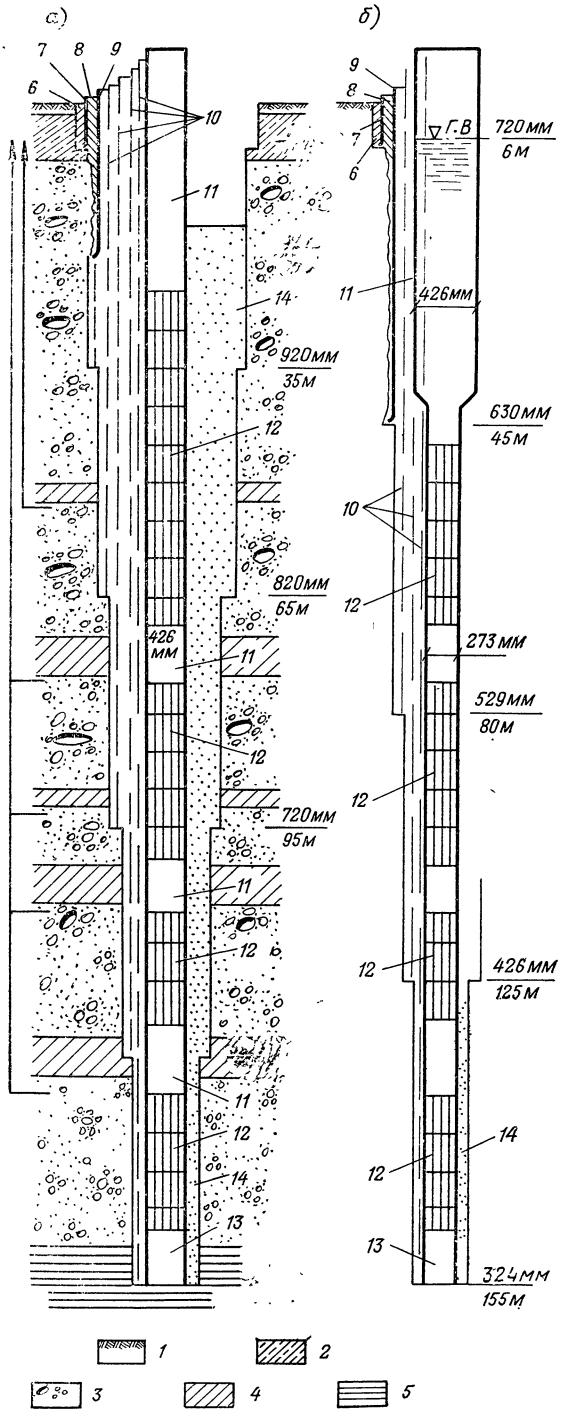


Рис. II.10. Конструкции скважин глубиной до 150 м при бурении ударно-канатным способом

1 — почва; *2* — супеси; *3* — галечники; *4* — суглинки; *5* — глины; *6* — затрубная цементация; *7*—кондуктор; *8*—межтрубная цементация; *9* — техническая колонна труб, извлеченные после установки фильтра; *11* — глухие трубы фильтра; *12* — рабочая часть фильтра; *13* — отстойник; *14* — песчано-гравийная обсыпка фильтра

При бурении скважин для производственного водоснабжения их конструкции могут быть упрощены. Хотя в данных условиях, как указывалось, может быть применен любой способ бурения скважин, предпочтительно использовать роторный с обратной промывкой.

На рис. II.9 показаны конструкции скважин глубиной до 100 м в напорных водоносных пластах. В верхней части разреза (см. рис. II.9, *а*) находятся пласты и прослой песков, содержащие непригодную для питьевых целей воду, поэтому попадание этих вод в эксплуатационный водоносный горизонт должно быть исключено. В связи с этим несколько усложняется конструкция скважины: производятся крепление ее стенок не одной (после кондуктора), а двумя колоннами обсадных труб и цементация межтрубного пространства между ними. В данных условиях конструкция скважины может быть без технической колонны труб, если показанные на разрезе глины являются тяжелыми по составу и достаточно плотными, что может обеспечить изоляцию верхних водоносных горизонтов путем забивки или задавливания в них (в глины) эксплуатационной колонны труб.

При сооружении скважин глубиной до 150 м (рис. II.10) в рыхлых и связных породах, например на конусе выноса, конструкция их оказывается довольно сложной. В скважине, пробуренной ударно-канатным

способом начальным диаметром 1120 мм и конечным 529 мм (рис. II.10, *а*), до проектной глубины приходится устанавливать после кондуктора не менее пяти колонн обсадных труб. И если посадка труб в скважину по ходу бурения возможна обычным способом (боем), то извлекать их приходится, как правило, с помощью вибратора. Особенно сложным является бурение высокодебитных скважин с установкой в них фильтров большого диаметра (324—426 мм) и с выводом верхнего конца фильтровых колонн на устье скважины.

Описываемая конструкция скважины может быть упрощена в том случае, когда расчетное понижение уровня воды в скважине при заданном ее дебите незначительно, например 20—30 м. Тогда конструкция скважины при том же способе бурения может быть такой, как показана на рис. II.10, *б*; верхняя глухая часть фильтровой колонны труб (с обточенными муфтами), где может быть установлен насос, имеет диаметр 426 мм при диаметре рабочей части фильтра 273 мм.

В отличие от конструкции, показанной на рис. II.10, *а*, здесь нет обсадных труб диаметром 1020—820 мм; уменьшен в общем и диаметр фильтровой колонны с 426 до 273 мм. Однако в этой конструкции имеется существенный недостаток: в ней практически перекрыта глухими трубами верхняя, нередко наиболее водообильная часть водоносного пласта и исключена возможность погружения насоса на большую глубину.

Очевидно, в указанных на рис. II.10 условиях целесообразнее всего бурить скважины роторным способом с обратной промывкой. Если этот способ бурения применить нельзя (например, при большом содержании крупных валунов в составе пород водоносного горизонта), рекомендуется роторный способ с прямой промывкой с тщательной разглинизацией водоносного пласта и длительной мощной позонной прокачкой скважины для выноса из прифильтровой зоны водоносного пласта мелких фракций породы и исключения пескования скважины при ее эксплуатации.

При сооружении скважин в скальных устойчивых водоносных породах конструкции их упрощаются по сравнению с конструкциями скважин той же глубины в рыхлых породах. В качестве примера на рис. II.11 приведены конструкции скважин глубиной 155 м при бурении ударно-канатным способом и роторным с прямой промывкой.

В конструкции скважины, пробуренной ударно-канатным способом (рис. II.11, *а*), вторая за кондуктором колонна обсадных труб (после установки фильтра) извлечена полностью; верх фильтровой колонны выведен на устье скважины. В конструкции той же скважины, показанной на рис. II.11, *б*, эта колонна труб сохраняется на период эксплуатации, фильтр поставлен впотай; в конструкции той же скважины (рис. II.11, *в*) вторая колонна обсадных труб на глубине 75 м обрезана и извлечена, а в интервале 75—90 м оставлена и в нее выведен верх фильтра, установленного также впотай. Наконец, в конструкции скважины, показанной на рис. II.11, *г*, предполагается, что устойчивость пород водоносного горизонта обеспечивается не только на период бурения, но и на период эксплуатации, поэтому вторая колонна обсадных труб сохранена, как и в конструкции на рис. II.11, *б*, а фильтровой колонны здесь нет. На рис. II.11, *д* показана конструкция скважины, пробуренной роторным способом с прямой промывкой. По сравнению с конструкцией скважины, пробуренной ударно-канатным способом, она проще, в ней лишь одна после кондуктора колонна обсадных труб. В устойчивых породах водоносного пласта может быть принята конструкция скважины без фильтровой колонны (рис. II.11, *е*).

При роторном бурении в водоносных пластах, представленных скаль-

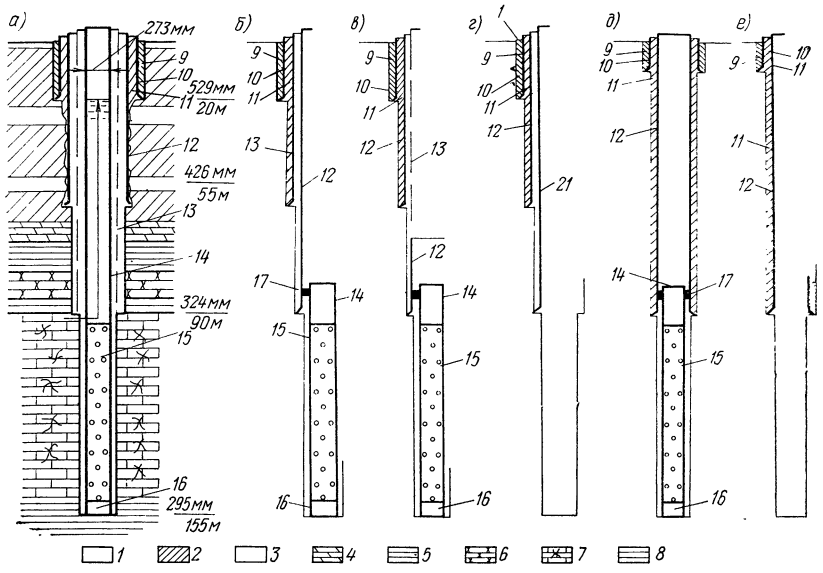


Рис. II.11. Конструкции скважин глубиной до 150 м, пробуренных различными способами (водоносный горизонт в скальных породах)

а, б, в — ударно-канатным с установкой в скважине фильтра; *г* — то же, без установки фильтра; *д, е* — роторным с прямой промывкой соответственно с установкой и без установки фильтра; *1* — почва; *2* — суглинки; *3* — пески с водой; *4* — мергели; *5* — алевролиты; *6* — песчаники; *7* — известняки; *8* — глины; *9* — затрубная цементация; *10* — кондуктор; *11* — межтрубная цементация; *12* — техническая колонна труб; *13* — техническая колонна труб, извлеченная после установки фильтра; *14* — глухие трубы фильтровой колонны; *15* — рабочая часть фильтра; *16* — отстойник; *17* — сальник

ными устойчивыми породами, промывку забоя скважины следует производить чистой водой.

В указанных условиях предпочтительно применять роторный способ с прямой промывкой, отличающийся от ударно-канатного значительно большей скоростью бурения. Роторное бурение с обратной промывкой в этом случае не рекомендуется.

При глубоком залегании водоносных горизонтов (на глубине до 500 м) скважины могут быть пробурены комбинированным способом: до кровли водоносного горизонта — роторным способом с прямой промывкой глинистым раствором, а в водоносном пласте — ударным. Конструкция скважины для этого случая представлена на рис. II.12.

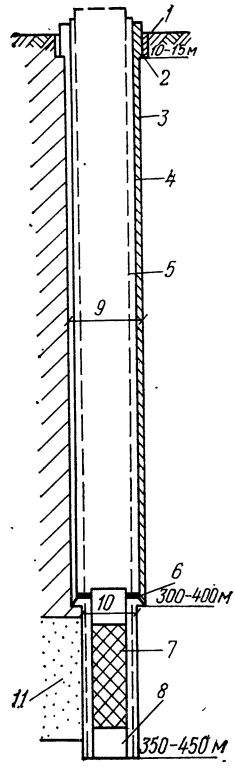
Скважины на воду, глубина которых превышает технические возможности станков ударно-канатного бурения, бурятся роторным способом. При необходимости сооружения скважин больших диаметров применяется реактивно-турбинное бурение (РТБ). Конструкции скважин в этом случае в общем несложные, поскольку выход колонн обсадных труб при роторном бурении значительный — до 1000 м.

В проектах водозаборных скважин наряду с разработкой их конструкций указываются требования к бурению, оборудованию и опробованию; даются конструкции фильтров, спецификации труб и других необходимых материалов. При этом нужно учитывать следующие общие положения:

1) выход колонны обсадных труб из-под башмака предыдущей колонны можно принимать: при ударно-канатном бурении в сухих связных, рыхлых и полускальных породах — 25—30 м, в тех же породах

Рис. II.12. Конструкция скважины, пробуренной комбинированным способом (водоносный горизонт, залегающий на глубине до 500 м от поверхности)

1 — заливка раствором цемента; *2* — кондуктор; *3* — затрубная цементация с подачей раствора цемента под башмак; *4* — эксплуатационная колонна труб; *5* — техническая колонна труб, извлеченная из скважины после посадки в нее фильтра; *6* — сальник; *7* — фильтр; *8* — отстойник; *9* — бурение роторное с прямой промывкой глинистым раствором; *10* — бурение ударно-канатное; *11* — водоносный пласт



влажных и с водой — 35—45 м; при роторном бурении с прямой промывкой во всех видах горных пород независимо от влажности — до 1000 м;

2) при ударно-канатном способе бурения диаметр последующей обсадной колонны труб для крепления стенок скважины принимается на 100 мм меньше диаметра предыдущей колонны;

3) для крепления скважин глубиной до 100 м со свободным спуском труб можно применять асбестоцементные трубы;

4) при установке фильтра впотай верх надфильтровой трубы должен быть на 3—5 м выше башмака эксплуатационной колонны труб;

5) диаметр фильтра для скважин, пробуренных ударно-канатным способом, при спуске его в обсадные трубы или в необсаженный трубами интервал скважины в скальных или полускальных породах должен быть меньше внутреннего диаметра обсадных труб или долота не менее чем на 50 мм; для скважин роторного бурения — не менее чем на 100 мм;

6) песчано-гравийная обсыпка фильтра, в тех случаях, когда она необходима, должна иметь толщину не менее чем 50 мм на сторону, оптимальная толщина — 150—200 мм;

7) при оборудовании скважин центробежными насосами с двигателем над скважиной диаметр эксплуатационной колонны труб должен быть на 50 мм больше номинального, указанного в паспорте насоса; для насосов с электродвигателем в скважинах — равным номинальному.

При проектировании глубоких скважин, для бурения которых требуются мощные буровые установки, наряду с проектом собственно скважины составляют проект производства работ, в котором указывают:

а) состав и объем подготовительных работ (доставка оборудования на площадку, планировка площадки, сооружение земляных амбаров для промывочной жидкости, устройства для водоснабжения, энергоснабжения, теплоснабжения, топливоснабжения, строительство промывочных сооружений, фундаментов под буровую установку, подсобных сооружений — складов, конторы и др.);

б) технологию бурения, вспомогательное оборудование и метод опробования скважины;

в) мероприятия по технике безопасности.

К проекту производства работ составляют стройгенплан и технологическую карту работ.

4. ФИЛЬТРЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН

В водоносных пластах, представленных рыхлыми отложениями или скальными неустойчивыми породами, в скважинах устанавливают

фильтры. Фильтр состоит из фильтрующей (рабочей) части, надфильтровых труб и отстойника.

По конструктивным особенностям каркаса рабочей части изготовляют фильтры двух типов: трубчатые и стержневые. По устройству водоприемной фильтрующей поверхности фильтры подразделяются на следующие виды (рис. II.13) [48, 120]:

трубчатые и стержневые, у которых водоприемной фильтрующей поверхностью служит боковая поверхность самого каркаса (рис. II.13, *а*);

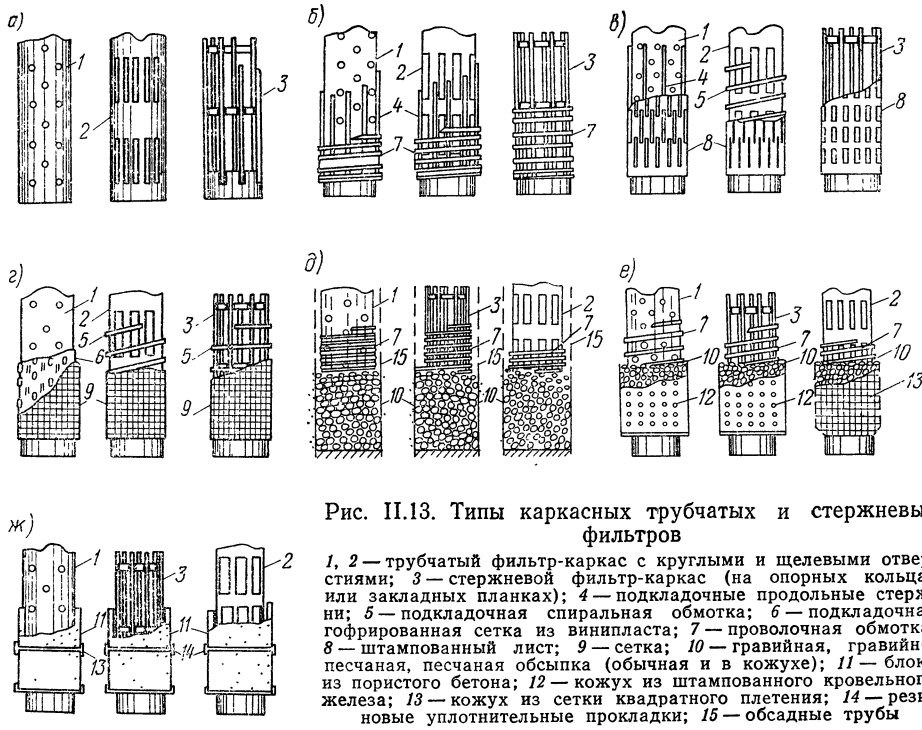


Рис. II.13. Типы каркасных трубчатых и стержневых фильтров

1, 2 — трубчатый фильтр-каркас с круглыми и щелевыми отверстиями; *3* — стержневой фильтр-каркас (на опорных кольцах или закладных планках); *4* — подкладочные продольные стержни; *5* — подкладочная спиральная обмотка; *6* — подкладочная гофрированная сетка из винипласта; *7* — проволочная обмотка; *8* — штампованный лист; *9* — сетка; *10* — гравийная, гравийно-песчаная, песчаная обсыпка (обычная и в кожухе); *11* — блоки из пористого бетона; *12* — кожух из штампованного кровельного железа; *13* — кожух из сетки квадратного плетения; *14* — резиновые уплотнительные прокладки; *15* — обсадные трубы

трубчатые и стержневые с водоприемной фильтрующей поверхностью из проволочной обмотки (рис. II.13, *б*); штампованного листа (рис. II.13, *в*), металлических сеток (рис. II.13, *г*); с гравийной или песчано-гравийной обсыпкой, подаваемой на забой скважины (рис. II.13, *д*), с гравийной или песчано-гравийной обсыпкой в кожухе вокруг отдельных звеньев рабочей части каркаса фильтра (так называемые кожуховые фильтры) (рис. II.13, *е*) и, наконец, с водоприемной поверхностью из пористого бетона (так называемые блочные фильтры) (рис. II.13, *ж*).

Таким образом, основой фильтра любой конструкции является каркас, который в одних случаях сам служит водоприемной фильтрующей поверхностью, в других — является опорой для водоприемной фильтрующей поверхности любого из перечисленных видов.

Конструкция и размеры фильтров в каждом конкретном случае определяются в зависимости от состава пород водоносного горизонта и дебита скважины.

К фильтрам любой конструкции предъявляются следующие требования общего характера: фильтр должен обладать достаточной механической прочностью и устойчивостью против коррозии, иметь наибольшую (не менее 20—25%) скважность и предельно допустимые размеры

отверстий (по условиям прочности и предотвращения пескования скважины при эксплуатации).

В тех случаях, когда водоносный пласт представлен скальными или полускальными устойчивыми породами, скважины можно устраивать без фильтров. При этом эксплуатационная колонна труб должна полностью перекрывать верхнюю, обычно небольшую, но более трещиноватую (чем породы основной части пласта), разрушенную, а иногда и выветрелую зону водоносного пласта, врезáться на 1—1,5 м в крепкие породы и цементироваться путем подачи раствора цемента под башмак трубы.

Если водоносный пласт представлен скальными или полускальными неустойчивыми породами, скважины оборудуют трубчатыми или стержневыми фильтрами, фильтрами-каркасами без дополнительных водоприемных устройств (проволочных обмоток, сеток и т. д.). Такие же фильтры можно применять в водоносных пластах, представленных крупнообломочными породами — галечниками с валунами и гравием, с преобладанием в общем составе породы галечниковой фракции и с содержанием песчаных (пылевато-песчаных) фракций не более 40—50%.

При содержании в породах пылевато-песчаных частиц более 50%, а также в водоносных пластах, представленных гравийно-песчаными образованиями или крупнозернистыми песками, для оборудования скважин могут быть применены фильтры с каркасом как из труб, так и из стержней с водоприемной фильтрующей поверхностью из проволочной обмотки, штампованного листа, сеток квадратного плетения.

Для отбора подземных вод из среднезернистых песков можно применять фильтры из трубчатых и стержневых каркасов с однослойной песчано-гравийной обсыпкой по проволочной обмотке или по сетке квадратного плетения; в мелко- и тонкозернистых песках — те же каркасы фильтра с одно-, двух- или даже трехслойной песчаной обсыпкой, а также кожуховые и блочные фильтры.

Из указанных двух типов каркасов фильтров лучшими гидравлическими свойствами обладают стержневые (каркасно-стержневые), а из водоприемных фильтрующих поверхностей — обмотка из нержавеющей проволоки и в зависимости от крупности частиц породы водоносного пласта песчано-гравийная и песчаная обсыпки по проволочной обмотке, наложенной на каркас.

При установке трубчатых каркасов-фильтров без дополнительной водоприемной фильтрующей поверхности, а также при подборе водоприемных фильтрующих поверхностей размеры проходных отверстий рекомендуется принимать по табл. II.3 [3, 48, 120].

При создании водоприемной фильтрующей поверхности фильтра из гравийных, песчано-гравийных и песчаных обсыпок состав последних подбирается по соотношению [120]:

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 8 - 12,$$

где D_{50} — размер частиц, мельче которых в материале обсыпки содержится 50%;
d_{50} — размер частиц, мельче которых в породе водоносного пласта содержится 50%.

Минимальная допустимая толщина обсыпок 50 мм; оптимальная, обеспечивающая надежные условия эксплуатации скважин — 150—200 мм. При подборе материала многослойных обсыпок между породой водоносного горизонта и прилегающим к ней слоем обсыпки при-

Таблица II.3

Размеры проходных отверстий фильтров

Водоприемная фильтрующая поверхность	Размеры проходных отверстий, мм, при коэффициенте неоднородности пород водоносного пласта (η)	
	$\eta \leqslant 2$	$\eta > 2$
Трубчатый каркас с отверстиями:		
круглыми	$2,5—3\ d_{50}$	$3—4\ d_{50}$
щелевыми	$1,25—1,5\ d_{50}$	$1,5—2\ d_{50}$
Сетки	$1,5—2\ d_{50}$	$2—2,5\ d_{50}$

Примечания: 1. Коэффициент неоднородности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, где d_{10}, d_{50}, d_{60} — размеры частиц, мельче которых в составе пород водоносного пласта содержится соответственно 10, 50, 60%.

2. Меньшие значения проходных отверстий относятся к мелким пескам, большие — к крупным.

нимают соотношение, указанное выше, а между слоями обсыпки — по принципу обратного фильтра, используя соотношение

$$\frac{D_{n+1}}{d_n} = 4 — 6,$$

где d_n — n-й слой обсыпки; D_{n+1} — слой обсыпки, следующий за n-м в направлении от стенки скважины к каркасу фильтра.

5. НАСОСЫ И НАСОСНЫЕ СТАНЦИИ

Насосы

При эксплуатации водоносных пластов с высоким напором, когда понижение напора до устья скважины обеспечивает заданный расход воды, скважины оборудуют на самоизлив без установки в них водоподъемного оборудования (насосов) (рис. II.14).

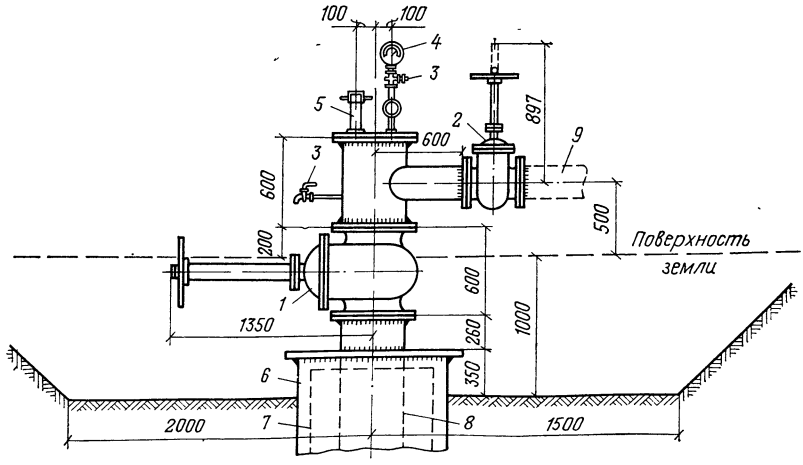


Рис. II.14. Схема оборудования устья скважин с самоизливом воды из них

1, 2 — задвижки; *3* — кран; *4* — манометр общего назначения; *5* — патрубок с заглушенной муфтой под специальный манометр для измерения напора; *6* — кондуктор; *7* — обсадная колонна труб; *8* — эксплуатационная колонна труб; *9* — напорный трубопровод

В процессе эксплуатации водозабора напор в водоносном пласте с течением времени может снизиться. В этом случае для отбора необходимого количества воды скважина переводится с самоизлива на насосную эксплуатацию. Это обстоятельство должно быть предусмотрено с самого начала проектирования водозабора и учтено в конструкции скважины.

При расчетном динамическом уровне подземных вод (на весь или на длительный период эксплуатации водозабора), равном не более 5—6 м от поверхности земли, скважины могут быть оборудованы центробежными насосами с горизонтальным валом. Такие насосы устанавливают над устьем скважины как на поверхности земли (рис. II.15), так и в шахтах той или иной глубины (рис. II.16).

При глубоком положении динамического уровня воды скважины оборудуют центробежными насосами с вертикальным валом с электродвигателем над скважиной — при динамическом уровне воды на глубине до 120 м, или в самой скважине — при динамическом уровне на глубине до 500 м от поверхности земли (рис. II.17).

В тех случаях, когда для подъема воды из скважин нельзя применить центробежные насосы (например, при искривленных или пескующихся скважинах) или когда имеется возможность попутно получить воздух от имеющихся на объекте насосно-компрессорных станций, скважины оборудуют эрлифтами.

Эрлифты позволяют поднимать воду из искривленных скважин, а также воду с бо́льшим, чем допустимо для других типов водоподъемников, содержанием механи́ческих примесей. Эрлифты отличаются простотой конструкции, не имеют в скважинах вращающихся механизмов, надежны в работе, обеспечивают возможность обслуживания группы скважин из одного центра; в отличие от других водоподъемни-

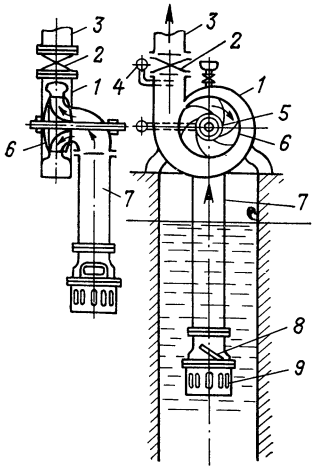


Рис. II.15. Схема установки центробежного насоса с горизонтальным валом над скважиной

1 — корпус насоса; *2* — задвижка; *3* — нагнетательная труба; *4* — манометр; *5* — вал; *6* — рабочее колесо; *7* — всасывающая труба; *8* — клапан; *9* — храпок

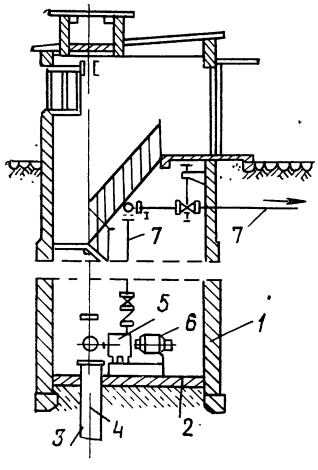


Рис. II.16. Схема установки центробежного насоса с горизонтальным валом у скважины в шахте

1 — стенка шахты; *2* — пол шахты; *3* — скважина; *4* — всасывающая труба; *5* — насос; *6* — электродвигатель; *7* — напорная труба

ков эрлифтами может быть получен больший расход воды из скважин равного или меньшего диаметра.

Недостатками эрлифтов являются их низкий коэффициент полезного действия (не более 0,25—0,35) и необходимость в отдельных случаях специального углубления скважин для создания в них столба воды соответствующей высоты.

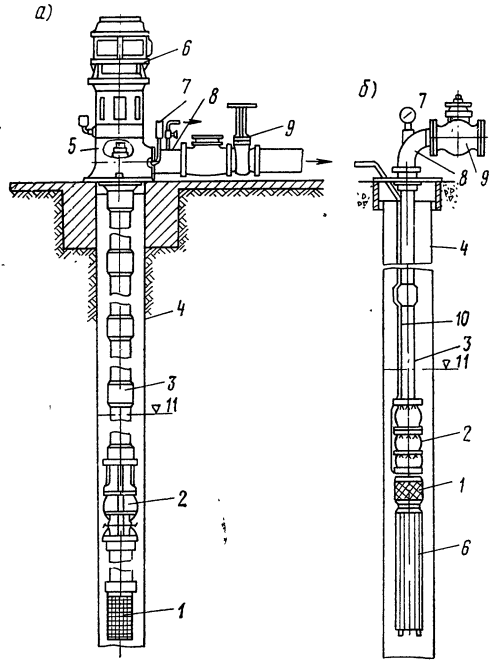


Рис. II.17. Схема оборудования скважин центробежными насосами с вертикальным валом

а — с двигателем над устьем скважины; *б* — с двигателем под уровнем воды; *1* — всасывающий патрубок с сеткой; *2* — насос; *3* — водоподъемные напорные трубы насоса; *4* — эксплуатационная колонна труб; *5* — опорная рама двигателя над устьем скважины; *6* — двигатель; *7* — манометр; *8* — напорный патрубок; *9* — задвижка; *10* — кабель; *11* — динамический уровень воды в скважине

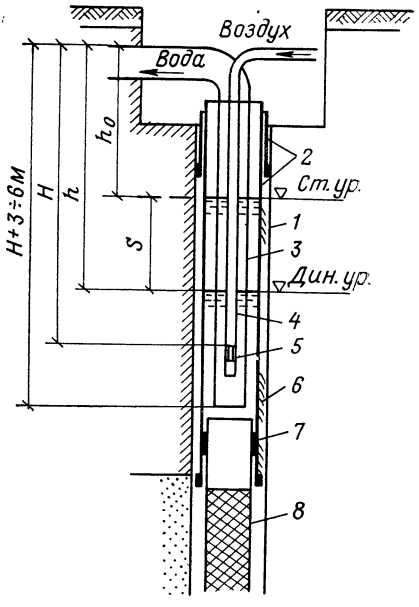


Рис. II.18. Расчетная схема эрлифта

1 — стенка скважины; *2* — обсадные трубы; *3* — водоподъемные трубы; *4* — воздушные трубы; *5* — форсунка-распылитель; *6* — цементация; *7* — сальник; *8* — фильтр

Трубы эрлифта монтируют по системе «центрально», когда воздушные трубы располагают внутри водоподъемных (в качестве водоподъемных труб иногда используют обсадные трубы), и по системе «параллельно», когда воздушные трубы опускают в скважину рядом с водоподъемными.

На рис. II.18 приведена расчетная схема эрлифта.

Для работы эрлифта должно быть соблюдено отношение

$$K = \frac{H}{h} = 1{,}7 \div 3{,}5 \text{ (оптимально } 2 \div 2{,}5),$$

где H — глубина погружения форсунки; h — глубина до динамического уровня воды в скважине, считая от уровня излива эмульсии.

Удельный расход воздуха (количество воздуха, необходимое для подъема 1 м³ воды) определяется по формуле [116].

$$q_в = \frac{h}{23\eta \lg \frac{h(K-1)+10}{10}}, \qquad (II.1)$$

где η — коэффициент полезного действия эрлифта.

Общее количество воздуха, необходимое для эксплуатации скважины с заданным расходом, определяют по формуле

$$Q_в = Qq_в n,$$

где Q — дебит скважины, м³/мин; n — коэффициент, учитывающий потери воздуха в трубах и принимаемый обычно равным 1—2.

Диаметр водоподъемной трубы при расположении труб эрлифта по системе «параллельно» определяется по формуле

$$D = \sqrt{\frac{Q(1-q_в)}{0{,}785 v_{изл}}}, \qquad (II.2)$$

где $v_{изл}$ — скорость движения эмульсии при изливе ее из водоподъемной трубы; принимается равной 600—800 мм/с.

Давление воздуха, необходимое для ввода эрлифта в работу, определяется по формуле

$$P_0 = 0{,}1(hK - h_0 + 2),$$

где h_0 — высота от точки излива эмульсии до статического уровня воды в скважине.

Давление воздуха, необходимое для работы эрлифта после его пуска, равно

$$P = 0{,}1[h(K-1) - l_р],$$

где $l_р$ — потери давления воздуха в системе на пути от компрессора до форсунки, принимаются равными 0,05 МПа.

Для подъема воды из скважин применяют также водоструйные насосы, действие которых основано на использовании кинетической энергии струи при смешении двух потоков. Водоструйные насосы в скважинах работают последовательно с центробежными (с горизонтальным валом) насосами у устья скважин.

Наиболее совершенной является водоструйная установка с двухпоточным насосом, поднимающим из скважин расход воды $Q+q$ (рис. II.19).

После первой секции насоса из общего расхода воды отбирается расход Q — для потребителя; из второй секции насоса расход q под повышенным напором — возвращается в скважину к эжектору.

В тех случаях, когда водозаборные скважины могут эксплуатироваться при динамическом уровне, расположенном на глубине не более 7—8 м от поверхности земли (например, в долинах рек на инфильтрационных водозаборах при малой общей мощности аллювиальных отложений), подъем воды из скважины может осуществляться сифонным способом.

Для этого сооружают совмещенную насосную станцию, в которой устанавливают вакуум-насосы для ввода сифона в работу и последующего отсасывания газов (1-й подъем) и насосы для подачи воды в магистральные водоводы (2-й подъем).

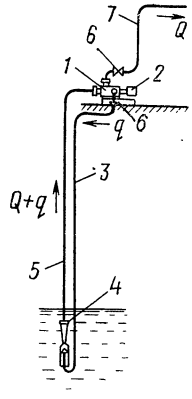


Рис. II.19. Схема водоструйной установки с двухпоточным насосом

1 — насос; *2* — двигатель; *3* — напорный водовод к эжектору; *4* — эжектор; *5* — водоподъемные трубы; *6* — задвижки; *7* — напорный водовод

Насосные станции над скважинами (павильоны)

Насосные станции сооружают над устьем водозаборных скважин; в них размещают оголовок скважины, двигатель (если скважина оборудована насосом с наземным двигателем), начальную часть напорного трубопровода с арматурой, приборы отопления, контрольно-измерительную аппаратуру и приборы автоматики.

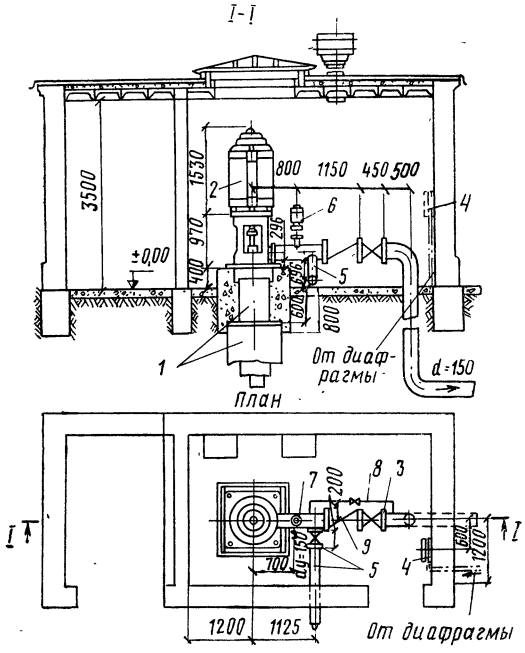


Рис. II.20. Схема наземной насосной станции (павильона) над скважиной

1 — устье скважины; *2* — электродвигатель с насосом марки АТН, расположенным в скважине; *3* — задвижка; *4* — дифманометр; *5* — труба с задвижкой для сброса промывной воды; *6* — вантуз; *7* — кран; *8* — ответвление с вентилем для заливки насоса; *9* — обратный клапан

В зависимости от местных условий (обводненность поверхностного слоя грунтов и др.) насосные станции строят наземные или подземные (рис. II.20 и II.21).

Размеры здания насосной станции в плане принимаются из условий размещения в нем указанного оборудования и аппаратуры с обеспечением нормальных проходов для персонала службы эксплуатации водозабора.

Как правило, размеры в плане должны быть не менее 3×3 м, высота здания не менее 2,5 м.

Наземные насосные станции строят из кирпича, шлакоцементных блоков, бута, сборного и монолитного железобетона; например, фундаменты под стены закладывают из бутобетона, фундаменты под агрегаты — из бетона, стены возводят из кирпича или шлакоцементных блоков, пол делают цементным на бетонной подготовке, перекрытие — из монолитной железобетонной плиты.

Подземные насосные станции в сухих грунтах могут быть выполнены из тех же материалов, что и наземные. В водонасыщенных грунтах стены подземных насосных станций возводят из монолитного бетона или сборных железобетонных элементов.

В отдельных случаях, когда водозаборные скважины расположены на местности, затапливаемой речными паводковыми водами (например, на пойме в долине реки), насосные станции строят на поверхности земли и обсыпают конусообразно местным грунтом на высоту, превышающую максимальный паводковый горизонт. Поверхность возведенного кургана-конуса укрепляют каменным мощением. Такую станцию нужно строить как подземную в водонасыщенных грунтах.

Если скважины эксплуатируются сифонным способом, павильоны над скважинами не строят. В этом случае оголовки скважин с необхо-

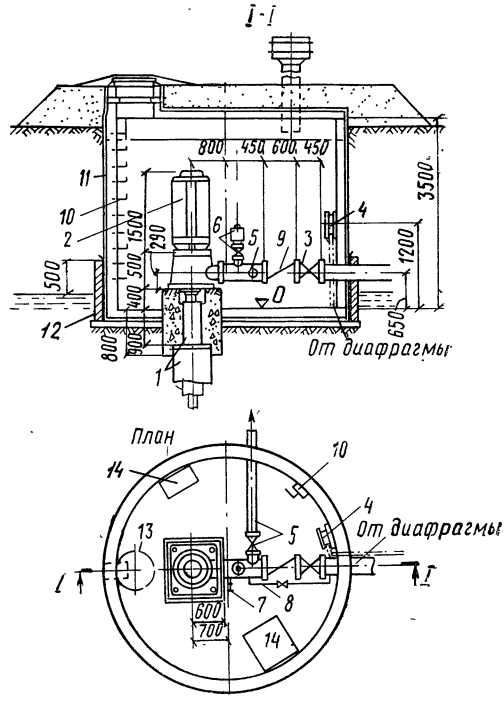


Рис. II.21. Схема подземной насосной станции (павильона) над скважиной

1 — устье скважины; *2* — электродвигатель с насосом марки АТН, расположенным в скважине; *3* — задвижка; *4* — дренаж; *5* — труба с задвижкой для сброса промывной воды; *6* — вантуз для выпуска воздуха с отключающей задвижкой; *7* — кран; *8* — ответвление с вентилем для заливки насоса; *9* — обратный клапан; *10* — скобы ходовые: *11* — битумная обмазка; *12* — гидроизоляция и защитная стенка из кирпича; *13* — трубопровод от питьевого водопровода для смачивания подшипников насоса; *14* — шкаф управления

димой арматурой заглубляют под землю и заключают в колодцы из монолитного или сборного железобетона. Если места расположения скважин заливаются паводковыми водами, но расчетный горизонт паводка невысокий, верх колодца выводят на отметку выше этого горизонта, а колодец также обсыпают местным грунтом с каменным мощением.

При высоких паводковых горизонтах верх колодца выводят лишь на уровень общей планировки и герметизируют против проникания в него воды (рис. II.22).

В практике водоснабжения чаще всего сооружают над скважинами наземные насосные станции (павильоны), которые по сравнению с подземными доступнее при эксплуатации и в них надежнее сохраняются оборудование и аппаратура.

6. ШАХТНЫЕ КОЛОДЦЫ

Шахтным колодцем, в отличие от скважины, можно называть вертикальную горную выработку ограниченной глубины (до 30—40 м), любой формы в плане (круглой, квадратной, прямоугольной), диаметром более 1 м (сечением не менее 1×1 м), пройденную различным

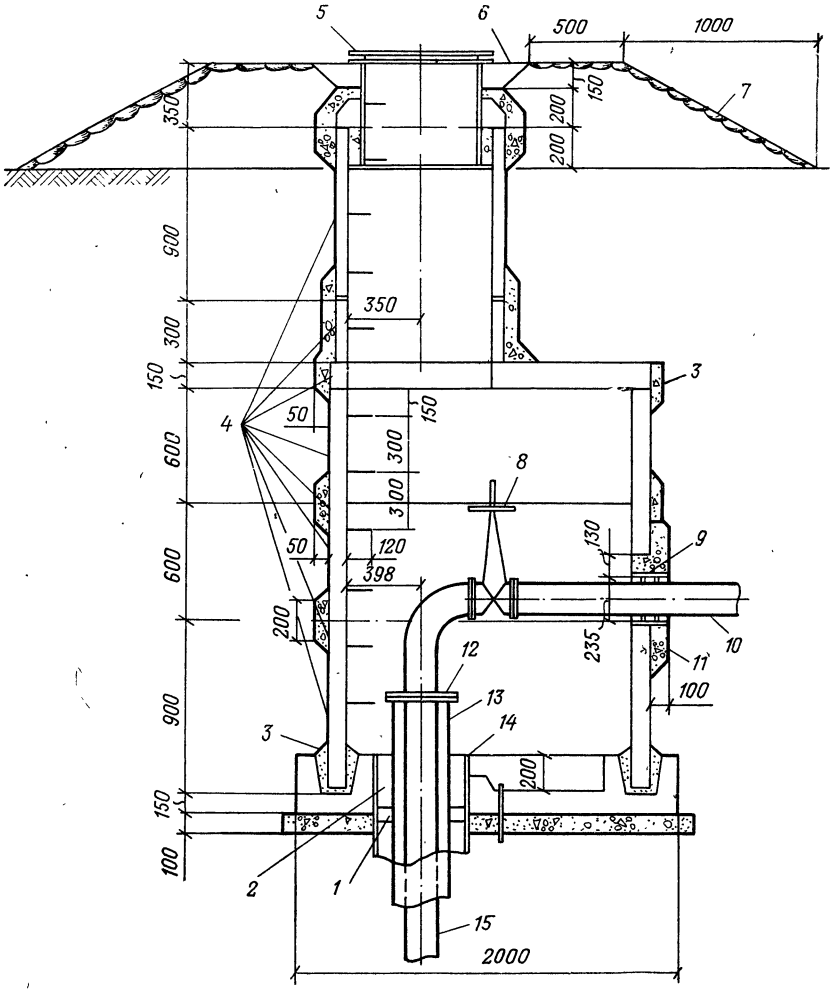


Рис. II.22. Схема колодца над скважинами, эксплуатируемыми сифонами

1 — заделка смоляным канатом; *2* — заделка асбестоцементным раствором; *3* — бетон М150; *4* — унифицированные железобетонные элементы; *5* — люк герметический; *6* — засыпка песком; *7* — каменная отмостка; *8* — задвижка; *9* — патрубок из стальной трубы; *10* — подводящая труба к сборному водоводу; *11* — огрунтовка раствором битума в бензине с последующей окраской горячим битумом; *12* — фланец; *13* — эксплуатационная колонна; *14* — обсадная труба; *15* — водоподъемная труба

способом (ручным, механическим с помощью КШК-25, КШК-30) и опускным способом. Шахтные колодцы предназначены для накопления некоторого запаса подземных вод и последующего их отбора или для непрерывного (без создания запаса) отбора подземных вод.

Шахтные колодцы с созданием в них запаса воды применяются для отбора подземных вод из водоносных горизонтов с низкой водоотдачей, приуроченных к тонкозернистым пылеватым пескам, плывунам, легким супесям и даже суглинкам, главным образом для водоснабжения мелких водопотребителей (небольших сельских населенных пунктов, полевых станов, отгонных пастбищ и др.).

Такие же шахтные колодцы применяются и для водоснабжения отдельных мелких промышленных водопотребителей (насосных стан-

ций и жилых поселков при них на магистральных нефте- и газопроводах, подстанций линий электропередачи, постов железнодорожных магистралей и.др.), когда они расположены в значительном удалении от открытых источников воды, в районах, бедных подземными или поверхностными водами питьевого качества.

В прошлом шахтные колодцы сооружали в основном ручным способом с креплением их стенок деревом, каменной кладкой (сухой или на цементном растворе), кирпичом.

В современной практике строительства шахтные колодцы для забора подземных вод сооружают механизированным способом, закрепляя их стены главным образом железобетонными кольцами, а также металлическими и неметаллическими трубами.

Конструкция колодцев с созданием в них некоторого запаса воды состоит из наземной части — оголовка, служащего для защиты колодца от загрязнения сверху и создания условий для эксплуатации колодца; ствола шахты — от поверхности земли до водоприемной части; водоприемной части в пределах водоносного пласта, оборудованной фильтром; водосборной части (зумпфа), служащей для создания некоторого запаса воды.

Водосборная часть шахтного колодца при малой мощности водоносного пласта, полностью вскрываемого шахтой (совершенные шахтные колодцы), устраивается в породах, подстилающих водоносный пласт. В колодцах, вскрывающих лишь часть водоносного пласта (несовершенных), водосборная часть совмещается с водоприемной. Размер (высота) водоприемной части колодца определяется объемом требуемого запаса воды и высотой столба воды в колодце, необходимой для нормальной работы насоса.

По условиям поступления воды из водоносного пласта в колодцы они делятся на работающие дном, стенками и одновременно дном и стенками. В зависимости от этого, а также от состава и крупности частиц водоносного пласта принимается то или иное устройство водоприемной фильтрующей поверхности колодца.

При приеме воды колодцем через дно из ненапорного пласта, сложенного мелкозернистыми, тонкозернистыми песками, супесями, по дну колодца укладывают песчаный, песчано-гравийный фильтр, как правило, из нескольких (двух-трех) слоев с частицами различной крупности. Слои песчано-гравийного материала укладывают по принципу обратного фильтра, т. е. последовательно снизу вверх от слоя с меньшим размером частиц к слою с более крупными фракциями. Толщина каждого слоя обратного фильтра 15—20 см. Крупность фракций слоев обратного фильтра подбирается так же, как и для материала обсыпок фильтров в скважинах (см. п. 4, гл. II).

При приеме воды через дно колодца из напорного водоносного пласта, представленного мелкими песками (особенно плывунами), по дну колодца укладывают слой камня из крепких неразмокаемых пород, по слою камня — слой гальки или крупного гравия или щебня, на него дырчатый настил из досок или железобетонную плиту, а затем обратный песчано-гравийный фильтр.

При напоре более 3—5 м дырчатый деревянный настил делается двойным: слой камня, слой гальки либо гравия или щебня, дырчатый деревянный настил, слой гравия толщиной 10—15 см, второй дырчатый деревянный настил и уже на нем обратный песчаный, песчано-гравийный фильтр. Деревянные настилы или железобетонную плиту скрепляют с конструкцией крепления стен колодца.

При приеме воды колодцем из таких же пластов дном и стенками

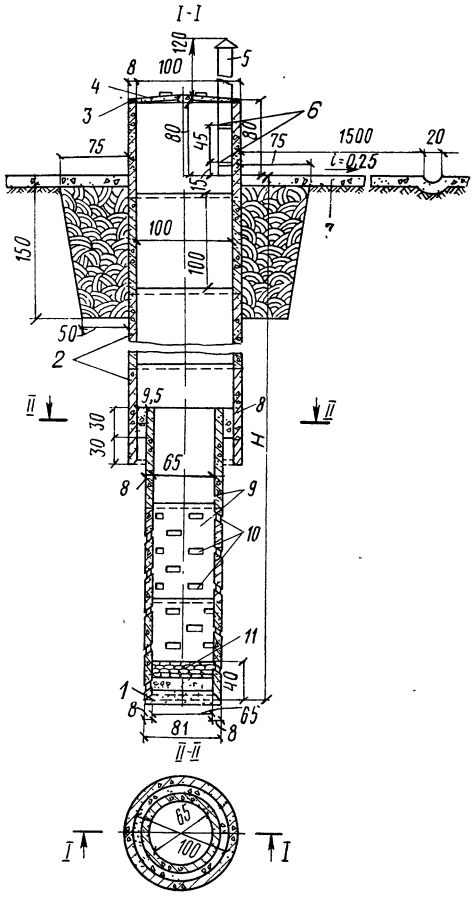


Рис. II.23. Схема шахтного колодца, сооружаемого с помощью КШК-25

1 — металлическое кольцо опускного приспособления машины КШК-25; *2* — железобетонные кольца К-VIII; *3* — заделка цементным раствором; *4* — железобетонная крышка; *5* — вентиляционная труба; *6* — хомуты крепления вентиляционной трубы; *7* — отмостка щебнем; *8* — тампон из бетона М-200; *9* — железобетонные кольца К-IX; *10* — водоприемные отверстия; *11* — фильтр

по дну укладывают фильтр, как указано выше, а по высоте стен шахты в пределах вскрытой части водоносного пласта конструкция фильтра принимается в зависимости от способа сооружения колодца и материала крепления его стен.

При креплении стенок скважин металлическими и неметаллическими трубами фильтрующая водоприемная поверхность может быть устроена из одно-, двух- или трехслойной песчаной, песчано-гравийной обсыпки. Для этого в колодец опускают вспомогательные трубы и трубчатый каркас-фильтр. Обсадные и вспомогательные трубы по мере засыпки материала фильтра постепенно поднимают со дна шахты и полностью извлекают. Слои такой фильтрующей поверхности располагаются также по принципу обратного фильтра. Толщина слоев 15—20 см. Соотношение крупности частиц слоев фильтрующей поверхности принимается так же, как и для обсыпок фильтров в скважинах.

Многослойная песчано-гравийная фильтрующая поверхность может быть устроена и в колодцах комбинированного крепления: до водоносного горизонта — железобетонными кольцами, в пределах водоносного горизонта — трубами. В этих случаях можно применять фильтры из пористого бетона, которые одновременно будут выполнять роль каркаса.

При креплении стен шахтного колодца по всей его глубине железобетонными кольцами в песчаных и супесчаных водоносных пластах для приема воды в колодец через его стенки устраивают гравитационные фильтры.

Конструктивная схема шахтного колодца, сооружаемого колодцекопателем КШК-25 с креплением стен железобетонными кольцами, показана на рис. II.23.

Шахтные колодцы, сооружаемые опускным способом, могут применяться для отбора подземных вод из пластов, сложенных различными рыхлыми породами с любой степенью водоотдачи. При этом они могут быть как с емкостью для создания некоторого запаса воды, так и без емкости. Однако наиболее целесообразно сооружать такие колодцы в крупнообломочных водоносных пластах с высокой водоотдачей в расчете на отбор больших количеств воды. Такие колодцы работают, как пра-

вило, своим дном. Со дна таких колодцев, закладываемых в напорные водоносные пласты большой мощности, при необходимости сооружаются вертикальные скважины.

Для подъема воды из шахтных колодцев применяют те же центробежные насосы с вертикальным и горизонтальным валом. При глубоком залегании уровня подземных вод насосы с горизонтальным валом устанавливают в шахте на специальном перекрытии или в подземной камере вне шахты.

7. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

Горизонтальные водозаборы представляют собой сооружения, располагаемые на некоторой глубине горизонтально в водоносном пласте.

Горизонтальные водозаборы отличаются от вертикальных водозаборов (скважин и шахтных колодцев) не только характером размещения в водоносном пласте и конструкцией, но и тем, что отбор воды из пласта осуществляется ими без водоподъемных устройств путем отвода воды в водосборную емкость самотеком. Это является их существенным преимуществом, благодаря которому эксплуатационные затраты ниже, чем по водозаборам других типов (за исключением каптажей источников).

Водозаборные сооружения горизонтального типа в общем случае состоят из водоприемной и водопроводной частей, смотровых и вентиляционных колодцев и водосборной емкости.

Водоприемная часть, служащая для приема воды из водоносного пласта, представляет собой закрытый канал с отверстиями и с окружающей его фильтрующей поверхностью. Форма, размеры и конструктивные особенности водоприемной части горизонтальных водозаборов принимаются в зависимости от состава пород водоносного пласта и конструкции самого водозабора.

Водопроводная часть, служащая для отвода воды в водосборную емкость, конструктивно является продолжением водоприемной части водозабора и выполняется глухой.

Водосборная емкость предназначена для сбора воды, а также для размещения в ней водоразборных устройств (выводных труб, если возможно транспортирование воды к потребителю самотеком, или всасывающих оголовков и выводных труб к насосам для дальнейшей подачи воды по напорному водоводу) и приспособлений для наблюдений за количеством поступающей из водозабора воды, ее качеством, осаждением приносимых водой взвешенных веществ и для отбора проб воды на анализ.

Смотровые и вентиляционные колодцы служат для осмотра, ремонта и вентиляции водоприемной и водопроводной частей водозабора при его эксплуатации.

Горизонтальные водозаборы сооружают в открытых траншеях и штольнях. Траншейный способ устройства горизонтальных водозаборов применим при глубине залегания водоносного горизонта до 5—8 м [3, 120]. При бóльших глубинах следует применять закрытый способ — штольневый. Способ устройства горизонтальных водозаборов выбирается на основе технико-экономических расчетов.

Горизонтальные водозаборы, сооружаемые открытым способом в траншее, бывают каменно-щебеночные, трубчатые и галерейные; водозаборы, сооружаемые закрытым способом в штольне, — галерейные при временном креплении штольни и штольневые при постоянном креплении по мере проходки.

Каменно-щебеночный горизонтальный водозабор представляет собой траншею, в нижней части которой выкладывают водоприемное и водоотводящее устройство из рваного камня или крупного щебня размером 0,3—0,5 м и обсыпают более мелким фильтрующим материалом (гравием, песком) в два-три слоя по принципу обратного фильтра (рис. II.24, *а*). Толщина отдельных слоев обсыпки обычно не менее 150 мм.

Соотношение диаметров частиц смежных слоев обсыпки и частиц верхнего слоя обсыпки и водоносного пласта подбирают так же, как и для обсыпок фильтров вертикальных водозаборов (см. п. 4, гл. II).

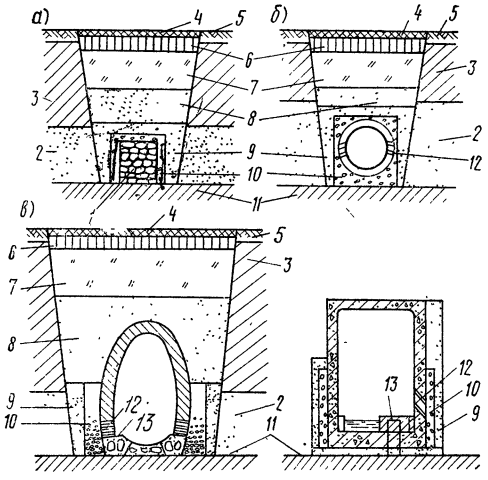


Рис. II.24. Горизонтальные водозаборы

а — каменно-щебеночный; *б* — трубчатый; *в* — галерейный; *1* — каменная кладка; *2* — водоносный пласт; *3* — суглинки; *4* — дерн; *5* — почва; *6* — глиняный экран; *7* — насыпной мелкий грунт; *8* — насыпной местный песок; *9* — песчаный слой обратного фильтра; *10* — гравийный слой обратного фильтра; *11* — водоупор; *12*—водоприемные отверстия; *13* — полка для прохода эксплуатационного персонала

Общая высота фильтрующей обсыпки принимается равной 0,3—0,4 вскрытой мощности водоносного пласта. Поверх обсыпки траншею заполняют местным грунтом, а ближе к поверхности в пределах ее сечения укладывают глиняный экран.

Для обеспечения нормальной длительной работы каменно-щебеночной дрены ее необходимо выкладывать из камня крепких невыветрелых не размягчающихся и не растворяющихся в воде пород. Это требование предъявляется также и к материалу фильтрующих обсыпок, который следует подбирать по заданному составу и размеру частиц (пропуском через грохоты, просеиванием через соответствующие сита), а при наличии в нем глинистых частиц — промывать.

В каменно-щебеночном водозаборе вода из пласта принимается фильтрующей обсыпкой, поступает в каменную кладку и по ней (по промежуткам между камнями) отводится в водосборную емкость.

Для этого каменно-щебеночную дрену устраивают с уклоном 0,01—0,05 в сторону водосборной емкости.

Более совершенным типом горизонтального водозабора является *трубчатый водозабор* (рис. II.24, *б*). В отличие от каменно-щебеночного в трубчатом горизонтальном водозаборе водоприемная и водопроводная части выполнены из труб. Водоприемную часть водозабора выполняют из труб с отверстиями и обсыпают фильтрующим материалом, как и в каменно-щебеночном водозаборе, а водопроводную часть — из глухих труб без обсыпки.

Отверстия на трубах водоприемной части — круглые или щелевидные, а на трубах больших диаметров — в виде окон-ниш с решетками,

которые заполняют фильтрующим материалом. Отверстия на трубах располагают по их верхней большей части боковой поверхности, равной примерно $^2/_3$ диаметра трубы; нижнюю часть трубы (около $^1/_3$ диаметра) оставляют глухой, и она служит в качестве лотка для стока воды.

Материал труб горизонтального водозабора выбирают с учетом степени коррозионности окружающей среды, глубины заложения труб, их стоимости и условий строительства.

Уклоны трубчатого водозабора принимаются из условия создания скорости течения, исключающей осаждение в нем взвешенных веществ.

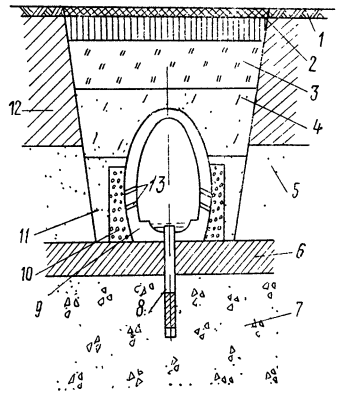


Рис. II.25. Комбинированный тип водозабора — галерея с входящими в нее скважинами

1 — почва; *2* — дерн; *3* — насыпной местный грунт; *4* — насыпной мелкий песок; *5* — водоносный пласт безнапорный; *6* — водоупор; *7*—водоносный пласт напорный; *8* — скважина; *9* — галерея; *10* — гравий; *11* — песок; *12* — суглинки; *13* — водоприемные отверстия в стенках галереи

Рекомендуется принимать следующие уклоны труб в сторону водосборной емкости [120]:

Диаметр труб, мм	150	200	250	300	350	500
Уклон труб . . .	0,007	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001

Галерейные водозаборы могут быть устроены как открытым способом в траншее, так и закрытым в штольне с временным креплением. Водосборные галереи по форме могут быть круглыми, овоидальными и прямоугольными.

Размеры их принимаются, как правило, из расчета возможности прохода по ним эксплуатационного персонала (рис. II.24, *в*, II.25). Галереи сооружают из сборных железобетонных элементов со щелями или окнами-нишами для приема воды. Как и в трубчатых водозаборах, вокруг галереи укладывают обратный фильтр из гравийно-песчаного материала. Материал фильтрующей обсыпки выбирают так же, как и для трубчатых водозаборов.

Галерею укладывают на специально подготовленное основание, исключающее неравномерную осадку отдельных частей ее или отдельных конструктивных звеньев. В скальных грунтах подготовка основания может быть ограничена выравниванием дна траншеи (снятием неровностей, подсыпкой мелкого щебня или крупного песка и проливкой его цементным раствором). В плотных связных или обломочных породах устраивают бетонное основание, в слабых разжиженных грунтах — свайные ростверки.

После устройства вокруг галереи обратного фильтра траншею засыпают местным грунтом в той последовательности, как он залегал в

натуре. Поверх этого грунта в пределах всего сечения траншеи укладывают глиняный экран, а поверхность земли над галереей планируют для обеспечения стока дождевых и талых вод и выкладывают дерном.

Как уже указывалось, при большой глубине залегания водоносных пластов горизонтальные водозаборы сооружают в штольнях, которые проходят с помощью щитов. При щитовой проходке штольни крепят сборными железобетонными элементами. При заложении водосборной штольни в рыхлых водоносных породах в теле сборных железобетонных элементов должны быть предусмотрены водоприемные отверстия, заполненные фильтрующим материалом по принципу обратного фильтра и защищенные решетками. В водоносных пластах, представленных скальными трещиноватыми, но крепкими устойчивыми породами, отверстия не заполняются фильтрующим материалом, но должны быть защищены решетками.

Смотровые колодцы на горизонтальных водозаборах устраивают для вентиляции, осмотра их при эксплуатации и проведения ремонта. На трубчатых горизонтальных водозаборах диаметром до 600 мм смотровые колодцы сооружают через каждые 50 м, диаметром более 600 мм — через 75 м; на галерейных водозаборах — через каждые 100—150 м [3, 120]. Кроме того, смотровые колодцы устраивают в голове водозабора, в каждом месте изменения его направления в плане, в местах изменения уклонов (перегибах профиля и перепадах).

Колодцы устраивают круглого сечения обычно из железобетонных колец с внутренним диаметром 0,75—1 м. Для исключения попадания в водозабор загрязнений с поверхности земли как непосредственно через колодец, так и по контакту между его внешней боковой поверхностью и грунтом верх колодцев выводят до отметок, превышающих поверхность планировки на 0,25—0,3 м, а вокруг колодцев укладывают глиняный замок: по глубине на 1 м от поверхности планировки, в плане — в радиусе 1 м от внешней боковой поверхности колодца. Поверхность земли вокруг колодцев планируют с небольшим во все стороны уклоном от колодца и покрывают каменной или цементной отмосткой.

Сопряжение смотровых колодцев с трубами или галереей водозабора осуществляется бетонными лотками, устраиваемыми в днище колодцев (рис. II.26). Смотровые колодцы оборудуют крышками и вентиляционными трубами. Трубы должны возвышаться над поверхностью земли на 2,5—3 м.

Водосборная емкость для приема воды из горизонтального водозабора представляет собой резервуар квадратной, прямоугольной или круглой формы, сооружаемый из сборного железобетона в открытом котловане или опускным способом (в зависимости от местных условий и размеров резервуара). Размеры водосборной емкости определяются требуемым объемом воды и обычно принимаются равными: при малом водопотреблении — не менее 100 секундных расходов максимального водоотбора, при большом водопотреблении — не менее 200 секундных расходов [120]. При этом учитывается также необходимость создания нормального режима работы насосов и размещения оборудования.

Водосборные емкости при необходимости перегораживают поперек потока воды на две части; часть, примыкающая к водозабору, служит для осветления воды, вторая — для размещения водоразборных устройств.

На крупных водозаборах водосборные емкости могут быть расположены посредине водозабора в расчете на прием воды с двух или нескольких направлений. В таких случаях водосборные емкости делаются секционными по числу ветвей водозабора (рис. II.27).

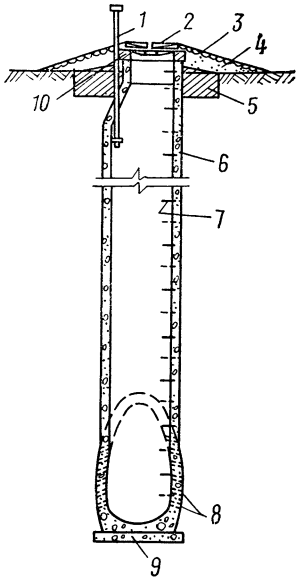


Рис. II.26. Схема смотрового колодца на горизонтальном водозаборе

1—вентиляционная труба; *2*—крышка; *3* — мощение камнем; *4*—насыпной спланированный слой песка; *5* — глиняный замок; *6* — стенка колодца из железобетонных колец; *7* — ходовые скобы; *8* — водоприемные отверстия; *9* — подготовка из тощего бетона; *10* — оголовок из кирпича

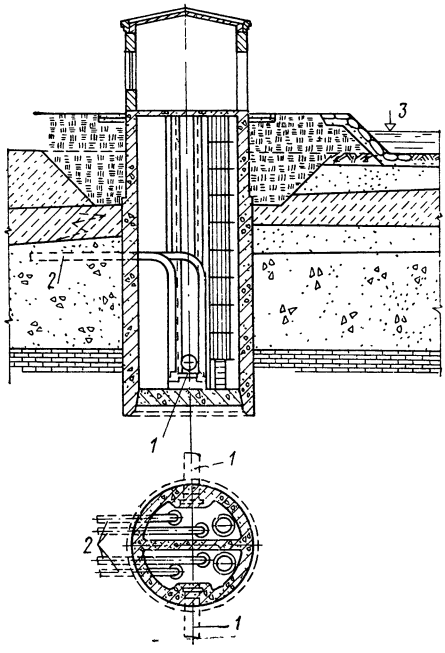


Рис. II.27. Схема водосборного двухсекционного колодца

1 — водоприемная труба; *2* — всасывающие трубы; *3* — максимальный расчетный уровень воды поверхностного водотока

При необходимости транспортирования воды из водосборной емкости с помощью насосов их устанавливают или в отдельном здании, или в здании, совмещенном с водосборной емкостью в зависимости от типа насоса и производительности водозабора.

Для централизованного водоснабжения применяют трубчатые, галерейные и штольневые горизонтальные водозаборы.

8. ЛУЧЕВЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

Лучевыми водозаборами называют горизонтальные скважины в водоносном пласте, соединенные вертикальным колодцем (шахтой). При сооружении лучевых водозаборов водоносный пласт полностью или частично прорезают шахтой, из которой бурят горизонтальные скважины, радиально расходящиеся в виде лучей.

Вначале лучевые водозаборы использовали для каптажа подземных вод маломощных пластов (до 5 м). Однако вскоре область применения лучевых водозаборов расширилась. В настоящее время лучевые водозаборы устраивают в пластах мощностью более 10—15 м.

В зависимости от того, в каких геоморфологических и гидрогеологических условиях расположены лучевые водозаборы, их называют (рис. II.28): береговыми, подрусловыми, русловыми, комбинированными и водораздельными.

По способу устройства вертикальной выработки, из которой прокладывают скважины-лучи, и расположению последних в водоносном пласте различают несколько разновидностей лучевых водозаборов: с наклонными восходящими и нисходящими скважинами, с многозабойными скважинами, с фильтрующими стенками шахты и др. [7]. Здесь рассматриваются лишь лучевые водозаборы, состоящие из вертикального водонепроницаемого колодца с выведенными из него горизонтальными скважинами-лучами. Лучевые водозаборы этого типа подразделяются на одноярусные, когда скважины-лучи расположены в одной плоскости (на одной глубине от поверхности земли), многоярусные с лучами в нескольких плоскостях и одно- или многоярусные с вертикальными скважинами-лучами, выведенными в водоносный пласт со дна шахты.

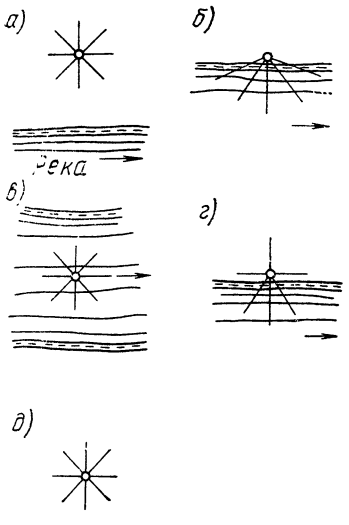


Рис. II.28. Схемы лучевых водозаборов по геоморфологическим и гидрогеологическим условиям их расположения

а — береговой; *б* — подрусловый; *в* — русловый; *г* — комбинированный; *д* — водораздельный

Способы сооружения лучевых водозаборов

Лучевые водозаборы состоят из двух основных конструктивных элементов: вертикального колодца-шахты и горизонтальных скважин-лучей. Колодец-шахта предназначен для производства работ по устройству горизонтальных скважин-лучей, приема воды, поступающей из пласта по этим скважинам-лучам, и установки насосного оборудования.

Устройство водосборной шахты может производиться способами опускного колодца, кессонным и секущих свай. В практике строительства чаще применяется способ опускного колодца.

Высоту колодцев-шахт при заложении водозабора на всю мощность водоносного пласта принимают в зависимости от глубины залегания подошвы пласта и необходимости заглубления дна колодца на 0,5—1 м в водоупорный слой; при вскрытии колодцем-шахтой части водоносного пласта — в зависимости от глубины заложения скважин-лучей водозабора и необходимой для нормальной работы насосов высоты столба воды в шахте.

Расстояние от дна шахты до горизонтальных скважин-лучей назначается в зависимости от намечаемых условий эксплуатации водозабора — с затопленными устьями лучей или со свободным изливом воды из них в шахту.

Верх шахты береговых, подрусловых и русловых водозаборов выводится на отметку выше расчетного высокого уровня воды в водотоке (водоеме). При большой общей высоте шахты толщина ее стен обычно уменьшается по отдельным секциям снизу вверх.

Шахты небольшой (10—12 м) высоты опускают на всю глубину с поверхности земли, наращивая их стены бетонированием по мере опускания; шахты значительной высоты опускают со дна котлованов, разрабатываемых до уровня грунтовых вод, с последующим наращиванием стен шахты до заданной отметки ее верха. При опускании шахт иногда

применяют тиксотропные рубашки, благодаря чему уменьшаются силы трения боковой поверхности шахты о грунты.

Днище шахты состоит обычно из двух частей: нижней — бетонной подушки, и верхней — железобетонной плиты. При строительстве способом опускного колодца нижнюю часть устраивают методом подводного бетонирования, верхнюю — насухо после удаления воды из шахты. При просачивании подземных вод через бетонную подушку и неплотности между ней и внутренней боковой поверхностью шахты их собирают в приямок, оставляемый в бетонной подушке, и удаляют насосом.

При заглублении шахты ниже подошвы водоносного пласта в водоупор вместо бетонной подушки может быть применен слой обычной подготовки под железобетонную плиту.

Шахты сооружают в основном из железобетона и бетона, однако для устройства шахт малого диаметра можно применять и металлические трубы. В этом случае ствол шахты может быть пройден бурением с глинистым раствором с последующей свободной посадкой труб (рубашки шахты) на забой шахты. Верх шахты перекрывают железобетонной плитой, служащей одновременно и полом насосной станции (павильона) водозабора.

Внутренний диаметр шахты принимается в пределах от 1,5—2 до 6 м в зависимости от габаритов строительного и эксплуатационного оборудования.

Для бурения горизонтальных скважин-лучей в стенах шахты при бетонировании в заранее намеченных местах оставляют отверстия раструбной формы (с расширением внутрь шахты). Раструбная форма отверстий позволяет при установке направляющих патрубков после посадки шахты на проектную отметку компенсировать перекос шахты, возможный при ее опускании. С внешней стороны боковой поверхности шахты эти отверстия закрывают металлическим листом толщиной 1,5—2 мм, привариваемым к арматуре стены шахты, и защищают слоем бетона толщиной 5 см, а с внутренней стороны их закладывают кирпичом на цементном растворе или насухо и закрывают деревянным щитом, прикрепляемым к выпускам арматуры.

Устройство горизонтальных скважин-лучей

В практике строительства лучевых водозаборов известны три основных метода устройства горизонтальных скважин-лучей: американский (Раннея), швейцарский (Фельмана) и немецкий (Пройсаг). Известен также и венгерский метод, представляющий собой несколько измененный американский метод.

Общим для всех трех методов является то, что скважины-лучи сооружают закрытым способом — путем продавливания лучей из шахты в водоносный пласт. Различаются эти методы набором вспомогательных труб для проходки горизонтальных скважин-лучей и конструкцией фильтра луча.

По *методу Раннея* из шахты в водоносный пласт продавливают непосредственно фильтр луча — металлическую трубу со щелевыми отверстиями. Фильтр изготовляют заранее в виде отдельных отрезков-секций длиной, соответствующей габаритам шахты и строительного оборудования. По мере продавливания фильтра отдельные его секции сваривают встык.

На конце первой секции фильтра устанавливают направляющую буровую головку со специально устроенными отверстиями для приема

воды и породы из водоносного пласта. Внутрь секции фильтра вводят шламовую трубу, соединяющуюся с направляющей буровой головкой. Собранная таким образом секция фильтра выводится через отверстие в стенке шахты и с помощью домкрата вводится в водоносный пласт. При этом под действием гидростатического напора из водоносного пласта через отверстия в направляющей головке вместе с водой выносится часть породы в шламовую трубу. По шламовой трубе порода с водой поступает в отстойник на дне шахты, откуда подается на поверхность

Вынос из пласта части породы облегчает продвижение луча в водоносном пласте, поскольку плотность пород перед буровой головкой снижается. Шламовая труба помимо транспортирования шлама служит также для подачи в направляющую буровую головку струи воды под большим напором в тех случаях, когда головка засоряется или встречает какое-либо препятствие (прослои, линзы или гнезда глин и др.).

В связи с тем что при устройстве горизонтальных скважин-лучей методом Раннея фильтр скважины является одновременно рабочим органом продавливания, фильтр изготовляют из труб с толщиной стенки не менее 8—10 мм из стали специальных марок: А, С, Д, Ем, Л, М (ГОСТ 632—64) — для неагрессивных вод нормальной жесткости и из коррозийностойкой стали, например хромистой, — для агрессивных вод [7].

Фильтровые трубы принимают диаметром 219—426 мм со скважностью не более 15—20% из условия сохранения необходимой прочности. Размер отверстий фильтра назначают в зависимости от состава пород водоносного пласта с учетом изменения его в результате выноса некоторых фракций в процессе продавливания луча. В связи с этим особое внимание уделяется подбору отверстий направляющей головки с учетом выноса из пород водоносного пласта мелких песчано-гравийных фракций и образования вокруг фильтра зоны более крупного естественного грунта.

Буровая головка в основании имеет форму цилиндра, постепенно переходящего в верхней части (передней по движению в пласте при продавливании) в конус или параболоид. Поскольку при продавливании луча направляющая буровая головка является пионерным рабочим органом, ее изготовляют из трубы с большей толщиной стенок, чем толщина стенок фильтровых труб. Размер и форму отверстий на боковой поверхности корпуса буровой головки подбирают в зависимости от состава и формы частиц породы водоносного горизонта. При продавливании лучей в пластах, сложенных песками и мелким гравием, применяют буровые головки с узкими прямоугольными щелями, а в пластах, сложенных гравийно-галечниковыми грунтами, — с широкими овальными отверстиями.

По мере продвижения в водоносном пласте скважина-луч обычно отклоняется вверх, поэтому целесообразно применять буровые головки параболоидной формы с бóльшим числом отверстий на нижней их поверхности и меньшим — на верхней.

Для уменьшения сопротивления грунтов продавливанию горизонтальных скважин-лучей применяют буровые головки с ударно-рыхлительным снарядом, который разрыхляет грунт перед буровой головкой и облегчает продвижение луча в пласте [7].

При производстве работ методом Раннея для удаления шлама используют стальные трубы диаметром 50—100 мм с ниппельным соеди-

нением. Продавливают лучи с помощью двухпоршневых гидравлических домкратов с прямым и обратным ходом, создающих давление до 50 т на один цилиндр.

В отличие от метода Раннея, по *методу Фельмана* из шахты в водоносный пласт продавливают не фильтровые, а глухие обсадные трубы, в которые по достижении ими проектной длины вводится фильтровая колонна. Обсадные трубы после этого извлекают, а буровая головка остается в водоносном пласте.

При этом методе устройства горизонтальных скважин-лучей применяют специальные толстостенные обсадные трубы. Фильтр, свободно вводимый внутрь обсадной трубы скважины, может быть изготовлен из стальных тонкостенных труб и с большей, чем при методе Раннея, скважностью. При этом методе можно использовать металлические трубчатые каркасы-фильтры с фильтрующими поверхностями, аналогично применяемым в вертикальных скважинах, а также неметаллические трубы и металлические трубы с антикоррозийными покрытиями.

Устройство горизонтальных скважин-лучей по *методу «Пройсаг»* осуществляется так же, как и методом Фельмана — продавливанием в водоносный пласт обсадной трубы с последующим вводом в нее трубчатого каркаса-фильтра и намывом вокруг него гравийной обсыпки.

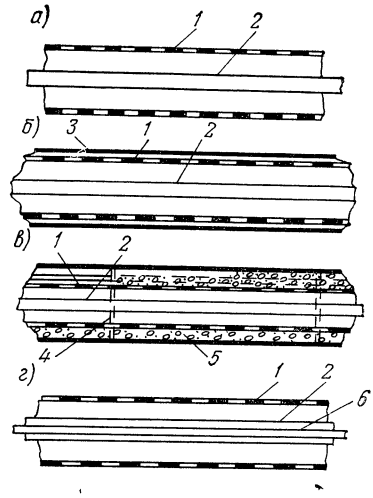


Рис. II.29. Схема взаимного размещения обсадных и фильтровых труб при сооружении горизонтальных скважин лучевых водозаборов различными методами

а — Раннея; *б*—Фельмана; *в*—Пройсаг; *г* — венгерским; *1* — фильтровые трубы; *2* — шламовые; *3* — обсадные; *4* — ребра-фланцы, приваренные к фильтровой трубе; *5*—гравийный кольцевой фильтр; *6* — гидромониторные трубы

Диаметр продавливаемых труб принимают из расчета размещения в них каркаса фильтра и слоя гравийной обсыпки. Вводимый в глухую трубу фильтр состоит из металлических перфорированных труб, стальных дисков, закрепляемых на расстоянии 1—2 м один от другого на фильтровых трубах и имеющих диаметр на 2—3 мм меньше внутреннего диаметра глухих обсадных труб, и трубы для намыва материала обсыпки. Эту трубу пропускают через отверстия в дисках и крепят так, чтобы ее можно было передвигать в горизонтальном направлении вдоль фильтра.

Намыв материала обсыпки ведется последовательно от забоя скважины к ее устью по участкам между дисками. После намыва одного участка обсадные трубы и трубу для намыва материала обсыпки перемещают на соответствующую длину (демонтируют) для устройства гравийной обсыпки на следующем участке фильтра.

При устройстве горизонтальных скважин-лучей методом Пройсаг, как и при методе Фельмана, для фильтров можно применять тонкостенные стальные трубы. Фильтрующая поверхность кроме гравийной может быть гравийно-кожуховой и блочной.

Венгерский метод устройства горизонтальных скважин-лучей практически является несколько усовершенствованным методом Раннея. По этому методу внутрь шламовой трубы несколько большего диаметра, чем в методе Раннея, вводится труба диаметром 20—25 мм, по которой

под большим давлением подается на забой скважины вода для размыва и рыхления грунта перед буровой головкой.

Схемы взаимного размещения обсадных и фильтровых труб при сооружении горизонтальных скважин лучевых водозаборов описанными методами приведены на рис. II.29. Указанные методы устройства горизонтальных скважин-лучей имеют преимущества и недостатки.

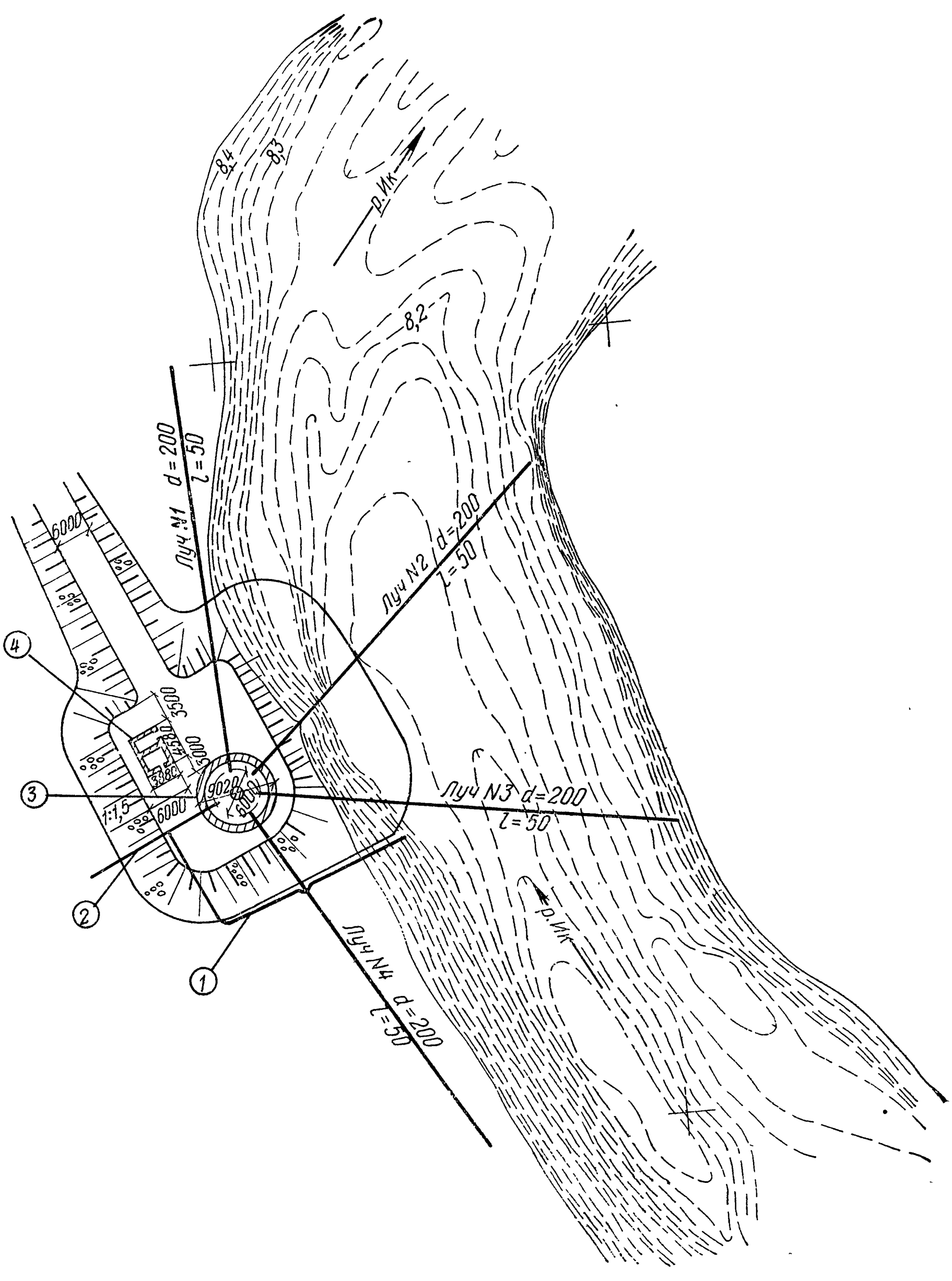


Рис. II.30. Лучевой водозабор на р. Ик (план)

1 — труба для выпуска воды; *2* — напорный водовод; *3* — шахта лучевого водозабора; *4* — здание трансформаторной подстанции

Метод Раннея отличается простотой производства работ, недостатками являются небольшая скважность фильтра и ограниченная область применения — только в водоносных пластах, сложенных разнозернистыми песчано-гравийными и гравийно-галечниковыми отложениями со средним размером фракций более 3 мм.

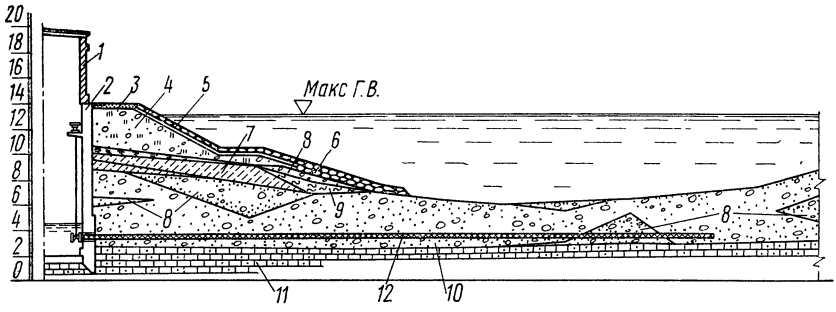


Рис. II.31. Лучевой водозабор на р. Ик (геологолитологический разрез по подрусловому лучу № 3)

1 — здание насосной станции; *2* — шахта; *3* — отмостка из гравия; *4* — насыпной грунт; *5* — одиночное мощение камнем; *6* — каменная наброска; *7* — суглинки, супеси; *8* — пески с гравием; *9* — илы; *10* — гравийно-галечниковые отложения; *11* — песчаники; *12* — перфорированные трубы фильтра-луча

Метод Фельмана может применяться в водоносных пластах с более мелкими фракциями пород. Недостатки метода — сложность производства работ и трудность извлечения обсадных труб.

Еще более сложным является метод «Пройсаг», но его можно использовать для устройства горизонтальных скважин-лучей в водоносных пластах, сложенных мелкозернистыми однородными песками.

Венгерский метод в производстве работ несколько сложнее метода Раннея, но в сравнении с последним облегчает и ускоряет проходку горизонтальных скважин-лучей.

В СССР венгерский метод был применен при строительстве лучевых водозаборов в Татарии (по проекту Союзводоканалпроекта, Гипроспецпромстроя), Башкирии (по проекту Гипрокоммунводоканала) и Грузии (по проекту Грузгипроводхоза); метод Фельмана — при строительстве лучевого водозабора, предназначенного для водопонижения при сооружении Киевской ГЭС.

Первый лучевой водозабор в отечественной практике строительства был сооружен в 1961—1962 гг. на левобережной пойме р. Ик в Татарской АССР для водоснабжения системы заводнения нефтяных пластов[1].

На участке размещения водозабора (рис. II.30) мощность водоносного пласта незначительная: на пойме 4,2—8 м и под руслом реки 3,1—4 м, русло местами заилено, река здесь в течение большей части года находится в подпоре от нижерасположенной водоподъемной плотины открытого водозабора. Водоносный пласт состоит из аллювиальных гравийно-галечниковых отложений с линзами мелкозернистых песков, супесей и суглинков. В составе гравийно-галечниковых отложений собственно гальки ~30%, гравия ~40% и ~30% разнозернистого пылеватого песка (рис. II.31). Средний коэффициент фильтрации пород водоносного пласта 90 м/сут.

[1] Водозабор построен по инициативе инж. В. В. Абрамова. Изыскания и проектирование выполнены А. И. Арцевым, А. Е. Станкевичем и Н. В. Ересновым. Авторский надзор за строительством водозабора осуществлял инж. А. А. Плахин [1, 7, 13]

Водозабор был запроектирован комбинированного типа с четырьмя лучами: двумя береговыми и двумя подрусловыми.

Шахта водозабора железобетонная, сооружена опускным способом; диаметр шахты 6 м, высота (глубина) 12 м (рис. II.32). В нижней части стен шахты на высоте 1,45 м от ее днища были заложены восемь направляющих устройств — патрубков (четыре рабочих и четыре ре-

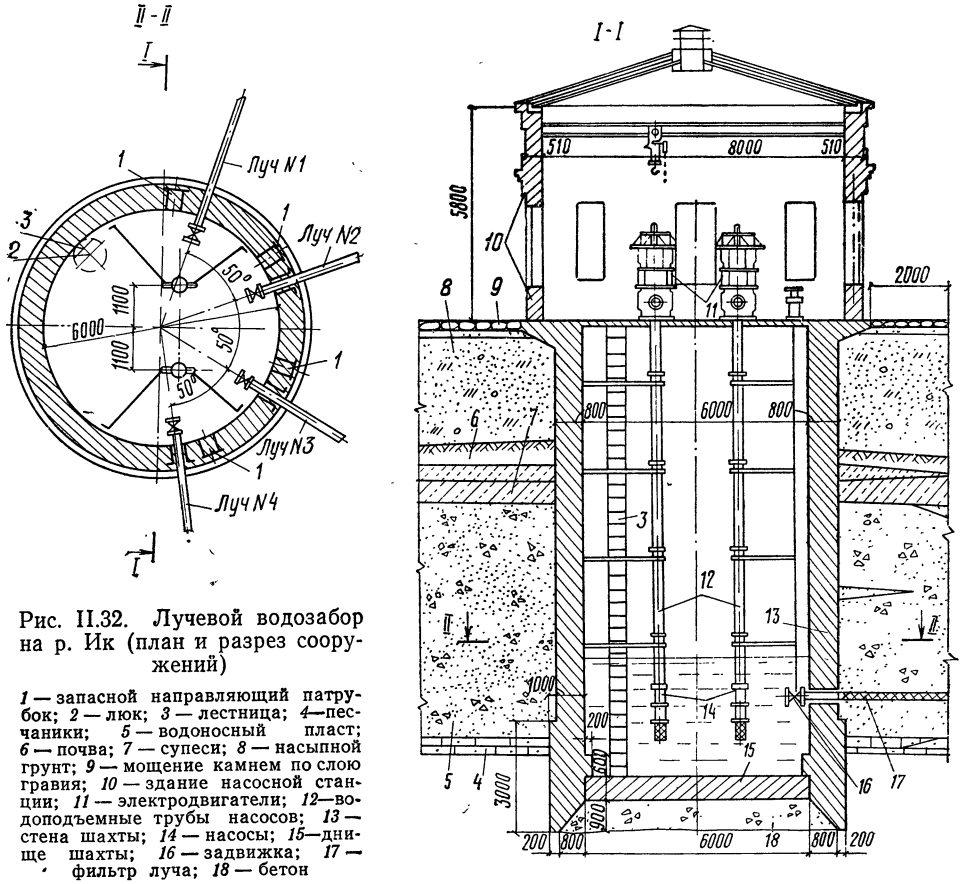


Рис. II.32. Лучевой водозабор на р. Ик (план и разрез сооружений)

1 — запасной направляющий патрубок; *2* — люк; *3* — лестница; *4*—песчаники; *5* — водоносный пласт; *6* — почва; *7* — супеси; *8* — насыпной грунт; *9* — мощение камнем по слою гравия; *10* — здание насосной станции; *11* — электродвигатели; *12*—водоподъемные трубы насосов; *13* — стена шахты; *14* — насосы; *15*—днище шахты; *16* — задвижка; *17* — фильтр луча; *18* — бетон

зервных) для вывода через них из шахты и продавливания в водоносный пласт горизонтальных фильтров-лучей; способ продавливания лучей — венгерский.

Фильтры-лучи были изготовлены из стальных труб 219×8 мм со щелевыми отверстиями шириной 6 м и длиной 140 мм, расположенными по длине трубы через 30 мм, а по ее окружности с шагом 15°. При этом скважность фильтра оказалась равной 13%. Длина отдельных секций фильтра-луча 2,75 м, по мере продавливания их соединяли сваркой. На конце первой секции фильтра закрепляли буровую головку параболической формы с 16 овальными отверстиями по боковой поверхности. Шламовые трубы были приняты диаметром 102 мм, состоящими из отдельных секций длиной 2,81 м. Соединение секций ниппельное, усиленное потайными винтами. В качестве гидромониторной была принята стальная труба диаметром 25 мм из отдельных секций длиной 2,77 мм, соединенных с помощью муфт, один конец которых приварен к трубе, другой

закреплен стопорным болтом. Вода по этой трубе при необходимости подавалась под давлением до 10 атм.

Для предотвращения поступления воды в шахту по межтрубным пространствам — между направляющим патрубком и фильтром-лучом и между фильтром-лучом и шламовой трубой устанавливали сальники (рис. II.33).

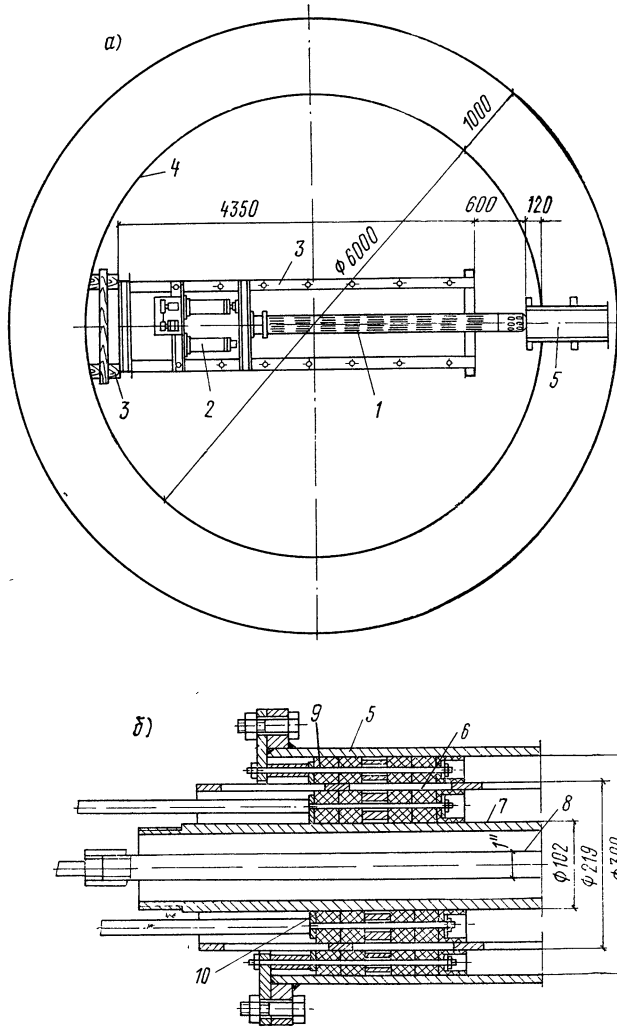


Рис. II.33. Лучевой водозабор на р. Ик (схема установки домкрата)

а — установка первой секции луча с буровой головкой и домкрата для продавливания луча; *б* — установка сальников; *1* — первая секция фильтра; *2*—домкрат; *3* — рама домкрата; *4* — стена шахты; *5* — патрубок, заделанный в стену шахты; *6* — фильтровая труба; *7* — шламовая труба; *8*—гидромониторная труба; *9*—сальник между патрубком и фильтровой трубой; *10*—сальник между фильтровой и шламовой трубами

Для продавливания фильтров-лучей в водоносный пласт применяли гидравлический двухцилиндровый домкрат. Диаметр цилиндров домкрата 90 мм, длина хода плунжеров 600 мм, максимальное усилие 30 т. Домкрат устанавливали на специальной раме, упиравшейся в противоположную стену шахты (см. рис. II.33).

Лучевые водозаборы, сооружаемые открытым способом

При близком к дневной поверхности залегании водоносного пласта и небольшой его мощности лучевые водозаборы можно сооружать открытым способом без водопонижения. В этом случае лучевой водозабор

в виде блока, состоящего из вертикальной трубы и горизонтальных трубчатых фильтров-лучей, собирают на поверхности и опускают в открытый по форме блока котлован под воду на заданную отметку (рис. II.34).

Производство работ по сооружению лучевых водозаборов открытым способом ведется в такой последовательности[1]:

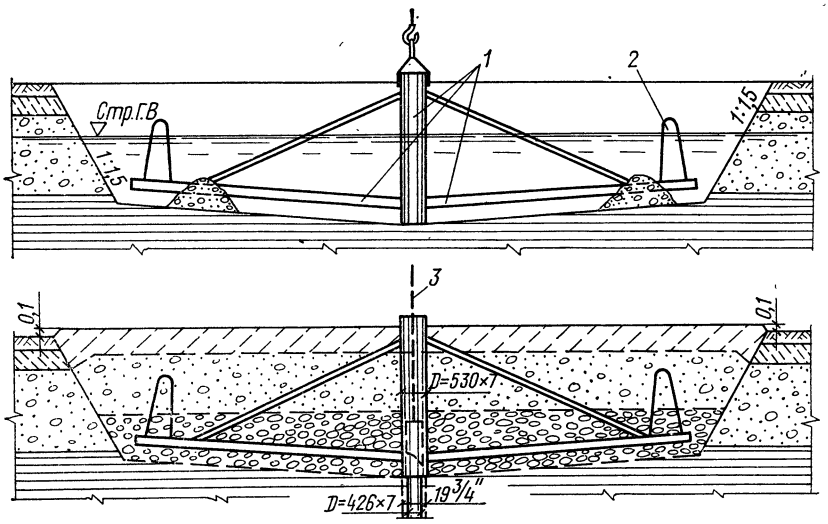


Рис. II.34. Схема блока лучевого фильтра водозабора, сооружаемого открытым способом

1 — блок лучевого фильтра; *2* — стропа с разметкой; *3* — штанга станка УКС-22

1) разрабатывают котлован до заданной отметки и зачищают его дно;

2) смонтированный блок лучевого фильтра опускают в котлован, устанавливают в проектном положении и закрепляют отсыпкой под лучи подушек из отсортированного гравия. Размеры фракций гравия определяют в зависимости от состава пород водоносного пласта и диаметра отверстий в трубах фильтров-лучей;

3) после установки и закрепления блока лучевых фильтров отсыпают гравий в котлован на заданную высоту (толщину слоя) по всей длине каждого луча, создавая таким образом водоприемную фильтрующую поверхность трубчатого каркаса фильтра. Затем котлован засыпают местным гравийно-галечниковым грунтом, а ближе к поверхности земли — суглинистым грунтом;

4) через вертикальную трубу блока бурят скважину для установки насоса или оборудования, необходимых для эксплуатации водозабора сифонным способом.

9. КАПТАЖ ИСТОЧНИКОВ

Каптаж источников (родников) представляет собой сооружение для захвата подземных вод, выходящих на дневную поверхность.

В природных условиях выходы подземных вод на дневную поверхность проявляются в виде нисходящих и восходящих источников.

При сосредоточенном выходе подземных вод каптажное сооруже-

[1] Проект разработан А. Е. Станкевичем.

ние устраивают в виде камеры-колодца над выходом восходящего источника или перед выходом нисходящего источника.

При рассредоточенном выходе подземных вод в виде отдельных источников, расположенных один от другого на расстоянии более 5 м, каптаж их осуществляется раздельно со сбором воды в общую водосборную камеру. Общая камера может находиться на основном (наиболь-

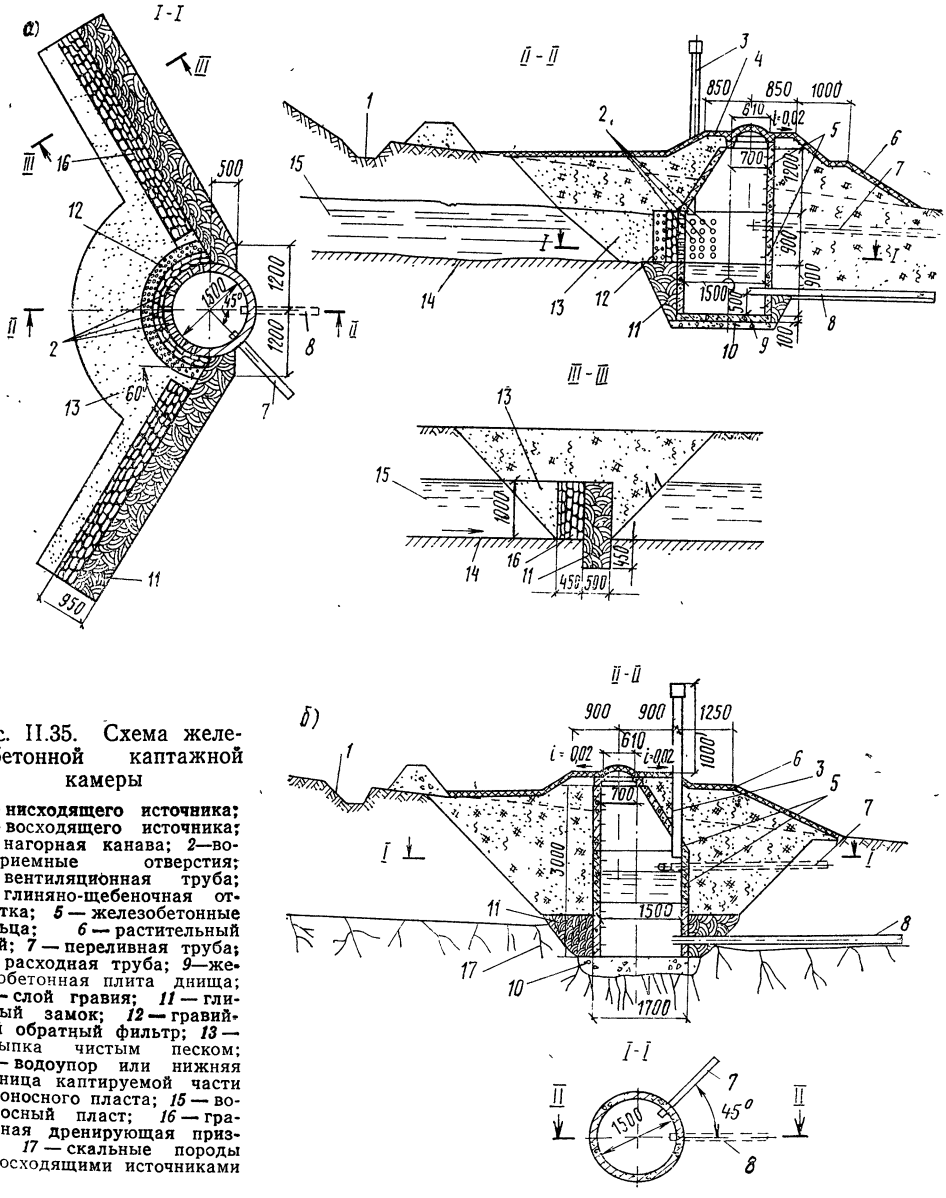


Рис. II.35. Схема железобетонной каптажной камеры

а — нисходящего источника; *б* — восходящего источника; *1* — нагорная канава; *2*—водоприемные отверстия; *3* — вентиляционная труба; *4* — глиняно-щебеночная отмостка; *5* — железобетонные кольца; *6* — растительный слой; *7* — переливная труба; *8* — расходная труба; *9*—железобетонная плита днища; *10* — слой гравия; *11* — глиняный замок; *12* — гравийный обратный фильтр; *13* — засыпка чистым песком; *14* — водоупор или нижняя граница каптируемой части водоносного пласта; *15* — водоносный пласт; *16* — гравийная дренирующая призма; *17* — скальные породы с восходящими источниками

шем по дебиту) выходе подземных вод или устраивают специальную сборную камеру за пределами выхода подземных вод.

При сплошном, но слабо выраженном выходе подземных вод каптаж их осуществляется с помощью горизонтальных трубчатых или галерейных водозаборов со сбором из них воды в общую водосборную емкость.

При использовании нисходящих источников, приуроченных обычно к склонам горных возвышенностей и долин оврагов, балок, рек, каптаж врезается в склон для приема воды через его нагорную стенку (рис. II.35, *а*), в которой предусматривают соответствующие отверстия. Перед этими отверстиями устраивают обратный фильтр, материал которого подбирается в зависимости от размера частиц породы водоносного пласта. При небольшой мощности водоносного пласта и близком залегании водоупора днище каптажной камеры заглубляют ниже подошвы пласта.

Для более полного отбора воды из пласта уровень ее в каптажной камере не должен быть выше подошвы пласта.

При большой мощности водоносного пласта и глубоком залегании водоупора каптаж по глубине может быть несовершенным. Глубину заложения нижнего ряда водоприемных отверстий в стенке каптажа и заглубление его днища определяют из условий требуемой производительности каптажа с учетом обеспечения условий для дальнейшего транспортирования воды.

Каптаж нисходящих источников при необходимости сооружают с водоулавливающими стенками — барражами, вдоль которых со стороны потока подземных вод выкладывают призму из фильтрующего материала, сопрягающуюся с обратным фильтром каптажа.

Из восходящих источников прием воды осуществляется в соответствии с ее движением снизу вверх через дно каптажного устройства (рис. II.35, *б*).

Если восходящий источник приурочен к скальным трещиноватым, но крепким породам, прием воды днищем каптажа осуществляется через один слой фильтрующего материала — крупного гравия, гальки или щебня неразмокаемых в воде пород.

При выходе восходящего источника из рыхлых водоносных пород, особенно из песков, под днищем каптажа устраивается обратный фильтр.

Каптажные камеры сооружают из сборного железобетона в открытых котлованах, а на восходящих источниках при глубоком залегании водоносного пласта — опускным способом.

Для нормальной работы каптажа необходимо:

а) достаточно полно по площади и глубине вскрыть выход источника;

б) предохранить источник от промерзания и поверхностных загрязнений;

в) принять меры по предотвращению образования оползней, размывов и обвалов в месте расположения каптажа;

г) обеспечить надежную вентиляцию каптажа.

Каптаж должен быть оборудован устройствами для сброса излишков воды, осаждения и удаления взвешенных веществ, контроля работы фильтров, регулирования поступающей и отводимой воды, замера подаваемой воды потребителю.

Вода из каптажей подается потребителю самотеком или с помощью насосов. Насосы устанавливают в каптажных камерах (на каптажах малой производительности) или в отдельном здании у каптажа либо у общей водосборной емкости, в которую стекает вода из ряда каптажей.

Глава III

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ВОДОЗАБОРОВ

1. ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Гидрогеологические расчеты — важнейший элемент проектирования водозаборов подземных вод. Основными задачами их являются:

1) определение дебита водозаборов и понижений уровня подземных вод в процессе эксплуатации;

2) оценка возможного взаимодействия данного водозабора с существующими или намечаемыми к строительству водозаборами на других участках водоносного пласта;

3) прогноз изменений качества подземных вод (химического состава, бактериологических и органолептических показателей) в связи с возможным подтоком подземных вод повышенной минерализации или с повышенным содержанием тех или иных компонентов, а также вследствие фильтрации загрязненных вод из рек, хвостохранилищ, испарительных бассейнов и т. п.

Одновременно с решением этих задач выбирают тип и схему расположения водозаборных сооружений и целесообразный режим водоотбора из них.

При гидрогеологических расчетах водозаборов обычно в качестве исходной величины принимается дебит $Q_{\text{расч}}$, соответствующий проектируемому водопотреблению. Но нередко приходится определять максимальный дебит $Q_{\text{макс}}$, который может быть получен на рассматриваемом участке водоносного пласта или на всей площади его распространения. В обоих случаях должны быть определены количество скважин, их размеры (глубина, диаметр), тип водоприемной части (фильтра) и дебит каждой скважины при заданном времени эксплуатации $t_{\text{расч}}$ и максимально допустимых понижениях уровня $S_{\text{доп}}$. Если проектируется устройство горизонтального, лучевого или водозабора другого типа, гидрогеологическими расчетами также определяются размеры сооружений, их количество и дебит на период $t_{\text{расч}}$.

Таким образом, на основе гидрогеологических расчетов устанавливаются [25, 32]: 1) возможность получения данным водозабором или группой водозаборов нужного количества воды $Q_{\text{расч}}$ к концу расчетного периода $t_{\text{расч}}$, не превышая максимально допустимых понижений уровня $S_{\text{доп}}$; 2) величина максимального дебита $Q_{\text{макс}}$, который может быть получен данным водозабором или группой водозаборов при эксплуатации их в течение всего периода $t_{\text{расч}}$, исходя из условия, что опять-таки к концу этого периода понижения уровня не превысят максимально допустимых понижений $S_{\text{доп}}$.

Во всех случаях, следовательно, должно выдерживаться соотношение

$$S_{\text{расч}} \leqslant S_{\text{доп}}, \qquad \text{(III.1)}$$

где $S_{\text{расч}}$ — расчетное понижение уровня.

При $S_{\text{расч}} > S_{\text{доп}}$ проектируемый дебит водозабора не может считаться обеспеченным. В этом случае необходимо либо увеличить число скважин, уменьшив дебит каждой из них, либо распределить скважины на большей площади.

При $S_{расч} < S_{доп}$ дебит водозабора может быть увеличен, или при сохранении проектного дебита должно быть сокращено количество скважин и уменьшено расстояние между ними.

В скважинах, как известно, допустимое понижение уровня теоретически может достигать полной мощности пласта (в напорных пластах — полной высоты пьезометрического напора, считая от подошвы пласта). При таком понижении уровня дебит скважин является максимальным.

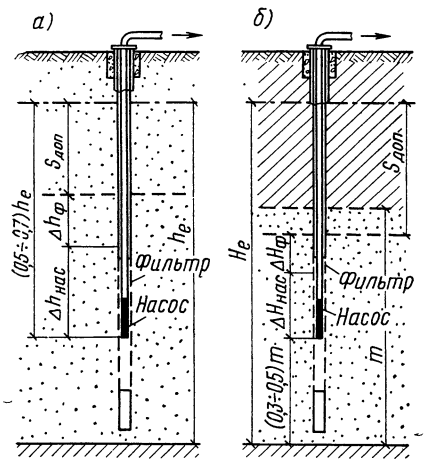


Рис. III.1. Схема к определению максимально допустимого понижения уровня $S_{доп}$ в скважинах

а — в безнапорном пласте; *б* — в напорном пласте

На практике, однако, допустимое понижение уровня $S_{доп}$ всегда меньше указанного теоретического предела: величина его устанавливается в зависимости от условий откачки (в скважине должен быть оставлен столб воды, достаточный для заглубления насоса или его водоприемной части) и потерь напора, связанных с сопротивлением фильтра.

Вместе с тем при проектировании необходимо предусматривать некоторый резерв воды, так как в расчетной схеме невозможно полно отразить реальные гидрогеологические условия, в частности, крайне изменчивую водопроводимость пласта. Поэтому максимально допустимое понижение уровня $S_{доп}$, как правило, принимается равным не более 50—70% общей мощности пласта и с учетом этого приближенно может быть определено по следующим соотношениям [26, 32] (рис. III.1):

для безнапорных вод

$$S_{доп} \approx (0{,}5 \div 0{,}7)\, h_e - \Delta h_{нас} - \Delta h_ф; \qquad \text{(III.2)}$$

для напорных вод

$$S_{доп} \approx H_e - [(0{,}3 \div 0{,}5)\, m + \Delta H_{нас} + \Delta H_ф], \qquad \text{(III.3)}$$

где h_e и H_e — соответственно первоначальная глубина воды до водоупора (в безнапорных пластах) и напор (в напорных пластах) в пункте расположения скважины (так называемые «статические» уровни до начала откачек);

$\Delta h_{нас}$ и $\Delta H_{нас}$ — максимальная глубина погружения низа насоса (или его водоприемной части) под динамический уровень в скважине;

$\Delta h_ф$ и $\Delta H_ф$ — потери напора на входе в скважину (сопротивление фильтра и породы в прискважинной зоне);

m — мощность напорного пласта.

Для выбора наиболее рационального типа и схемы водозабора или группы водозаборов рассматривается ряд вариантов, по которым производятся гидрогеологические расчеты и технико-экономические сопоставления.

Методы гидрогеологических расчетов водозаборов подземных вод принято подразделять на *балансовые* и *гидродинамические* [23].

Балансовыми расчетами определяются суммарные величины питания (пополнения) и расходования подземных вод по регионам, бассейнам или участкам. Результаты балансовых расчетов служат основой для

оценки общих запасов подземных вод в районе намечаемого расположения водозаборных сооружений.

Затем производят расчет самих водозаборных сооружений применительно к конкретным их схемам, типам и конструкциям. Для этого используют гидродинамические методы, включающие в себя приближенные (как их часто называют, гидравлические) приемы аналитических расчетов, и собственно гидродинамические методы решения задач о притоке подземных вод к водозаборам на основе дифференциальных уравнений фильтрации при соответствующих краевых условиях. К гидродинамическим методам расчета относятся также моделирование на аналоговых вычислительных машинах (АВМ) и расчеты на цифровых электронно-вычислительных машинах (ЭВМ).

Для приближенных оценок производительности проектируемых водозаборов иногда можно использовать метод натурных аналогий — перенесение на проектируемый объект данных по действующим водозаборам, находящимся в аналогичных гидрогеологических условиях.

При использовании этого метода необходимо иметь тщательное обоснование и доказательства существования аналогии районов проектируемого и действующего водозаборов по параметрам, определяющим естественные ресурсы подземных вод и условия их восполнения в процессе эксплуатации водозаборных сооружений.

Все указанные методы гидрогеологических расчетов водозаборов подземных вод — балансовые, гидродинамические (в том числе машинные на АВМ и ЭВМ), а также метод натурных аналогий — могут быть использованы совместно в дополнение друг друга на разных стадиях изысканий и проектирования в соответствии с необходимой детальностью расчетов и другими предъявляемыми к ним требованиями.

Баланс подземных вод района размещения проектируемого водозаборного сооружения должен составляться на основе общего водного баланса, схема которого может быть представлена в следующем виде:

$$\Delta W = O + \overbrace{П_{подз} + П_{пов}}^{П_{1,2}} + П_{иск} - \overbrace{C_{подз} - C_{пов}}^{C_{1,2}} - И - \overbrace{Q_{подз} - Q_{пов}}^{Q_{1,2}}, \qquad (III.4)$$

где ΔW — изменение запасов воды в пределах рассматриваемого района; O — осадки; $П_{1,2}$ — приток подземных и поверхностных вод через внешние границы территории; $П_{иск}$ — подача воды на территорию в результате искусственных мероприятий (орошение, возвратные воды после использования); $C_{1,2}$ — сток общий (подземный и поверхностный); $И$ — испарение суммарное (с поверхности почвы, из зоны аэрации и с поверхности подземных вод, транспирация влаги растительностью); $Q_{1,2}$ — водозаборы подземных и поверхностных вод.

Величина ΔW, если ее рассматривать в многолетнем разрезе, характеризует изменение общих запасов подземных вод. Вместе с тем она не является аналогом эксплуатационных запасов подземных вод $Q_э$. В слабопроницаемых породах и при затрудненной связи с реками обычно $Q_э < \Delta W$; наоборот, при хорошей водопроницаемости пород и активной фильтрации из поверхностных водотоков $Q_э > \Delta W$.

Несмотря на такую, казалось бы, неопределенность, анализ общего водного баланса позволяет судить о суммарных запасах подземных вод и возможных дополнительных источниках их восполнения (например, в результате сокращения поверхностного и подземного оттока за пределы территории, уменьшения испарения и т. д.).

Исходные дифференциальные уравнения фильтрации, на основе которых решаются задачи гидродинамического расчета водозаборов, обычно с определенными приближениями, приводятся к виду хорошо изученных в математической физике параболических уравнений (или уравне-

ний Фурье) для неустановившегося движения подземных вод и эллиптических уравнений (уравнений Лапласа, Пуассона, Гельмгольца) для установившегося движения.

В простейшем виде уравнение нестационарной фильтрации записывается следующим образом [5, 105, 140]:

для безнапорных потоков подземных вод

$$a\nabla^2\left(\frac{h^2}{2}\right)+\frac{\varepsilon h_{ср}}{\mu}=\frac{\partial\left(\frac{h^2}{2}\right)}{\partial t}; \qquad \text{(III.5)}$$

для напорных потоков подземных вод

$$a^*\nabla^2 H+\frac{\varepsilon}{\mu^*}=\frac{\partial H}{\partial t}, \qquad \text{(III.6)}$$

где h — глубина воды до водоупора в безнапорных потоках; μ — водоотдача безнапорных пластов при их осушении (так называемая гравитационная водоотдача); $h_{ср}$ — некоторая средняя мощность безнапорного пласта; H — напор (пьезометрический уровень); μ^* — водоотдача напорных пластов (упругая водоотдача); $a=\frac{kh_{ср}}{\mu}$ и $a^*=\frac{km}{\mu^*}$ — коэффициенты пьезопроводности соответственно безнапорного и напорного пластов; $kh_{ср}$ и km — их проводимости; k — коэффициент фильтрации; m — мощность напорного пласта.

Для установившегося движения правая часть в уравнениях (III.5) и (III.6) приравнивается нулю.

Величина ε в приведенных уравнениях характеризует поступление воды в эксплуатируемый пласт из внешних источников (инфильтрация, переток из соседних водоносных горизонтов и т. д.). В общем случае ε может быть функцией координат, времени, а также напора.

Если ввести в рассмотрение некоторую функцию $U_{бн}=\frac{h^2}{2}$ для безнапорного потока и $U_н=mH$ для напорного потока, то уравнения (III.5) и (III.6) становятся в математическом отношении идентичными.

При этом решения для напорных пластов могут быть применены и для безнапорных водоносных горизонтов со свободной поверхностью при использовании следующих соотношений:

$$H=\frac{h^2}{2m}, \quad h=\sqrt{2mH}. \qquad \text{(III.7)}$$

В дальнейшем в качестве расчетных величин всюду принимаются понижения уровня

$$S_{бн}=h_e-h \text{ и } S_н=H_e-H,$$

где h_e и H_e — первоначальные глубина безнапорного пласта и напор в напорном пласте.

В соответствии с (III.7)

$$S_{бн}=h_e-\sqrt{2m\,(H_e-S_н)};\ S_н=H_e-\frac{(h_e-S_{бн})^2}{2m}. \qquad \text{(III.7а)}$$

Для получения конкретных решений задач по расчету водозаборов приведенные дифференциальные уравнения необходимо дополнить начальными и граничными условиями (или в совокупности — краевыми условиями).

В случае установившегося движения должны быть заданы граничные условия, т. е. значения напора, скорости, расхода (или определенные соотношения между ними) на внешних и внутренних границах пласта, а также на самих водозаборных сооружениях.

При неустановившейся фильтрации кроме граничных условий необходимо задать начальные условия, выражающие распределение напоров (а иногда и скоростей и расходов) в области распространения водоносного пласта до начала эксплуатации водозабора.

Таким образом, краевыми условиями характеризуется весь комплекс природных (геологических, гидрогеологических, гидрологических) особенностей района расположения водозаборного сооружения.

2. СХЕМАТИЗАЦИЯ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ РАСЧЕТА

Гидрогеологические расчеты водозаборных сооружений на основе решений исходных дифференциальных уравнений (аналитических решений или с помощью АВМ и ЭВМ) могут быть сделаны только при той или иной степени схематизации гидрогеологической обстановки.

При построении расчетных схем следует исходить из того, что водоносный пласт (система, комплекс водоносных пластов) как в естественных условиях, так и в условиях, нарушенных эксплуатацией водозаборов, представляет собой единую физическую область, имеющую определенные внешние границы. Задача состоит в том, чтобы на основе схематизации определить применимость для расчета фильтрации в этой области того или иного дифференциального уравнения и сформулировать граничные и начальные условия.

В граничных и начальных условиях получают отражение [25]:

1) геологическое строение, структура и свойства водоносных пластов:

а) условия залегания и литологический состав водоносных пластов и пород, граничащих с ними в плане и вертикальном разрезе (водоносных и неводоносных);

б) водопроницаемость и водоотдача (водоемкость) пластов;

в) геометрические их характеристики — площадь распространения и мощность водоносных пластов и контактирующих пород (в кровле и подошве), форма внешних границ в плане и в разрезе (в частности, уклон водоупорного ложа пластов);

2) *условия питания и стока водоносных пластов* (т. е. источники пополнения запасов подземных вод):

а) инфильтрация атмосферных осадков в водоносный пласт и конденсация влаги;

б) поступление в водоносный пласт поверхностных вод из рек, водохранилищ, каналов и других водотоков и водоемов);

в) фильтрация из соседних водоносных горизонтов.

Для оценки качества подземных вод в краевых условиях должны быть также учтены физические свойства и химический состав подземных вод, состав загрязненных жидкостей, которые могут проникнуть в подземные воды (например, при фильтрации промышленных стоков из шламохранилищ и накопителей), показатели физико-механического взаимодействия подземных вод и загрязненных жидкостей и др.

В расчетных схемах водоносных пластов можно выделить границы, характеризующие взаимоотношения данного водоносного пласта с соседними водоносными и водоупорными породами в вертикальном разрезе, и; следовательно, условия их питания в пределах области распространения пласта. Характер питания будет определяться граничными условиями, задаваемыми на кровле и подошве пласта в виде модуля питания ε, равного объему воды, поступающему в единицу времени на единицу площади.

В безнапорных потоках питание пласта осуществляется через свободную поверхность (модуль питания пласта $\varepsilon = \varepsilon_{инф}$). Безнапорные пласты, кроме того, могут иметь напорное питание снизу через слабопроницаемый прослой (модуль питания $\varepsilon_н$).

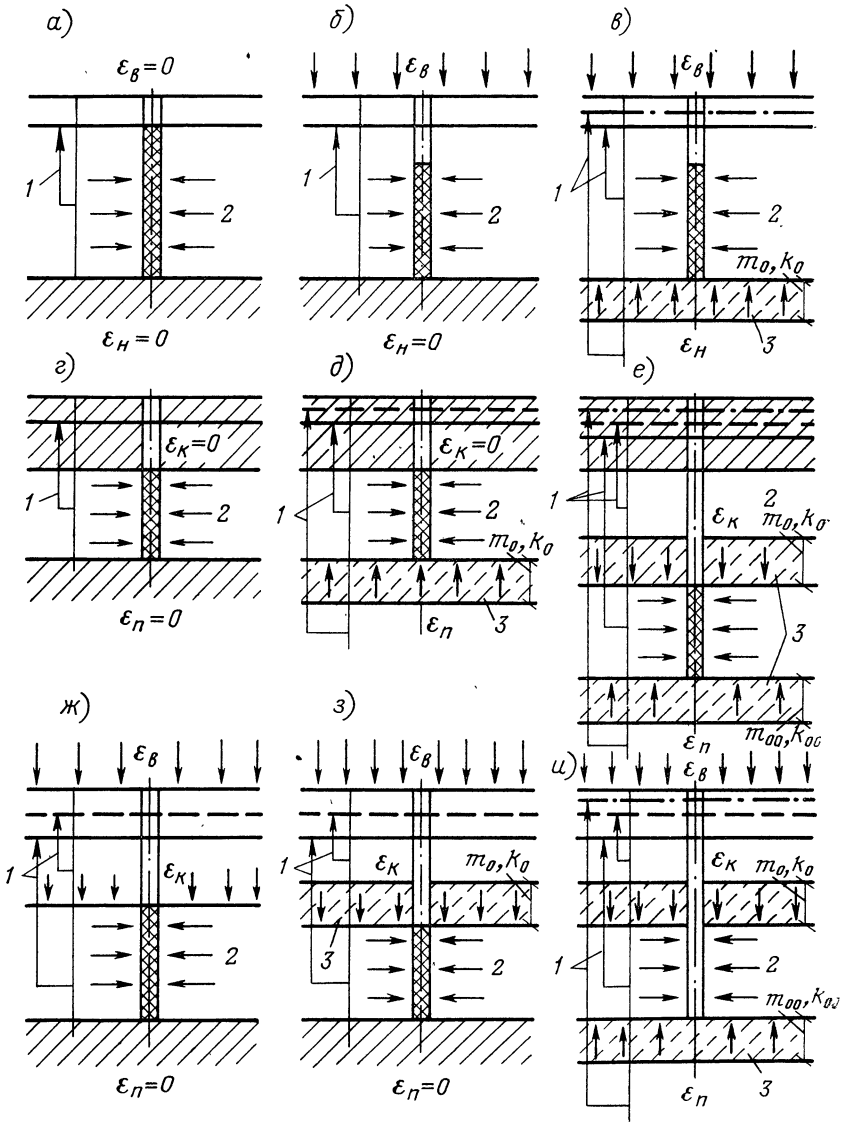


Рис. III.2. Расчетные схемы водоносных пластов (разрез)
1 — пьезометрические уровни подземных вод; *2* — основные водоносные пласты; *3* — разделяющие слои

На рис. III.2 даны схемы, иллюстрирующие граничные условия на кровле и подошве безнапорного пласта: при $\varepsilon_в = \varepsilon_н = 0$ (рис. III.2, *а*), при $\varepsilon_в > 0$, а $\varepsilon_н = 0$ (рис. III.2, *б*) и при $\varepsilon_в > 0$ и $\varepsilon_н > 0$ (рис. III.2, *в*).

В напорных пластах оцениваются модули питания через кровлю $\varepsilon_к$ и подошву пласта $\varepsilon_п$: при $\varepsilon_к = \varepsilon_п = 0$ (рис. III.2, *г*) — изолированный пласт, при $\varepsilon_к = 0$, а $\varepsilon_п > 0$ — двухслойный пласт (рис. III.2, *д*) и при $\varepsilon_к > 0$ и $\varepsilon_п > 0$ трехслойная система (рис. III.2, *е*).

Распространенным является случай непосредственного контакта напорного пласта со слабопроницаемым безнапорным водоносным горизонтом, залегающим с поверхности и связанным с атмосферой. На рис. III.2 выделены три таких схемы: $\varepsilon_к > 0$, $\varepsilon_п = 0$ — питание напорного

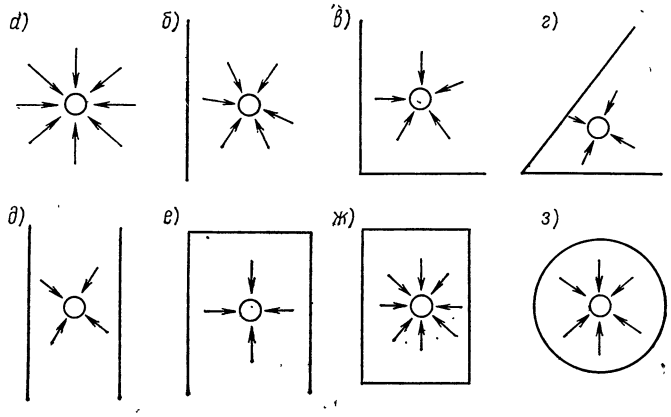


Рис. III.3. Расчетные схемы водоносных пластов (план)

пласта сверху вследствие фильтрации из безнапорного пласта (рис. III.2, *ж*); $\varepsilon_к > 0$, $\varepsilon_п = 0$ — в этом случае напорный пласт отделен от безнапорного слабопроницаемым глинистым прослоем (рис. III.2, *з*) и $\varepsilon_к > 0$, $\varepsilon_п > 0$ — дополнительно к фильтрации из верхнего безнапорного слоя происходит переток из нижележащего напорного пласта через слабопроницаемый слой (рис. III.2, *и*).

Дальнейшее подразделение водоносных пластов производится в зависимости от геометрической формы боковых внешних границ пласта и условий его питания через эти границы, т. е. по граничным условиям в плане. Границы реальных областей фильтрации, как правило, имеют сложные геометрические очертания. Для целей расчета они во многих случаях могут быть представлены в виде прямолинейных или круговых контуров. Исходя из этого можно выделить следующие типовые расчетные схемы (рис. III.3):

а) неограниченный по площади распространения («бесконечный») водоносный пласт;

б) полуограниченный («полубесконечный») пласт с одной прямолинейной границей;

в) пласт, ограниченный двумя контурами, взаимно пересекающимися под прямым углом («пласт — квадрант»);

г) пласт, ограниченный двумя контурами, взаимно пересекающимися под любым углом («пласт — угол»);

д) пласт, ограниченный двумя параллельными прямолинейными контурами, уходящими в бесконечность («пласт — полоса»);

е) то же, с одной поперечной границей («пласт — полуполоса»);

ж) пласт, ограниченный прямолинейными контурами с четырех сторон («пласт — прямоугольник»);

з) пласт с круговым контуром («пласт — круг»).

Если границами области фильтрации являются поверхностные водные источники, из которых вода может поступать в водоносные горизонты, то такие области называют *открытыми*. Водоносные пласты, ограниченные непроницаемыми контурами, через которые приток воды практически можно считать равным нулю, называют *закрытыми пла-*

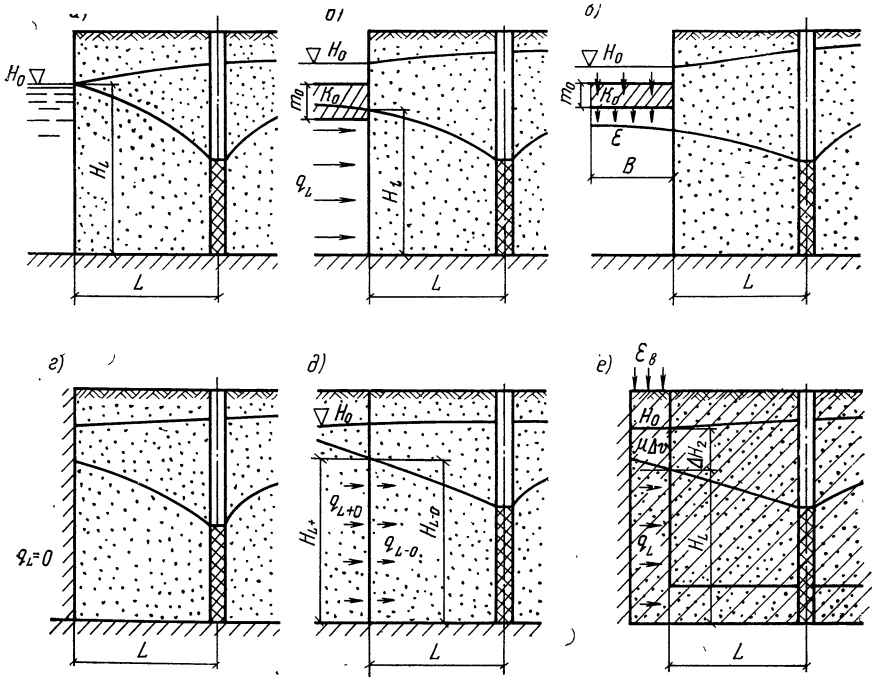


Рис. III.4. Основные типы граничных условий (разрез)

стами. Нередко вводятся понятия *полуоткрытых и полузакрытых* областей при наличии соответственно одной проницаемой и одной непроницаемой границы. На рис. III.4 показаны схемы условий на боковых границах водоносных пластов:

а) водоносный пласт непосредственно связан с поверхностным водотоком; на линии последнего сохраняется постоянный уровень (напор) $H_L=H_0=\text{const}$ или величина его изменяется по известному закону $H_L=H_0=f(t)$ (граничное условие I рода);

б) русло водотока экранировано слабопроницаемым слоем; в этом случае уровень водоносного пласта на границе изменяется и расход определяется пропускной способностью экрана и дебитом водозабора: $q_L=\alpha(H_0-H)$ (граничное условие III рода);

в) на линии водотока уровень опускается ниже подошвы экранирующего слоя и через последний происходит инфильтрация («дождевание») с постоянным расходом $q_L=\text{const}$ или расходом, изменяющимся по определенному закону $q_L=f(t)$ (условие II рода);

г) граница пласта является непроницаемой: $q_L=0$ (нулевое условие II рода);

д) граница между слоями с различными фильтрационными свойствами; в силу неразрывности течения $q_{L+0}=q_{L-0}$, $H_{L+0}=H_{L-0}$ (условия IV рода);

е) осушение напорного пласта в области выхода его на поверхность: $q_L=\mu V$ (V — объем осушенной части, μ — водоотдача пород).

Практическое использование указанных краевых условий будет проиллюстрировано при решении конкретных задач.

3. ПАРАМЕТРЫ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТОВ

Пористость и водоотдача водоносных пластов

В подземной гидравлике принято различать общую и эффективную пористость. Под общей пористостью n понимают отношение объема всех пор (включая «застойные» и «тупиковые» поры) $V_{п.о}$ к объему данной части породы в целом $V_{пл}$:

$$n = \frac{V_{п.о}}{V_{пл}} . \qquad (III.8)$$

Эффективная пористость $n_э$ определяется аналогичным соотношением, но при объеме только сквозных, собственно фильтрующих пор $V_{п.э}$:

$$n_э = \frac{V_{п.э}}{V_{пл}} . \qquad (III.9)$$

Если считать, что величина $V_{п.э}$ соответствует размерам и объему пор за вычетом объема прочно связанных с частицами грунта водных оболочек, не участвующих в движении воды, то эффективная пористость $n_э$ будет равна так называемой активной пористости, которой, по существу, и определяется фильтрация гравитационной воды.

Кроме собственно пористости различают еще коэффициент пористости (приведенную пористость) ε, который равен отношению объема пор к объему скелета (твердых частиц) породы.

Коэффициент пористости используется в механике грунтов для характеристики плотности сложения песчано-глинистых грунтов. Между пористостью n и коэффициентом пористости ε существуют следующие соотношения:

$$n = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} , \qquad \varepsilon = \frac{n}{1-n} , \qquad (III.10)$$

где $\frac{1}{1+\varepsilon} = 1-n$ представляет собой объем скелета в единичном объеме грунта.

Нередко рассматриваются теоретические модели грунтов с правильными геометрическими очертаниями пор, позволяющие оценить численные значения пористости. В частности, широко распространены модели *фиктивного* грунта, представленного шарообразными частицами одинакового диаметра, и *идеального* грунта в виде пучка цилиндрических трубок с параллельными осями.

Пористость фиктивного грунта, подробно исследованная, в частности Слихтером [132, 140], не зависит от размеров шарообразных частиц и определяется только взаимным их расположением, т. е. плотностью укладки частиц. Значение ее колеблется в пределах от $n_{мин}=0{,}26$ до $n_{макс}=0{,}48$. Примерно в таких же пределах изменяется пористость в модели идеального грунта, подробно рассмотренной, например Козени [132]. Однако в реальных грунтах, сложенных частицами самых различных размеров, пористость (главным образом интересующая нас эффективная или активная пористость) может изменяться в более широком диапазоне.

В трещиноватых породах с точки зрения фильтрации основную роль играет пустотность породы, обусловленная размером и количеством трещин, которыми порода разделяется на более или менее монолитные блоки. При рассмотрении фильтрации в водообильных пластах трещиноватых пород пористостью блоков обычно пренебрегают.

В табл. III.1 приведены ориентировочные значения коэффициента пористости, а также общей и эффективной (активной) пористости для некоторых типов грунтов и пород.

Таблица III. 1

Значения пористости грунтов и пород

Грунты и породы	Плотность сложения грунтов								
	плотные			средней плотности			рыхлые		
	ε	n	$n_э$	ε	n	$n_э$	ε	n	$n_э$
Глинистые грунты (суглинки)	—	—	<0,05	—	—	0,05—0,07	—	—	—
Пески пылеватые, супеси	<0,6	<0,37	<0,1	0,6—0,8	0,37—0,44	0,1—0,15	>0,8	>0,44	0,1—0,15
Пески средней крупности и гравелистые	<0,55	<0,35	0,15—0,2	0,55—0,7	0,35—0,41	0,2—0,25	>0,7	>0,35	0,2—0,25
Галечно-гравелистые отложения	<0,55	<0,35	0,15—0,2	0,55—0,7	0,35—0,41	0,25—0,3	>0,7	>0,35	0,25—0,3

Количество подземных вод, извлекаемых из пласта при его осушении, характеризуется коэффициентом водоотдачи, или коэффициентом гравитационной водоотдачи μ.

Коэффициент гравитационной водоотдачи μ представляет собой отношение объема воды $V_в$ к объему осушенной части пород $V_{пл.о}$:

$$\mu = \frac{V_в}{V_{пл.о}}. \qquad \text{(III.11)}$$

Коэффициент гравитационной водоотдачи можно также определить как количество воды, получаемое с единицы площади ω пласта при понижении уровня свободной поверхности Δh на единицу:

$$\mu = \frac{V_в}{\int\limits_{\omega} \Delta h d\omega} \approx \frac{V_в}{\Delta h_{ср}\,\omega}, \qquad \text{(III.12)}$$

где $\Delta h_{ср}$ — среднее понижение уровня в рассматриваемом объеме $V_{пл.о}$.

Гравитационная водоотдача связана с пористостью и молекулярной влагоемкостью породы:

$$\mu = n - \frac{\Delta_{ск}}{\Delta_в} W_м, \qquad \text{(III.13)}$$

где n — пористость; $\Delta_{ск}$ и $\Delta_в$ — объемный вес скелета и воды; $W_м$ — весовая влажность пород, соответствующая максимальной молекулярной влагоемкости.

Для рыхлых и песчаных пород значения μ обычно колеблются от 0,1 (мелкозернистые пески, супеси) до 0,25—0,3 (крупнозернистые гравелистые пески). Для суглинков и глин ориентировочно можно принимать $\mu \approx 0{,}01$—$0{,}05$.

В трещиноватых породах гравитационная водоотдача практически соответствует их общей трещиноватости, или пустотности, так как основной поток подземных вод проходит по трещинам; фильтрацией воды по порам в монолитных блоках можно пренебречь. Величины μ в трещиноватых породах колеблются также в широких пределах: для известняков — 0,005—0,1, для сланцев, песчаников и разнообразных изверженных пород — 0,001—0,03.

Гравитационная водоотдача пород при их осушении приближенно обычно приравнивается эффективной (активной) пористости, т. е. $\mu \approx n_э$. В действительности $\mu > n_э$, поскольку в процессе осушения пород и при свободном гравитационном опорожнении пор со временем извлекается и некоторое количество прочносвязанной воды. Однако для практических расчетов указанное равенство можно считать приемлемым, тем более, что при оценке скорости перераспределения напора в пласте и

определении истинной скорости фильтрации это дает некоторый «запас прочности» с точки зрения большей инженерной надежности расчетных величин дебита проектируемых водозаборов.

От понятий «водоотдача» и «активная пористость» следует отличать показатель, характеризующий недостаток насыщения пород, т. е. относительное количество воды, принимаемое породой при подъеме уровня и заполнении пор водой. Коэффициент недостатка насыщения $\mu_н$ может быть выражен в виде:

$$\mu_н = n - \frac{\Delta_{ск}}{\Delta_в} W_е, \tag{III.14}$$

где $W_е$ — естественная весовая влажность породы до подъема уровня и заполнения ее водой.

Для напорных водоносных пластов, когда не происходит их осушения, используется понятие упругой водоотдачи.

Коэффициент упругой водоотдачи μ^* по аналогии с коэффициентом гравитационной водоотдачи может рассматриваться как отношение объема извлекаемой из пласта воды $V_в$ к объему воронки депрессии $V_{н.п}$, образующейся в пьезометрической поверхности пласта:

$$\mu^* = \frac{V_в}{V_{н.п}}. \tag{III.15}$$

Так же как в безнапорных пластах, величина μ^* характеризует количество воды, которое может быть получено с единицы площади пласта ω при понижении пьезометрического напора ΔH на единицу:

$$\mu^* = \frac{V_в}{\int\limits_{\omega} \Delta H d\omega} \approx \frac{V_в}{\Delta H_{ср}\, \omega}, \tag{III.16}$$

где $\Delta H_{ср}$ — среднее понижение напора в объеме воронки депрессии $V_{н.п}$.

Коэффициент упругой водоотдачи зависит от пористости пород и главным образом от деформативных свойств воды (или любой фильтрующейся жидкости) и самой породы и определяется следующими соотношениями [32, 142]:

$$\left.\begin{aligned} \mu^* &= \Delta_в \beta^* m; \\ \beta^* &= \frac{n_0}{E_в} + \frac{1}{E_{пл}}, \end{aligned}\right\} \tag{III.17}$$

где n_0 — начальная пористость пласта; $E_в$ и $E_{пл}$ — модули деформации соответственно воды и пласта; m — мощность пласта.

Для рыхлых и слабосцементированных пород (пески, песчаники) модуль деформации может быть выражен через коэффициент уплотнения $a_у$, определяемый по данным компрессионных испытаний:

$$E_{пл} \approx \frac{1 + \varepsilon_0}{a_у}, \tag{III.18}$$

где ε_0 — начальный коэффициент пористости.

Показатель β^* назван В. Н. Щелкачевым коэффициентом упругоемкости пласта, единица которого 1/атм = см^2/кгс или в системе СИ — $1{,}02 \cdot 10^{-5}$ м^2/Н $\approx$ 10/МПа. Им оценивается количество воды, высвобождающееся из единицы объема пласта при понижении давления на единицу. Коэффициент упругой водоотдачи μ^* — величина безразмерная.

При определении водоотдачи в напорных пластах, сложенных плот-

Таблица III.2

Значения модуля деформации $E_{пл}$ и упругой водоотдачи μ^* грунтов и пород

Грунты и породы	Плотность сложения грунтов			
	плотные		средней плотности	
	$E_{пл}$, МПа	μ^*	$E_{пл}$, МПа	μ^*
Глинистые грунты при влажности на границе раскатывания 15—25%	30	$(6—7)10^{-3}$	13—25	$(15—8)10^{-3}$
Пески пылеватые, супеси	12—14	$(17—14)10^{-3}$	10	$20\cdot10^{-3}$
Пески мелкие	28—37	$(8—6)10^{-3}$	24	$(10—8)10^{-3}$
Пески средней крупности и гравелистые	40—46	$(5—4)10^{-3}$	33	$(8—7)10^{-3}$
Галечно-гравелистые отложения	50—70	$(4—3)10^{-3}$	—	—
Известняки ($n=0,1$)	$(4,5—7,4)10^4$	$(1,4—1,25)10^{-5}$	—	—
Песчаники ($n=0,05$)	$(5,6—6,8)10^4$	$(6,85—0,8)10^{-5}$	—	—
Изверженные породы ($n=0,01$)	$(6—10)10^4$	$(0,35—0,2)10^{-5}$	—	—

Примечание. При вычислении μ^* приняты: мощность пласта $m=20$ м, удельный вес воды $\Delta_в=0,001$ кгс/см^3 ($981\cdot10^4$ Н/м^3) и модуль упругости для воды $E_в\approx 2\cdot10^4$ кгс/см^2 (2 ГПа).

ными трещиноватыми породами, оба фактора — расширение воды и уменьшение пустотности породы — оказываются соизмеримыми. Модуль упругости для воды (слабоминерализованной, при температуре 15—20° С) $E_в\approx(20\div25)10^3$ кгс/см^2 (2÷2,5 ГПа)*, а модуль деформации породы, в данном случае приближающийся по своему значению к модулю упругости, $E_{пл}\approx10^5\div10^6$ кгс/см^2 (10—100 ГПа). Легко видеть, что при пористости (пустотности) трещиноватых пород $n_0=0,01\div0,1$ значения двух членов в правой части уравнения (III.17), характеризующие влияние воды и пласта (т. е. содержащие $E_в$ и $E_{пл}$), получаются одного порядка. При этом значение β^* колеблется в пределах 10^{-4}—10^{-6} см^2/кгс [(1—0,01) 1/ГПа], а коэффициент водоотдачи μ^* при мощности пласта $m\approx20$—30 м и удельном весе воды 0,001 кгс/см^3 (10^4 Н/м^3) равен 10^{-4}—10^{-6}.

В водоносных горизонтах, сложенных рыхлыми породами, коэффициент упругоемкости следует определять с учетом выражения (III.18). Значение коэффициента уплотнения a_y при давлениях 1—5 кгс/см^2 (0,1—0,5 МПа) обычно находится в пределах 10^{-3}—10^{-4} см^2/кгс [(10^{-2}—10^{-3}) 1/МПа], поэтому первый член $n_0/E_в$ в выражении для β^* [см. формулу (III.17)], в большинстве случаев оказывается весьма малым по сравнению со вторым членом и коэффициент упругоемкости практически определяется только сжимаемостью водоносной породы. В соответствии с этим коэффициент водоотдачи μ^* при пористости пород $n_0=0,2$—0,3 и мощности пласта $m=20$—30 м будет выражаться величинами 10^{-2}—10^{-4}.

В табл. III.2 приведены значения $E_{пл}$ и μ^*.

Как видно из табл. III.2, при принятой мощности пласта $m=20$ м наибольшей упругой водоотдачей обладают пески и глинистые грунты

* В дальнейшем в скобках даны величины в международной системе СИ.

средней плотности сложения и рыхлые: $\mu^* \approx (10—20)\,10^{-3}$. В скальных коренных породах при той же мощности водоотдача значительно меньше: $\mu^* \approx (0{,}2—1{,}25)\,10^{-5}$.

Проницаемость и проводимость грунтов и пород. Показателями проницаемости являются коэффициент фильтрации $k_ф$ и коэффициент проницаемости $k_п$. Оба эти параметра входят в качестве множителя в закон Дарси, выражающий линейную зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора:

$$v_ф = k_ф \frac{\Delta H}{\Delta l}, \qquad v_ф = \frac{k_п \Delta_в \Delta H}{\eta \Delta l}, \tag{III.19}$$

где ΔH — перепад напора на пути фильтрации Δl; $\Delta_в$ — удельный вес фильтрующейся жидкости; η — динамическая (абсолютная) вязкость жидкости.

Сопоставляя оба выражения (III.19), видим, что в первом из них отсутствуют показатели, характеризующие свойства жидкости, т. е вязкость η и удельный вес $\Delta_в$. Эти показатели (несомненно влияющие на скорость фильтрации) заложены в скрытом виде в коэффициенте фильтрации $k_ф$, который, таким образом, зависит не только от фильтрующей среды (геометрии порового пространства), но и от свойств жидкости. Во второе выражение вязкость и плотность входят самостоятельно, отдельно от коэффициента проницаемости $k_п$, который, следовательно, можно рассматривать в качестве параметра, характеризующего только фильтрующую среду, но не зависящего от свойств жидкости.

Коэффициент фильтрации и коэффициент проницаемости связаны, как следует из выражений (III.19), такими соотношениями:

$$k_ф = \frac{k_п \Delta_в}{\eta}; \qquad k_п = \frac{k_ф \eta}{\Delta_в}. \tag{III.20}$$

Единицы величин в формулах (III.19) и (III.20) в системе СИ следующие: V, м/с; ΔH, м; Δl, м; $\Delta_в$, Н/м^3; η, Па·с. Коэффициент фильтрации имеет размерность скорости (м/с), коэффициент проницаемости — размерность квадрата длины или площади (м^2).

В зависимости от температуры жидкость имеет следующие значения вязкости:

Температура, °С	10	23,9	37,8	51,7	65,5	79,4	93,3
Вязкость, сП	1,30	0,92	0,68	0,53	0,43	0,36	0,3

Таким образом, вязкость воды при температуре 10—20 °С приблизительно равна 1 сП [10^{-2} г/см·с)]. С повышением температуры вязкость существенно уменьшается.

Относительный удельный вес жидкости с повышением минерализации изменяется следующим образом:

Минерализация, г/л	0	20	50	100	150	200	250	300
Относительный удельный вес $\bar{\Delta}_в$ при t=20 °С	1	1,012	1,033	1,066	1,1	1,13	1,16	1,19

Относительный удельный вес $\bar{\Delta}_в$ определен по отношению к $\Delta_{макс}$=1 при температуре 4° С. Значение его с увеличением минерализации в общем изменяется незначительно.

Вязкость сравнительно мало изменяется при увеличении общей минерализации жидкостей до 40—50 г/л, при более значительной минерализации (в рассолах) вязкость возрастает существенно и притом в большей степени при низких температурах. В рассолах при минерализации 180—230 г/л вязкость увеличивается в зависимости от состава

солей (быстрее в рассолах с содержанием NaCl, $MgCl_2$, $CaCl_2$, чем в рассолах только с NaCl).

Параметры проницаемости следует определять опытным путем в полевых условиях (по данным опытных откачек, нагнетаний и других методов). Для слабоминерализованных и однородных по составу и температуре подземных вод в качестве параметра проницаемости удобно использовать коэффициент фильтрации, что обычно принято в гидрогеологической практике.

В табл. III.3 приведены ориентировочные значения коэффициента фильтрации для некоторых типов грунтов и пород и соответствующие значения коэффициента проницаемости для воды при вязкости $\eta = 1$ сП (10^{-2} г/см·с).

Таблица III. 3

Значения $k_ф$ и $k_п$ для грунтов и пород

Грунты и породы	Коэффициент фильтрации $k_ф$, м/сут	Коэффициент проницаемости $k_п$, Дарси
Глинистые грунты, суглинки	0,01—0,1	0,012—0,12
Пески пылеватые, супеси	0,1—1	0,12—1,2
Пески мелкие	1—5	1,2—5,9
Пески средней крупности и гравелистые	5—30	5,9—35,4
Галечно-гравелистые отложения	100—200	118—236
Известняки ($n=0,1$)	20—50	24—59
Песчаники ($n=0,05$)	10—20	12—24

Проводимость (гидропроводность) грунтов и пород T, м²/сут или м²/с — это произведение коэффициента фильтрации $k_ф$ на мощность водоносного пласта m:

$$T = k_ф h_{ср}, \quad T = k_ф m. \tag{III.21}$$

Проводимость характеризует единичный (на единицу ширины потока) фильтрационный расход по простиранию водоносного пласта при градиенте напора, равном единице; условно ее называют горизонтальной проводимостью. При фильтрации в направлении, нормальном простиранию пласта, можно ввести понятие вертикальной проводимости $T_в$:

$$T_в = \frac{k_ф}{m}. \tag{III.22}$$

Величина $T_в$, 1/сут, 1/с, представляет собой единичный (на единицу площади пласта в горизонтальной плоскости) фильтрационный расход при перепаде напора по вертикали, равном единице.

Поскольку при гидрогеологических расчетах водозаборов фильтрационный поток, как правило, осредняется по вертикали и в качестве исходного используется одномерное или двумерное дифференциальное уравнение, в котором искомые функции напора (или понижение уровня) зависят от горизонтальных координат (так называемые плановоплоские потоки), основной интерес представляет горизонтальная проводимость. Введением этого параметра достигается осреднение потока в вертикальном направлении не только по напорам, но и по фильтрационным свойствам пласта.

Пьезопроводность водоносных пластов представляет собой отношение водопроводимости T к водоотдаче μ:

$$a = \frac{T}{\mu}. \tag{III.23}$$

В напорных пластах вместо μ принимается μ^*.

Пьезопроводность является показателем скорости перераспределения напора и сработки запасов водоносного пласта в условиях неустановившейся фильтрации. Для стационарных потоков, в которых не происходит изменения напоров и сработки запасов во времени, параметр пьезопроводности не рассматривается. Если не учитывать упругих деформаций воды и фильтрующей породы, т. е. принимать, что фильтрация происходит при жестком режиме, коэффициент пьезопроводности также исключается; при этом перераспределение напоров и процесс сработки запасов, вызванные, например, откачкой из водозабора, происходят как бы мгновенно и показатель упругой водоотдачи $\mu^*=0$.

Следует отметить, что представление о жестком режиме фильтрации в напорных водоносных пластах является в значительной мере формальным, так как полностью пренебрегать упругими запасами воды в них нельзя; особенно существенна роль упругих запасов в первые периоды откачки. При сравнительно длительных периодах фильтрации отбор воды из напорных пластов и изменения напоров (так же как и других параметров фильтрационного потока — скорости и расхода) во многих случаях действительно определяются в основном интенсивностью и режимом внешних источников питания, т. е. изменениями во времени условий на границах пласта. Здесь предпосылка о жестком режиме фильтрации является оправданной.

В табл. III.4 приведены значения проводимости и коэффициента пьезопроводности для различных типов грунтов и пород при мощности пласта $m=h_{ср}=20$ м. При вычислении этих параметров использованы данные табл. III.1—III.3.

Таблица III. 4

Значения проводимости T и коэффициента пьезопроводности a, м²/сут

Грунты и породы	Безнапорные пласты со свободной поверхностью		Напорные пласты	
	T	a	T	a
Глинистые грунты (суглинки)	0,2—10	4—200	0,1—10	20—800
Пески пылеватые, супеси	2—20	20—200	2—20	100—1000
Пески мелкие	20—100	$(0,2—1)10^3$	20—100	$(0,25—1,25)10^4$
Пески средней крупности и гравелистые	100—600	$(0,5—3)10^3$	100—600	$(0,15—1)10^5$
Галечно-гравелистые отложения	2000—4000	$(1—2)10^4$	2000—4000	$(0,5—1)10^6$
Известняки ($n=0,1$)	400—1000	$(0,4—1)10^4$	400—1000	$(3—8)10^7$
Песчаники ($n=0,05$)	200—400	$(0,4—1)10^4$	200—400	$(2,5—5)10^7$
Изверженные породы ($n=0,01$)	20—100	$(0,2—1)10^4$	20—100	$(0,8—4)10^7$

Таким образом, значения коэффициента пьезопроводности в безнапорных пластах изменяются от 10^2 до 10^4, а в напорных — от 10^3 до 10^7 м²/сут.

В натурных условиях эти изменения могут происходить в более широком диапазоне, но в общем полученный порядок величин соответствует опытным данным. Несколько завышенными получаются расчетные коэффициенты пьезопроводности напорных пластов скальных по-

род. Обычно по результатам опытно-фильтрационных исследований этот параметр для напорных водоносных пластов, сложенных известняками, песчаниками и т. д., оценивается на один-два порядка ниже. По-видимому, это обусловлено тем, что в естественном залегании указанные скальные породы вследствие своей неоднородности обладают более значительной сжимаемостью (т. е. меньшими значениями модуля упругости по сравнению с принятыми в расчетах, см. табл. III.2). Кроме того, нередко опытные значения коэффициента пьезопроводности оказываются заниженными по сравнению с теоретическими вследствие того, что в процессе опытов интенсивно пополняются запасы испытываемого пласта из внешних источников (например, из соседних водоносных пластов или поверхностных водотоков и водоемов).

В целом водоносные пласты, используемые для водоснабжения, обладают повышенной проводимостью и пьезопроводностью. Однако им свойственна значительная неоднородность, характеризующаяся изменением указанных параметров как в плане (по площади распространения), так и в разрезе (по глубине). Эти изменения часто происходят без видимой закономерности, поэтому между зонами с различной проницаемостью, водопроводимостью и другими свойствами практически нельзя провести четких границ. Более или менее однородные участки имеют разнообразные и сложные геометрические очертания, причем переходы между ними бывает трудно выявить даже при детальных изысканиях. Такого типа неоднородность условно называют хаотической, или неупорядоченной.

Во многих случаях фильтрационная неоднородность может быть выявлена и представлена в расчетных схемах определенными четко выраженными формами. Такая неоднородность называется правильной, или упорядоченной.

Наиболее широко распространены слоистые толщи, которые содержат ряд водоносных горизонтов различной водопроводимости, разделенных слабопроницаемыми глинистыми слоями. Этот тип неоднородности, как указывалось выше, характерен для артезианских структур.

Частным случаем слоистой неоднородности является двухслойное строение водоносной толщи: верхний слой — глинистый, слабопроницаемый, а нижний — сильнопроницаемый, состоящий из различных пород — песчано-гравелистых, трещиноватых известняков и песчаников и др. Такое строение толщ часто наблюдается в террасах речных долин, а также на междуречных участках артезианских бассейнов.

Глава IV

ВОДОЗАБОРЫ В ОДНОРОДНЫХ ПЛАСТАХ

1. ОДИНОЧНЫЕ СКВАЖИНЫ И ГРУППЫ ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ СКВАЖИН (ДИСКРЕТНЫЕ ГРУППЫ)

В данной главе рассматриваются методы расчета водозаборов в однородных водоносных пластах. Наиболее распространенным типом водозаборных сооружений, как уже указывалось, являются скважины. В большинстве случаев скважины эксплуатируются погружными артезианскими насосами, следовательно, в них поддерживается определенный дебит Q — переменный во времени или постоянный.

Сравнительно редко скважины эксплуатируются самоизливом или производится откачка поверхностными насосами с горизонтальным валом, в этих случаях можно считать, что в процессе эксплуатации сохраняется неизменным понижение уровня в скважинах.

Скважины с постоянным дебитом

Формула для расчета скважины с постоянным дебитом имеет вид (рис. IV.1)

$$S = \frac{Q}{4\pi km} R_c; \qquad R_c = -\mathrm{Ei}(-\alpha); \qquad \alpha = \frac{r^2}{4at}, \tag{IV.1}$$

где $S = H_e - H$ — понижение уровня (H_e и H — первоначальный и текущий уровни); Q — дебит скважины; km — проводимость пласта (k — коэффициент фильтрации; m — мощность); a — коэффициент пьезопроводности; r — координата; t — время.

Функция Ei $(-\alpha)$ называется интегральной показательной функцией; она широко используется для гидродинамических расчетов, связанных с разработкой нефтяных месторождений, а также в гидрогеологии [25, 32]. Значения этой функции приведены в приложении 1.

При определении понижения уровня в самой скважине принимается

$$\alpha = \alpha_0 = \frac{r_0^2}{4at}, \tag{IV.2}$$

где r_0 — радиус скважины.

Наряду с безразмерными параметрами α и α_0, величина которых обратно пропорциональна времени, далее будут также применяться параметры $\mathrm{Fo} = \frac{at}{r^2}$ и $\mathrm{fo} = \frac{at}{r_0^2}$, прямо пропорциональные времени.

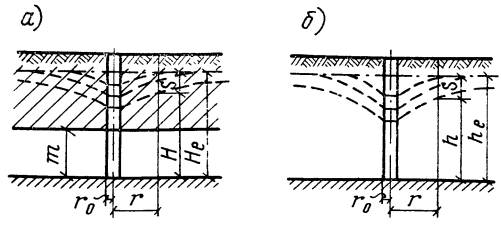


Рис. IV.1. Схемы к расчету скважин при откачке с постоянным дебитом в напорном пласте (*а*) и в безнапорном (*б*)

Указанные параметры связаны соотношениями:

$$\alpha = \frac{1}{4\mathrm{Fo}}; \qquad \mathrm{Fo} = \frac{1}{4\alpha};$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{4\mathrm{fo}}, \qquad \mathrm{fo} = \frac{1}{4\alpha_0}.$$

При $\alpha < 0{,}05 \div 0{,}1$ интегральная показательная функция с необходимой практической точностью представляется в виде логарифма

$$\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right) \approx -\ln\frac{2{,}25at}{r^2}. \qquad \text{(IV.3)}$$

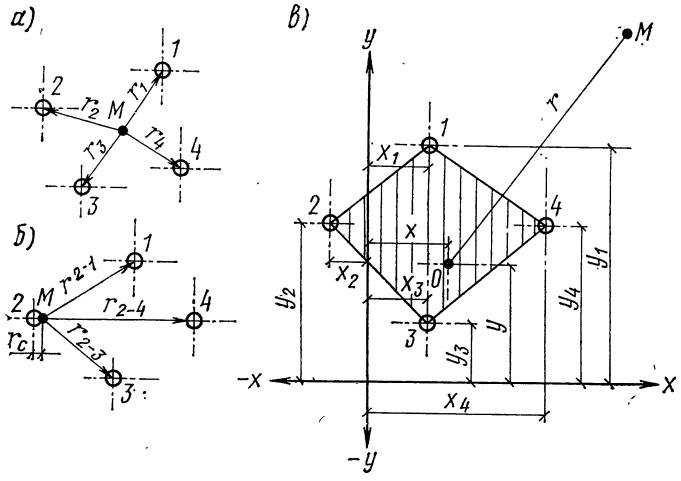


Рис. IV.2. Схемы к расчету взаимодействующих скважин при определении понижения уровня

а — внутри участка расположения скважин; *б* — в одной из скважин; *в* — в удалении от участка расположения скважин

В этом случае основная расчетная формула (IV.1) внешне становится идентичной формуле Дюпюи, но при замене радиуса влияния скважины некоторым параметром $r_{вл}$, зависящим от времени

$$R_c = 2\ln\frac{r_{вл}}{r}, \qquad \text{(IV.4)}$$

или при определении понижения уровня в скважине

$$R_{c0} = 2\ln\frac{r_{вл}}{r_0}, \qquad \text{(IV.5)}$$

причем в обоих случаях

$$r_{вл} = 1{,}5\sqrt{at}. \qquad \text{(IV.6)}$$

Величина $r_{вл}$, определяемая по формуле (IV.6), не является действительным радиусом влияния или дальностью действия скважины (см. далее).

Для группы любым образом расположенных взаимодействующих скважин на основе метода наложения фильтрационных течений легко получить расчетную зависимость, используя формулы (IV.1) и (IV.4). При этом будем иметь (рис. IV.2, *а*):

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{4\pi km} R_{ci}, \qquad \text{(IV.7)}$$

где S — суммарное понижение уровня в данной точке под влиянием всех взаимодействующих скважин; Q_i — расход i-й скважины; R_{ci} — гидравлическое сопротивление, вызванное откачкой из i-й скважины ($i=1, 2, 3, ..., n$; n — общее число скважин).

В тех случаях, когда суммарное понижение уровня определяется непосредственно в одной из скважин, формулу (IV.7) удобно записать так (рис. IV.2, *б*):

$$S = S_0 + \sum_{n=1}^{n}{}^{\blacktriangledown} S_i = \frac{Q_0}{4\pi km} R_{c0} + \sum_{i=1}^{n}{}^{\blacktriangledown} \frac{Q_i}{4\pi km} R_{ci}. \qquad \text{(IV.8)}$$

В правой части уравнения (IV.8) первым членом выражена величина понижения уровня S_0, пропорциональная сопротивлению R_{c0} для той скважины, в которой определяется общее понижение уровня S. Второй член характеризует влияние всех остальных скважин, выражаемое суммой понижений или «срезок» уровня S_i и соответствующих сопротивлений R_{ci}. Знак ▼ показывает, что данная скважина с расходом Q_0 из суммы исключается.

Значения R_{c0} и R_{ci} вычисляют по формулам (IV.1) и (IV 4).

При определении понижения уровня в точках, удаленных от участка расположения водозаборных скважин, можно пользоваться приближенным приемом, основанным на замене группы взаимодействующих скважин единичным колодцем. Понижение уровня в удаленных точках под влиянием такого единичного колодца может быть определено по формуле (IV.2) при Q, равном суммарному расходу всех скважин $Q_{сум}$ и расстоянии r, исчисляемом от центра тяжести участка размещения скважин (рис. IV.2, *в*). Под «центром тяжести» подразумевается точка, координаты которой x, y находятся по следующим зависимостям:

$$x = \frac{\sum_{1}^{n} Q_i x_i}{Q_{сум}}; \qquad y = \frac{\sum_{1}^{n} Q_i y_i}{Q_{сум}}, \qquad \text{(IV.9)}$$

где Q_i и $Q_{сум}$ — расход i-й скважины и суммарный расход всех скважин; x_i, y_i — расстояние от скважин относительно произвольно выбранных осей координат x, y.

В этом случае при удалении точки, в которой определяется понижение уровня S, на расстояние, равное максимальному размеру участка размещения водозабора, ошибки в результатах расчета не превышают 3—5%.

Указанная методика расчета может применяться как в однородных, так и в неоднородных пластах, неоднородность которых носит хаотический, неупорядоченный характер, когда допускается использовать средние значения водопроводимости и пьезопроводности.

Скважины с изменяющимся дебитом

Изменение дебита скважин может быть вызвано различными причинами, например, их периодической остановкой и включением, заменой насосного оборудования, постепенным изменением проницаемости фильтра и призабойной зоны и т. д.

На рис. IV.3 приведены графики $Q(t)$ при различных режимах работы скважин. Расчет притока воды к скважине для всех указанных случаев приводится ниже.

Скачкообразные изменения дебита (схема I). В этом случае понижение уровня S определяют путем непосредственного наложения возмущений, вызванных каждой ступенью скачкообразного изменения дебита:

$$S = \frac{Q_т}{4\pi km} R_{c1}; \qquad \text{(IV.10)}$$

$$R_{c1} = -\sum_{j=1}^{n^*} \beta_j \operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a\,(t-t_{j-1})}\right); \qquad \text{(IV.11)}$$

$$\beta_j = \frac{Q_j - Q_{j-1}}{Q_т},$$

где $Q_т$ — максимальный или вообще некоторый фиксированный расход скважины в течение всего периода откачки; Q_j — расход в интервале времени j ($j=1, 2, ..., n^*$; n^* — число интервалов изменения расхода).

График $S—t$ (рис. IV.4) отражает скачкообразные изменения расхода и соответствующие изменения уровня: на границах интервалов времени происходит скачок уровня, а затем постепенное его понижение

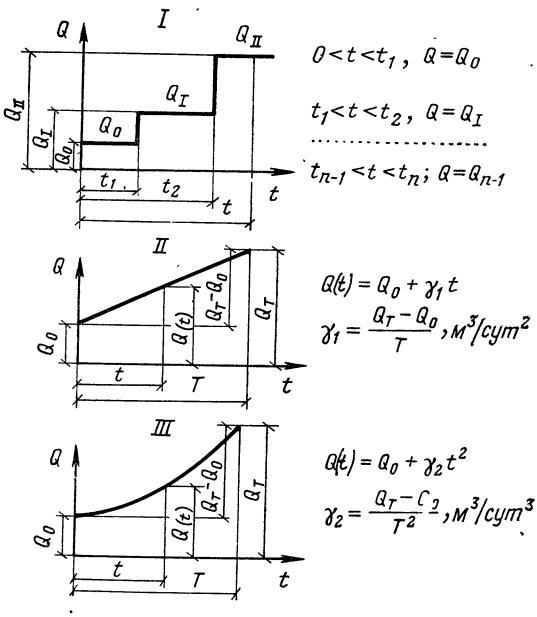


Рис. IV.3. График изменения дебита скважин

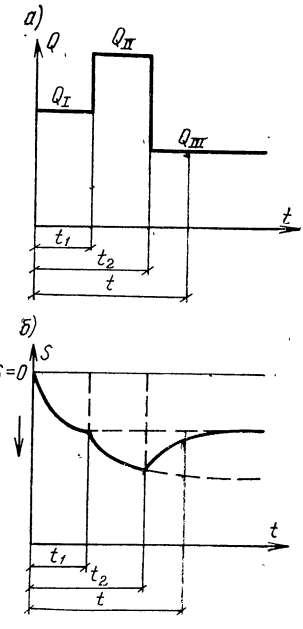


Рис. IV.4. Графики скачкообразного изменения расхода скважины (*а*) и соответствующего изменения понижения уровня (*б*)

(или повышение в зависимости от знака величины β_j, т. е. возрастания или уменьшения дебита в последующем интервале времени).

Важно отметить, что при вычислении безразмерного гидравлического сопротивления по формуле (IV.11) для каждой ступени изменения дебита принимается полное время $\Delta t = t - t_{j-1}$, т. е. так же, как если бы в дальнейшем от момента времени t_{j-1} до момента времени t прирост

дебита $\Delta Q = Q_j - Q_{j-1}$ сохранялся постоянным, а понижение уровня под влиянием этого дебита происходило в течение всего периода Δt (на графике S—t это показано пунктирными линиями). Иначе говоря, влияние скачкообразных изменений дебита можно рассматривать изолированно, как влияние, например, скважины с расходом ΔQ. Суммарное понижение выразится суммой понижений, вызванных всеми скачками дебита.

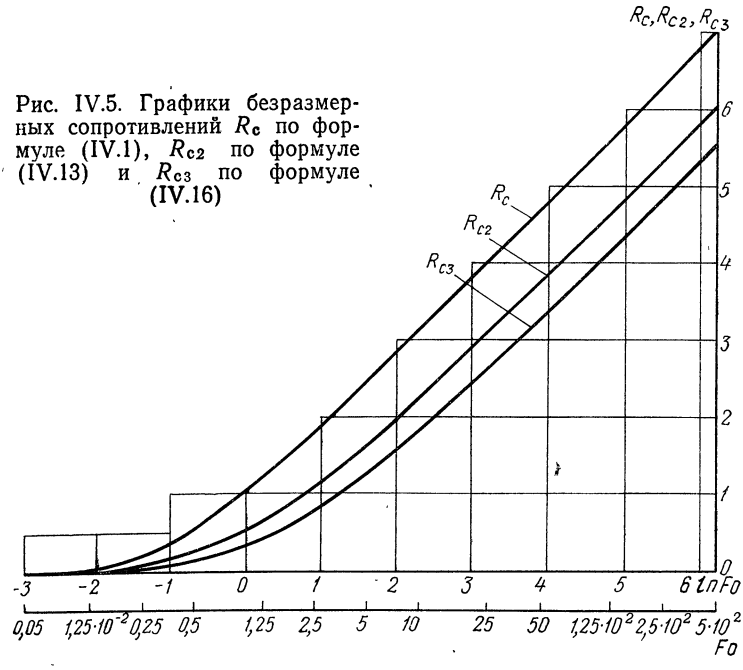


Рис. IV.5. Графики безразмерных сопротивлений R_c по формуле (IV.1), R_{c2} по формуле (IV.13) и R_{c3} по формуле (IV.16)

Линейное изменение дебита (схема II) [126, 137]. Для данного случая расчетная формула имеет вид:

$$S = \frac{Q_0}{4\pi km} R_c + \frac{(Q_т - Q_0)\, t}{4\pi km T} R_{c2}, \qquad \text{(IV.12)}$$

где Q_0 — некоторый начальный расход скважины в момент времени $t=0$ (с этого момента начинается увеличение расхода); $Q_т$ — максимальный расход к концу периода T; R_c — гидравлическое сопротивление, определяемое по формулам (IV.1) и (IV.4) для случая постоянного дебита;

$$R_{c2} = -(1+\alpha)\,\mathrm{Ei}(-\alpha) - e^{-\alpha}. \qquad \text{(IV.13)}$$

Графики функции R_{c2} изображены на рис. IV.5.

При значительной продолжительности откачки, когда $\alpha \ll 1$, вместо (IV.13) можно использовать более простую зависимость

$$R_{c2} \approx \ln\frac{2{,}25at}{r^2} - 1 = \ln\frac{0{,}83at}{r^2}. \qquad \text{(IV.14)}$$

Если понижение уровня определяется в самой скважине или в точках, расположенных от нее на небольшом расстоянии, формула (IV.14) применима практически для всего интервала времени откачки.

Изменение расхода по параболической зависимости (схема III). В данном случае расчетная формула имеет вид:

$$S = \frac{Q_0}{4\pi km} R_c + \frac{(Q_т - Q_0)\, t^2}{4\pi km T^2} R_{c3}, \qquad \text{(IV.15)}$$

где

$$R_{c3} = -\left(1 + 2\alpha + \frac{\alpha^2}{2}\right) \mathrm{Ei}(-\alpha) - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{\alpha}{4}\right) e^{-\alpha}. \qquad \text{(IV.16)}$$

Значения функции R_{c3} приведены на рис. IV.5. При $\alpha \ll 1$

$$R_{c3} \approx \ln \frac{2{,}25at}{r^2} - 1{,}5 = \ln \frac{0{,}51at}{r^2}. \qquad \text{(IV.17)}$$

Таким образом, по своей структуре формулы для расчета скважин с постоянным дебитом и дебитом, изменяющимся по линейному и параболическому законам, аналогичны. Различие заключается только в значении коэффициента под знаком логарифма в формулах для определения гидравлического сопротивления: в первом случае 2,25, во втором 0,83 и в третьем 0,51. Графики для R_c, R_{c2} и R_{c3} в зависимости от $\ln \mathrm{Fo}$, как видно на рис. IV.5, со временем приобретают вид параллельных прямых.

Расчет водозаборных скважин при постоянном понижении уровня

Условие постоянства напора или понижения уровня, как уже указывалось, выдерживается в фонтанирующих скважинах (или скважинах, эксплуатируемых при самоизливе). При неустановившемся движении в этом случае дебит скважины с течением времени уменьшается; во всех точках пласта, за исключением самой скважины, из которой ведется откачка, уровень подземных вод снижается.

Расчеты водозаборов для подобных условий производятся с целью определения динамики дебита скважины и величины понижения уровня в том или ином удалении от скважины в любой момент времени.

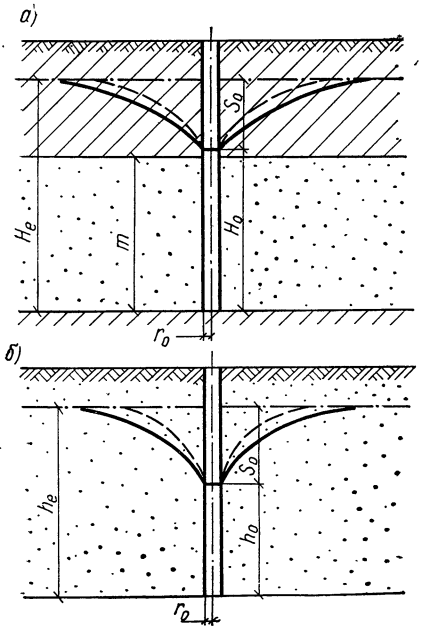


Рис. IV.6. Схемы к расчету скважин при откачке с постоянным понижением уровня в напорном пласте (*а*) и в безнапорном (*б*)

Определение дебита скважины. Общая формула для определения дебита при заданном понижении уровня в скважине имеет вид (рис. IV.6):

$$Q = 2\pi k m S_0 G(\mathrm{fo}), \qquad \text{(IV.18)}$$

где S_0 — понижение уровня в скважине; G — безразмерное гидравлическое сопротивление, определяемое в зависимости от $\mathrm{fo} = at/r_0^2$ (r_0 — радиус скважины).

Значения функции G даны на рис. IV.7. Вскоре после начала откачки, когда $\mathrm{fo} > 100$, функция G может быть представлена в виде:

$$G(\mathrm{fo}) \approx \frac{2}{\ln 2{,}25\mathrm{fo}}. \qquad \text{(IV.19)}$$

Изменение расхода во времени при откачке с постоянным уровнем происходит в общем с той же закономерностью, что и изменение уровня при от-

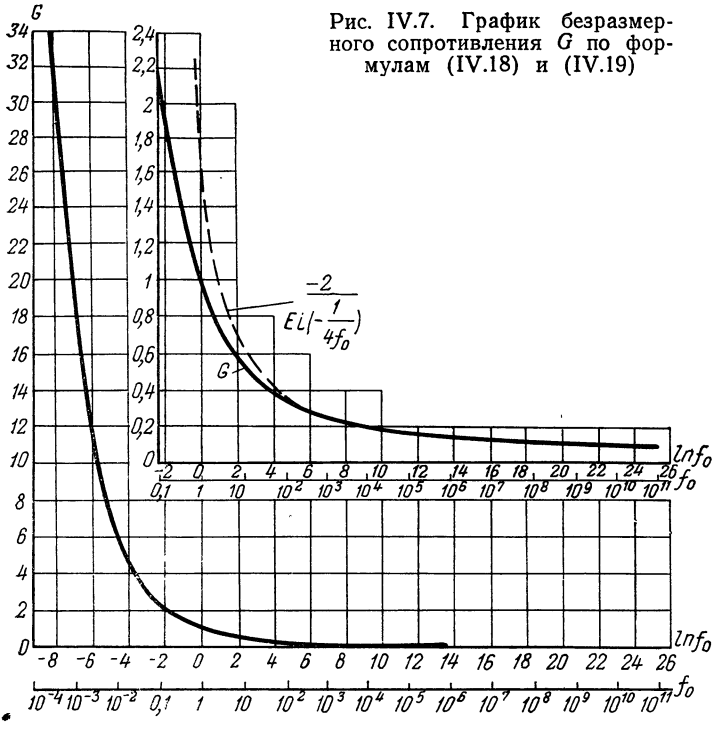


Рис. IV.7. График безразмерного сопротивления G по формулам (IV.18) и (IV.19)

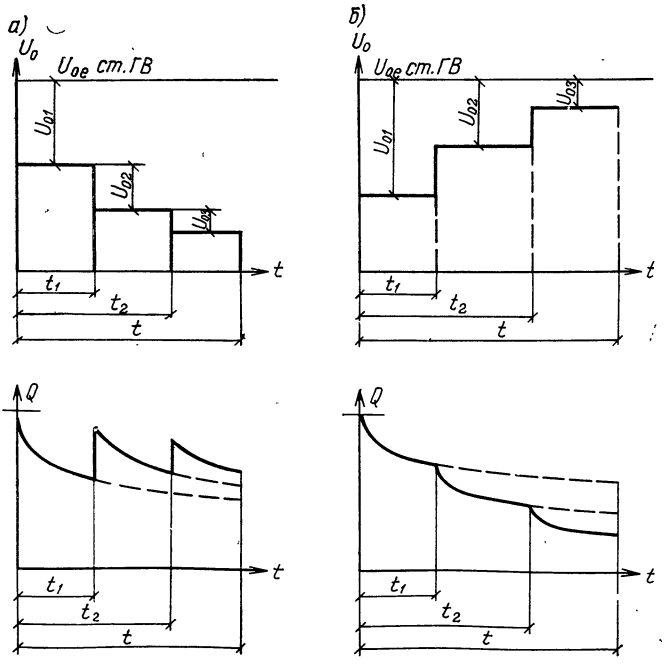


Рис. IV.8. Графики скачкообразного изменения уровня в скважине и соответствующего изменения дебита

качке с постоянным дебитом. В первые моменты времени в данном случае дебит резко уменьшается, а затем постепенно стабилизируется [хотя, как следует из (IV.19), при отсутствии постоянных источников питания в неограниченном пласте при $t\to\infty$, $Q\to 0$, т. е. теоретически происходит полная сработка запасов пласта на величину, пропорциональную понижению уровня S_0].

Если в процессе откачки уровень воды в скважине изменяется и если эти изменения можно выразить ступенчатым графиком, формула для расхода будет иметь следующий вид (рис. IV.8):

$$Q = 2\pi km\,[S_{01}\,G(\mathrm{fo}) + S_{02}\,G(\mathrm{fo}_1) + \ldots + S_{0n}\,G(\mathrm{fo}_n)], \qquad \text{(IV.20)}$$

где S_{0i} — изменения понижения.

Например, для напорного потока

$$S_{01} = H_e - H_1; \quad S_{02} = H_1 - H_2, \ \ldots, \ S_{0n} = H_{n-1} - H_n. \qquad \text{(IV.21)}$$

Для безнапорного потока вместо понижения уровня S_{0i} следует рассматривать функцию понижения U_{0i}:

$$U_{01} = \frac{1}{2m}\left(h_e^2 - h_1^2\right), \quad U_{02} = \frac{1}{2m}\left(h_1^2 - h_2^2\right), \ldots, U_{0n} = \frac{1}{2m}\left(h_{n-1}^2 - h_n^2\right), \qquad \text{(IV.22)}$$

где H_e и h_e — первоначальные («статические») уровни до откачки; H_1 и h_1, H_2 и h_2, ..., H_n и h_n — сниженные уровни (для безнапорных потоков — глубины воды) в соответствующие моменты времени.

Безразмерное время при этом определяется по следующим соотношениям:

$$\mathrm{fo} = \frac{at}{r_0^2}, \quad \mathrm{fo}_1 = \frac{a(t-t_1)}{r_0^2}, \ldots, \mathrm{fo}_n = \frac{a(t-t_{n-1})}{r_0^2}.$$

В моменты возрастания понижения уровня расход скважины скачкообразно увеличивается (см. рис. IV.8, *а*), а при уменьшении понижения — снижается (см. рис. IV.8, *б*).

Определение понижения уровня. Понижение уровня в любой точке пласта может быть вычислено по следующему уравнению:

$$S = S_0 R_п, \qquad \text{(IV.23)}$$

где $R_п$ — безразмерное сопротивление, определяемое в зависимости от значений $\mathrm{fo} = at/r_0^2$ и $\bar{r} = r/r_0$.

Значения функции $R_п$ приведены на рис. IV.9. При длительных откачках, когда $\mathrm{fo} > 500$, функция $R_п$ выражается таким образом [123]:

$$R_п \approx -\frac{\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}^2}{4\mathrm{fo}}\right)}{\ln 2{,}25\mathrm{fo}}. \qquad \text{(IV.24)}$$

Следовательно, соотношения между понижениями уровня в любой точке пласта и в скважине формально оказываются такими же, как при откачке с постоянным дебитом. В соответствии с этим уравнение (IV.23) может быть представлено в виде:

$$S = -\frac{Q(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}^2}{4\mathrm{fo}}\right), \qquad \text{(IV.25)}$$

где $Q(t)$ — расход скважины, изменяющийся по формуле (IV.18).

На основании зависимости (IV.25) можно считать, что влияние скважины, действующей при постоянном понижении уровня, равносильно влиянию скважины с расходом, изменяющимся во времени. Поэтому расчет взаимодействующих скважин с постоянными понижениями уров-

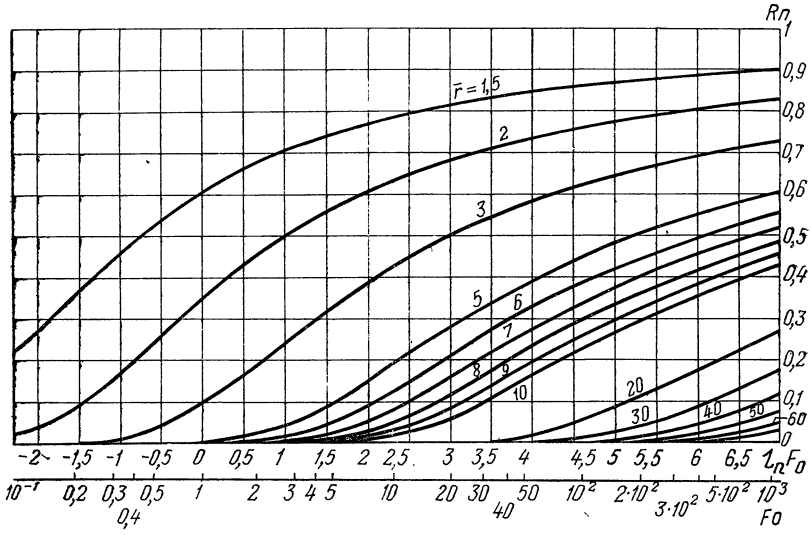


Рис. IV.9. График безразмерного сопротивления $R_п$ по формулам (IV.23) и (IV.24)

ня в них можно произвести путем решения следующей системы уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
S_{01} &= -\frac{Q_1(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_1^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\frac{Q_2(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(\frac{\bar{r}_{1-2}^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\ldots\\
&\ldots-\frac{Q_n(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(\frac{\bar{r}_{1-n}^2}{4\mathrm{fo}}\right);\\
S_{02} &= -\frac{Q_1(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_{2-1}^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\frac{Q_2(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_2^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\ldots\\
&\ldots-\frac{Q_n(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_{2-n}^2}{4\mathrm{fo}}\right);\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
S_{0n} &= -\frac{Q_1(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_{n-1}^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\frac{Q_2(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_{n-2}^2}{4\mathrm{fo}}\right)-\ldots\\
&\ldots-\frac{Q_n(t)}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\bar{r}_n^2}{4\mathrm{fo}}\right).
\end{aligned}\right\}\qquad (IV.26)$$

В этих уравнениях неизвестными являются расходы Q_1, Q_2, ..., Q_n, а S_{01}, S_{02}, ..., S_{0n} — заданные понижения уровня в скважинах; $\bar{r}_i$ — безразмерные расстояния между скважинами (индексы соответствуют номерам этих скважин).

При значительном числе скважин для вычисления $Q_1, Q_2, \ldots$ следует применять машинный счет и моделирование. Однако по истечении длительного времени, когда уровень и дебит в каждой скважине изменяются медленно, приближенно, учитывая полную срезку уровня в резуль-

тате взаимодействия с остальными скважинами по формуле (IV.23), дебит каждой скважины можно определять по формуле

$$Q_0 \approx 4\pi km \left(S_0 - \sum_{i=1}^{n} {}^{\blacktriangledown} S_{i-0} \right) G(\mathrm{fo}), \qquad \text{(IV.27)}$$

где Q_0 — искомый расход данной скважины при заданном понижении уровня S_0; S_{i-0} — понижение уровня в данной скважине с индексом «О» под влиянием взаимодействующей с ней i-й скважины. Знак ▼ означает, что из суммы исключается данная скважина с дебитом Q_i.

При расчетах по формуле (IV.27) получаются заниженные величины дебита, что, вообще говоря, обеспечивает большую надежность при прогнозах производительности водозаборов.

По приведенным расчетным зависимостям можно оценить динамику дебита каждой скважины и, таким образом, установить время в течение которого целесообразна эксплуатация скважины при режиме постоянного уровня. Такой вопрос часто возникает, например, при устройстве водозаборов в пластах с «избыточным» напором, т. е. при отметках пьезометрических уровней выше поверхности земли, позволяющих при пуске водозабора откачать воду самоизливом.

2. УЧЕТ НЕСОВЕРШЕНСТВА СКВАЖИН

Приведенные в п. 1 формулы применимы к совершенным скважинам. При откачке воды из несовершенных скважин возникают дополнительные гидравлические сопротивления, которые необходимо учитывать при расчетах.

Как известно, различают два вида несовершенства скважин: по степени вскрытия и по характеру вскрытия водоносного пласта. В соответствии с этим показатель дополнительного сопротивления можно представить в виде двух слагаемых [125, 25]

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2, \qquad \text{(IV.28)}$$

где ζ_1 — дополнительное сопротивление, определяемое неполнотой вскрытия, а ζ_2 — характером вскрытия водоносного пласта.

Для определения ζ_1 обычно используют решение Маскета, который исследовал задачу о влиянии неполноты вскрытия пласта в условиях установившегося движения. Применяются также решения А. Л. Хейна [125] и Н. Н. Веригина [25] для неустановившегося движения. В последнее время аналогичную задачу рассматривал также Хантуш [123]. Во всех этих работах для получения расчетных зависимостей, с помощью которых могут быть вычислены значения ζ_1, несовершенные скважины моделируются точечными источниками, непрерывно и равномерно распределенными вдоль оси водоприемной части скважины.

Получаемая при этом зависимость для определения понижения уровня при откачке из несовершенной скважины имеет вид [25, 125]:

$$S = \frac{Q}{4\pi km} \left[R_c + 2\zeta_1 \left(\frac{l}{m} ; \frac{m}{r} \right) \right]. \qquad \text{(IV.29)}$$

Первый член (R_c) представляет собой безразмерное сопротивление при действии совершенной скважины, вычисляемое, например, по формулам (IV.1), (IV.4) и др. Второй член (ζ_1) характеризует дополнительное сопротивление, обусловленное несовершенством скважины по степени вскрытия пласта.

Графики для определения ζ_1, построенные по данным работы [25], представлены на рис. IV.10 и IV.11. По ним можно найти значения ζ_1

для широкого диапазона изменения параметров l/m и m/r (l — длина водоприемной части, m — полная мощность пласта, r — радиус скважины или расстояние от скважины-пьезометра до опытной скважины).

Графики на рис. IV.10 применимы для тех случаев, когда водоприемная часть скважины примыкает к кровле или подошве пласта, а на рис. IV.11 — для случаев расположения водоприемной части приблизительно посередине пласта, при $C_0+l/2\approx(0{,}35—0{,}65)\,m$.

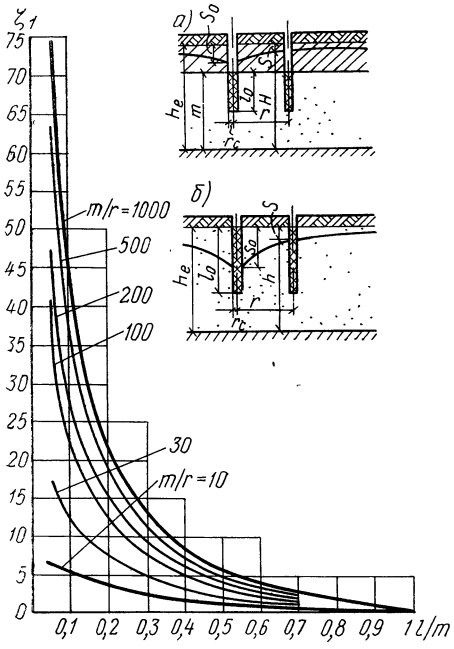


Рис. IV.10. Графики дополнительного сопротивления ζ_1, обусловленного несовершенством скважины по степени вскрытия пласта (фильтр скважины примыкает к водоупору $C_0=0$)

а — в напорном пласте; *б* — в безнапорном пласте

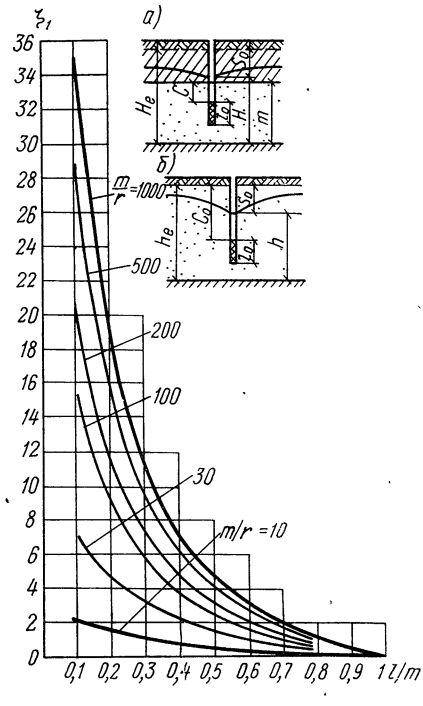


Рис. IV.11. Графики дополнительного сопротивления ζ_1, обусловленного несовершенством скважины по степени вскрытия пласта (фильтр скважины в средней части пласта $C_0>0$)

а — в напорном пласте; *б* — в безнапорном пласте

Для безнапорного потока, как предложено Н. К. Гиринским [50], принимается средняя расчетная мощность пласта $m_{ср}$ по соотношению:

$$m_{ср}\approx h_e-\frac{S_0}{2}. \qquad (IV.30)$$

Соответственно расчетная длина водоприемной части скважины определяется следующим образом:
при незатопленном фильтре

$$l=l_0-\frac{S_0}{2};$$

при затопленном фильтре

$$l\approx l_0,\ C=C_0-\frac{S_0}{2},$$

где h_e — первоначальная мощность безнапорного пласта (глубина от «статического уровня» до подошвы); S_0 — понижение уровня в скважине за время t; l_0 — реальная длина водоприемной части; c_0 — глубина погружения водоприемной части от «статического уровня».

Величина ζ_2 в формуле (IV.28) характеризует дополнительное сопротивление скважины по характеру вскрытия пласта. Это сопротивление обусловливается самим фильтром скважины, хотя оно по своей величине, как правило, невелико. Гораздо более существенное значение имеют изменения в структуре и водопроницаемости породы вблизи скважины, происходящие под влиянием различных механических и физико-механических процессов (уплотнение пород, суффозия, кольматаж, химическое зарастание и т. д.) при бурении и в период эксплуатации. Дополнительное сопротивление возникает также в связи с нарушением линейного закона фильтрации вблизи скважины.

Надежной методики расчета величины ζ_2 пока не разработано. В связи с этим в настоящее время наиболее правильным следует считать определение общего сопротивления скважин, связанного с ее несовершенством, по данным опытных и эксплуатационных откачек. Это сопротивление находится непосредственно из формулы (IV.1)

$$2\zeta = \frac{4\pi k m S_0}{Q} + \mathrm{Ei}\left(-\frac{r_0^2}{4at}\right). \qquad \text{(IV.31)}$$

При известных величинах ζ и ζ_1 из (IV.28) легко определить ζ_2.

На основе анализа результатов опытного определения показателя общего сопротивления ζ и его составляющих ζ_1 и ζ_2 можно наиболее правильно запроектировать тип и конструкцию водоприемной части скважины. Такой анализ позволяет принять необходимые меры по оживлению скважины и увеличению ее производительности (торпедирование, солянокислотная обработка и т. д.). При строительстве и эксплуатации водозаборов подземных вод такие методы необходимо использовать во всех случаях, когда сопротивления скважины и призабойной зоны оказываются завышенными.

Некоторые опытные данные по определению показателя несовершенства скважин ζ изложенным методом приведены в работе [25].

Следует отметить, что многие авторы сопротивление ζ_2 рассматривают как показатель «скин-эффекта», т. е. эффекта «пленки» или «оболочки», которой как бы окружена скважина [142].

Таким образом, общее понижение уровня в скважине водозабора складывается, во-первых, из понижения уровня S_0, вызванного действием непосредственно этой скважины, в которой определяется понижение; во-вторых, из дополнительного понижения $\Delta S_{вз} = \sum^{\blacktriangledown} S_i$ под влиянием взаимодействующих скважин; в-третьих, — из дополнительного понижения, обусловленного несовершенством скважины $\Delta S_{нс}$.

Имеется прямая связь между величинами S_0, $\Delta S_{вз}$, $\Delta S_{нс}$ и безразмерными гидравлическими сопротивлениями $R_{со}$, $R_{вз}$ и ζ.

Величины S_0 и $\Delta S_{вз}$ определяются в зависимости от режима откачки, по формулам (IV.1) и (IV.8) — при постоянном дебите и (IV.10), (IV.12) и (IV.15) — при изменяющемся дебите.

Дополнительное понижение, связанное с несовершенством скважины, во всех случаях определяется по формуле

$$\Delta S_{нс} = \frac{Q_0}{2\pi k m}\zeta, \qquad \text{(IV.32)}$$

Величину ζ находят опытным путем; при отсутствии опытных данных нередко ограничиваются оценкой сопротивления только по степени

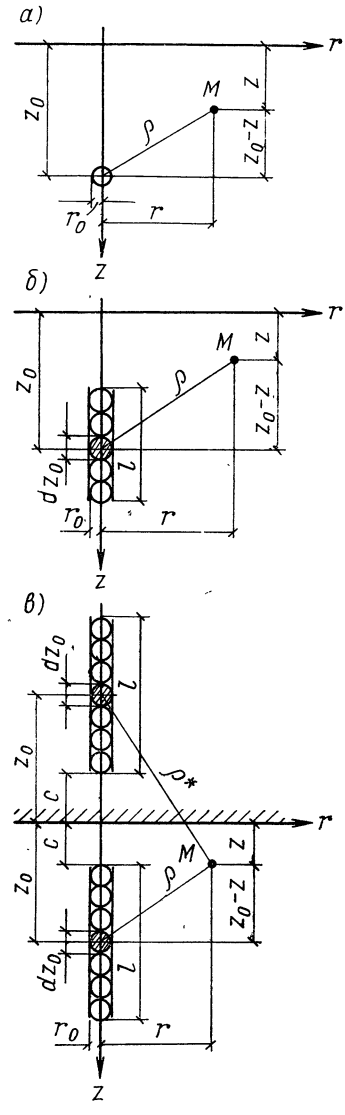


Рис. IV.12. Схемы к расчету несовершенной скважины в неограниченном пласте

вскрытия пласта, т. е. в расчетах принимают $\zeta=\zeta_1$, определяя его по графикам на рис. IV.10 и IV.11.

Водозаборные скважины иногда расположены в водоносных пластах очень большой мощности (например, в толщах трещиноватых пород артезианских бассейнов, простирающихся в глубину на 150—200 м и более). Водоприемной частью (фильтром) скважины при этом вскрывается только небольшая часть водоносного пласта и одна из границ последнего (кровля или подошва — в зависимости от того, где установлен фильтр) не оказывает существенного влияния на фильтрационный поток, образующийся при откачке. В таких условиях несовершенство скважин может быть учтено в расчетах более простыми зависимостями.

Для вывода этих зависимостей используется функция пространственного источника. Действительно, если представить, что весь расход скважины Q как бы концентрируется в одной точке, где расположен источник (рис. IV.12, *а*), то расчетная зависимость, по которой можно определить понижение уровня в любой точке M на расстоянии ρ от центра источника (стока), т. е. от точки с координатами r_0, z_0, выражается следующим образом:

$$S=\frac{Q}{4\pi k\rho}\operatorname{erfc}\left(\frac{\rho}{2\sqrt{at}}\right), \qquad \text{(IV.33)}$$

где $\operatorname{erfc}(\lambda)=1-\Phi(\lambda)$; $\Phi(\lambda)$ — интеграл вероятности (см. приложение II); в данном случае

$$\lambda=\frac{\rho}{2\sqrt{at}}, \quad \rho=\sqrt{(z-z_0)^2+r^2}.$$

При больших значениях t (длительная откачка) $\operatorname{erfc}\frac{\rho}{2\sqrt{at}}\to 1$ и мы получаем формулу для точечного источника в стационарном потоке. Эта формула при $z=0$, $r=r_0$ часто используется в гидрогеологической практике для расчета шахтных колодцев с полусферическим дном, вскрывающих напорный водоносный горизонт (без заглубления в него); в этом случае вместо Q нужно принять $2Q$, и формула примет вид:

$$S_0=\frac{Q}{2\pi kr_0}. \qquad \text{(IV.34)}$$

Если принять дно колодца плоским, то вместо (IV.34) получим формулу Форхгеймера

$$S_0 = \frac{Q}{4kr_0}. \qquad \text{(IV.34а)}$$

Теперь рассмотрим скважину с фильтром длиной l в неограниченном пласте (рис. IV.12, *б*). Для получения расчетной формулы разместим точечные источники вдоль линии скважин.

Выделим на глубине z_0 от кровли бесконечно-малый отрезок dz_0 с расходом

$$qdz_0 = \frac{Q}{l} dz_0,$$

где Q — общий расход скважины.

Используя формулу (IV.33), приняв в ней $\operatorname{erfc}\frac{\rho}{2\sqrt{at}} = 1$, получим выражение для бесконечно малого понижения уровня dS в любой точке M с координатами r, z, вызванного действием скважины:

$$dS = \frac{Qdz_0}{4\pi k\rho l}.$$

После интегрирования полученного выражения от 0 до S и по z от C до $C+l$ найдем

$$S_д = \frac{Q}{4\pi kl}\left(\operatorname{arsh}\frac{c+l-z}{r} - \operatorname{arsh}\frac{c-z}{r}\right), \qquad \text{(IV.35)}$$

где arsh — обратный гиперболический синус.

По этой формуле можно определить понижение уровня при действии несовершенной скважины в неограниченном по мощности пласте.

Для того чтобы учесть влияние одной из границ пласта (например, кровли), отразим зеркально относительно этой границы линейную систему источников на оси скважины и будем считать, что из этой отображенной системы (нереальной, воображаемой) тоже ведется отбор воды с интенсивностью q и общим дебитом $Q=ql$. Тем самым будет погашен приток к реальной скважине из области $z>0$ и, следовательно, плоскость $z=0$ будет имитировать непроницаемую поверхность.

Влияние отображенной скважины на точку M выразится аналогично предыдущему:

$$S_{отобр} = \frac{Q}{4\pi kl}\left(\operatorname{arsh}\frac{c+l+z}{r} - \operatorname{arsh}\frac{c+z}{r}\right). \qquad \text{(IV.36)}$$

Складывая выражения (IV.35) и (IV.36), получим расчетную зависимость для несовершенной скважины в полуограниченном пласте:

$$S = S_д + S_{отобр} = \frac{Q}{4\pi kl}\left(\operatorname{arsh}\frac{c+l-z}{r} + \right.$$

$$\left. + \operatorname{arsh}\frac{c+l+z}{r} - \operatorname{arsh}\frac{c-z}{r} - \operatorname{arsh}\frac{c+z}{r}\right). \qquad \text{(IV.37)}$$

Когда фильтр примыкает к водоупору ($C=0$), вместо (IV.37) имеем

$$S = \frac{Q}{4\pi kl}\left(\operatorname{arsh}\frac{l-z}{r} + \operatorname{arsh}\frac{l+z}{r}\right). \qquad \text{(IV.38)}$$

При определении понижения уровня непосредственно в скважине при $r=r_0$ после осреднения понижения (поскольку оно оказывается зависящим от координаты z) получим:

$$S_0 = \frac{Q}{2\pi kl} \ln \frac{\gamma l}{r_0}, \qquad \text{(IV.39)}$$

где γ — числовой коэффициент. При различных приемах осреднения значения этого коэффициента изменяются в пределах 1,3—2.

Приведенные формулы, как указывалось, действительны для случаев, когда скважина расположена вблизи кровли (в верхней части пласта) или вблизи подошвы (в нижней части пласта). Вместе с тем анализ этих формул показывает, что влиянием границы, т. е. кровли или подошвы, можно пренебрегать, когда $C \geqslant (1{,}5 \div 2)l$. При этом для расчета можно использовать формулу (IV.35), приняв $C=0$ (т. е. начало координат сместить в точку верха фильтра).

Для определения понижения уровня в скважине при $r=r_0$ можно также использовать формулу (IV.39), принимая $\gamma=0{,}6—1$.

Задачи расчета скважин в бесконечных по мощности водоносных пластах подробно исследовались В. Д. Бабушкиным [4, 17] и Н. К. Гиринским [50].

3. ДАЛЬНОСТЬ ДЕЙСТВИЯ СКВАЖИН. ДОПОЛНИТЕЛЬНОЕ ИНФИЛЬТРАЦИОННОЕ ПИТАНИЕ ПЛАСТОВ

Приведенные выше расчетные зависимости для неустановившейся фильтрации (см. п. 1) показывают, что при откачке из скважины в однородном пласте уровень понижается сначала очень быстро (в самой скважине в первый момент — скачкообразно), а затем все более замедленно (рис. IV.13). В это время понижение уровня подчиняется логарифмическому закону (зависимости S—$\ln t$ — прямые линии). Такая закономерность характерна при постоянном дебите и при изменении дебита по линейному и параболическим зависимостям от времени.

Скорость фильтрации при этом, например для случая постоянного дебита, в соответствии с формулой (IV.1) с учетом (IV.3) будет равна:

$$v_ф = \frac{Q}{2\pi mr}. \qquad \text{(IV.40)}$$

а действительная скорость перемещения кривой депрессии

$$v_д = \frac{Q}{4\pi kmt}. \qquad \text{(IV.41)}$$

Таким образом, через сравнительно короткое время в самой скважине и в прилегающей к ней зоне кривая депрессии имеет такой же

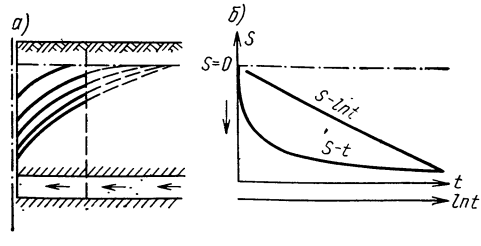


Рис. IV.13. Кривые депрессии (*а*) и графики понижения уровня (*б*) при откачке из скважины с постоянным дебитом

вид, как и при установившемся движении и снижается во всех точках с одинаковой скоростью [в формулу (IV.40) время t не входит и она совпадает с выражением для скорости фильтрации, вытекающим из формулы Дюпюи]. Скорость $v_д$ по формуле (IV.41) не зависит от координат x и y, т. е. в процессе откачки кривая депрессии в вертикальном сечении перемещается параллельно самой себе (см. сплошные кривые на рис. IV.13, *а*).

Эти закономерности характеризуют регулярный или так называемый квазиустановившийся режим фильтрации. Зона, в которой формируется такой режим движения подземных вод, со временем расширяется и при повышенной пьезопроводности пласта может достигать значительных размеров. При длительных откачках в процессе эксплуатации водозаборов эта зона практически охватывает всю область влияния откачек.

Следует обратить внимание на то, что в условиях неограниченного в плане пласта при $t \to \infty$ гидравлическое сопротивление, а следовательно, и понижение уровня также стремятся к бесконечности, что нереально. В действительности величина понижения уровня, как правило, ограниченная, поскольку при откачке из скважины в сферу ее влияния вовлекаются значительные площади, и кривая депрессии доходит до ближайших границ пласта, со стороны которых осуществляется его питание. Для этого периода времени указанные формулы, приведенные для схемы неограниченного пласта, использовать нельзя.

Вместе с тем следует иметь в виду, что и в тех случаях, когда влияние дополнительных источников питания и границ пласта сказывается в незначительной степени или совсем не сказывается, при больших t (или больших Q) расчетное понижение уровня может оказаться больше мощности пласта. В таких условиях устанавливается другой режим откачки: понижение уровня в скважине сохраняется постоянным, а дебит со временем уменьшается. В связи с этим приведенные формулы применимы лишь для периода времени, в течение которого понижение уровня меньше допустимого [см. формулы (III.2)—(III.3)].

Из приведенных решений следует также, что при откачке подземных вод из скважины в неограниченном пласте ее влияние распространяется до «бесконечности». Однако перераспределение напоров и понижений уровня в пласте происходит постепенно, с течением времени захватывая все более удаленные от скважины зоны. Поэтому даже в изолированных пластах можно выделять фактический, или, по терминологии В. Н. Щелкачева, условный радиус влияния скважины (дальности действия) $r^*_{вл}$, подразумевая под ним такое расстояние от скважины, дальше которого в данный момент времени эффект откачки практически не сказывается. Эффект откачки при этом может оцениваться по понижению уровня.

Задаваясь определенной величиной понижения уровня (например, равной или не превышающей изменения уровня, происходящего в естественных условиях под воздействием метеорологических факторов), условный радиус влияния $r^*_{вл}$ можно определить из формулы (IV.1) и др.

Из этих формул следует, что при известном дебите и заданном (принимаемом) понижении уровня $S_{вл}$ на границе области влияния должно выдерживаться соотношение

$$\frac{4\pi k m S_{вл}}{Q} = -\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^{*2}_{вл}}{4at}\right),$$

из которого вытекает выражение для условного радиуса влияния [142]:

$$r^*_{вл} = \varphi_s \sqrt{at}, \qquad (IV.43)$$

где $\varphi_s = \varphi_s \left(\frac{kmS_{вл}}{Q}\right)$.

При продолжительной откачке в соответствии с формулой (IV.1) получим:

$$\varphi_s = 1{,}5e^{-\frac{2\pi kmS_{вл}}{Q}}.$$

Значения φ_s с увеличением расхода скважины, при прочих равных условиях, возрастают, а по мере снижения расхода уменьшаются:

$\frac{2\pi kmS_{вл}}{Q}$ ...	0,001	0,01	0,05	0,1	0,3	0,5	0,6	1	2	3
φ_s ...	1,50	1,48	1,43	1,36	1,11	0,91	0,74	0,54	0,2	0,074

Следует, однако, отметить, что значение $r^*_{вл}$ не используется в расчетах при определении производительности водозаборов. В расчетные зависимости входит величина $r_{вл}=1{,}5\sqrt{at}$, определяемая на основе прямого сопоставления формулы для скважины в неограниченном пласте в условиях неустановившегося движения с формулой Дюпюи для кругового пласта с радиусом $r_{вл}$ при установившемся движении.

Дальность действия водозабора и режим фильтрации существенно зависят от интенсивности дополнительного питания пласта.

Допустим, что сразу же после начала откачки при $t=0$ возникает дополнительное питание водоносного пласта, оцениваемое модулем $\varepsilon_{инф}$.

При этом для неограниченного по площади водоносного пласта выражение для определения понижения уровня при откачке из одиночной скважины (или одиночного укрупненного водозабора) имеет вид:

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}(-\alpha) - \frac{A}{\alpha}\right], \qquad (IV.44)$$

где

$$\text{где } A = \frac{\pi r^2 \varepsilon_{инф}}{Q};\ \alpha = \frac{r^2}{4at}$$

Из этой формулы следует, что при $\varepsilon_{инф}=\mathrm{const}$ понижение уровня с течением времени достигает некоторого максимального значения, а затем начинает уменьшаться. Время максимума понижения уровня определяется соотношением:

$$t_{макс} = \frac{r^2}{4a\alpha};\ \alpha e^{-\alpha} = A. \qquad (IV.45)$$

Из формулы (IV.44) также видно, что при определенных соотношениях Q и $\varepsilon_{инф}$ понижение уровня может принимать отрицательное значение. Однако поскольку под величиной $\varepsilon_{инф}$ подразумевается дополнительная инфильтрация, обусловливаемая вводом в действие водозабора, текущий (динамический) уровень подземных вод должен находиться ниже первоначального (статического) уровня, т. е. в каждой точке пласта в зоне влияния водозабора $H(t)<H_e$ и, следовательно, $S>0$. По тем же причинам не должно происходить повышения динамического уровня и соответственно уменьшения понижения после достижения

$S_{макс}$ при $t_{макс}$, определяемом по соотношению (IV.45), т. е. должно быть всегда $S \geqslant S_{макс}$. В противном случае надо принять $A = \frac{\pi r^2 \varepsilon_{инф}}{Q} > 1$, что невозможно. Таким образом, фактически уровень подземных вод при $\varepsilon_{инф} = \text{const}$ и $A \to 1$ стремится к стабилизации.

Статический уровень подземных вод в сезонном и годовом разрезе может значительно колебаться под влиянием естественных гидрометеорологических факторов. Однако это не должно отразиться на понижении уровня, обусловленном откачкой из водозабора, поскольку оно отсчитывается в каждый данный момент времени от статического уровня.

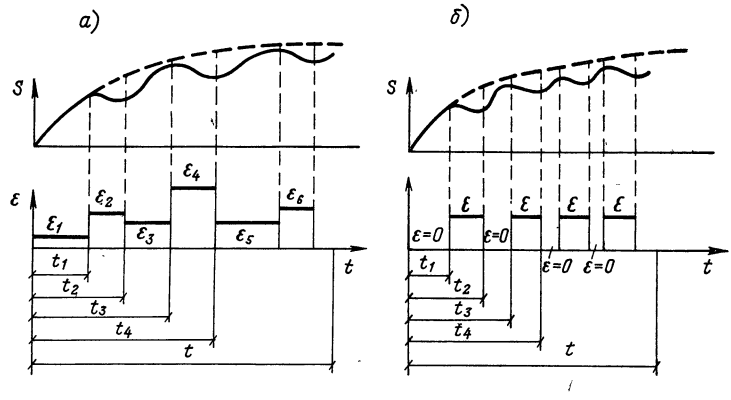


Рис. IV.14. Графики периодического инфильтрационного неравномерного питания (*а*) и равномерного (*б*)

При периодическом инфильтрационном питании, происходящем ежегодно в многоводные периоды (например, периоды снеготаяния или максимальной интенсивности выпадения атмосферных осадков), понижение уровня в процессе эксплуатации водозабора в неограниченном по площади распространения пласте выразится следующим образом (рис. IV.14, *а*):

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\text{Ei}(-\alpha) - \sum_{j=1}^{k}(A_j - A_{j-1})\,\frac{f(t-t_{j-1})}{\alpha(t-t_{j-1})}\right], \qquad \text{(IV.46)}$$

где $j = 1, 2, \ldots, k$; k — общее число периодов инфильтрационного питания;

$$\alpha(t-t_{j-1}) = \frac{r^2}{4at};\ \frac{r^2}{4a(t-t_1)};\ \frac{r^2}{4a(t-t_2)};\ \ldots$$

При $j = 1$, $\varepsilon_1 = 0$, $\varepsilon_{1-j-1} = 0$, $\varepsilon_3 = \varepsilon_5 = 0$, т. е. периоды отсутствия инфильтрации учитываются в формуле так же, как периоды наличия инфильтрации, но с обратным знаком

$$f(t-t_{j-1}) = \begin{cases} 0 \text{ при } t < t_{j-1}; \\ 1 \text{ при } t > t_{j-1}, \end{cases}$$

где t_j — момент времени, на который определяется понижение уровня S.

При одинаковой величине и равномерном распределении периодов инфильтрации формула (IV.46) представится так (см. рис. IV.14, *б*):

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\text{Ei}(-\alpha) - \varepsilon_{инф}\sum_{j=1}^{k}\frac{f(t-t_{j-1})}{\alpha(t-t_{j-1})}\right]. \qquad \text{(IV.47)}$$

Таким образом, при оценке влияния равномерно изменяющейся инфильтрации следует учитывать суммарную длительность ее действия, которая, как правило, намного меньше срока эксплуатации водозабора. Например, если основное инфильтрационное питание происходит в предпаводочные периоды снеготаяния, а также во время паводков, когда потери поверхностного стока в зоне влияния водозабора достигают максимума, то длительность его составит 8—10% общего эксплуатационного времени.

При локальном инфильтрационном питании общая расчетная формула для оценки понижения уровня и в соответствии с этим максимально возможной производительности водозабора в общем виде может быть выражена следующим образом:

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\,(-\alpha) - AR\,(x,\ y,\ t)\right]. \qquad \text{(IV.48)}$$

Первый член характеризует понижение уровня, которое имело бы место при расходе Q в изолированном пласте, а второй член — эффект инфильтрационного питания. Выражения функции $R(x, y, t)$ для полосообразной и круговой областей инфильтрационного питания приведены в табл. IV.1.

Формулы (1) и (2) в табл. IV.1 для полосовой и, в частном случае, линейной инфильтрации характеризуют «бесконечные» области инфильтрационного питания. Поэтому в пределе, так же как при постоянной равномерно распределенной инфильтрации в неограниченном по площади пласте, по расчету понижение уровня может оказаться равным нулю или даже иметь отрицательное значение.

Следовательно, и здесь нужно соблюдать условия $H(t) < H_e$ и $S \geqslant S_{макс}$.

Для учета периодичности инфильтрационного питания в рассматриваемых локальных схемах можно использовать зависимости, аналогичные формулам (IV.46) для неравномерного питания (см. рис. IV.14, *а*) и (IV.47) — для равномерного питания (см. рис. IV.14, *б*). В соответствии с общей формулой (IV.48) понижение уровня при этом выразится следующим образом:

для схемы неравномерного питания

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\,(-\alpha) - \sum_{j=1}^{k}(A_j - A_{j-1})\,R\,(x,\ y,\ t-t_{j-1})\,f\,(t-t_{j-1})\right]; \qquad \text{(IV.49)}$$

для схемы равномерного питания

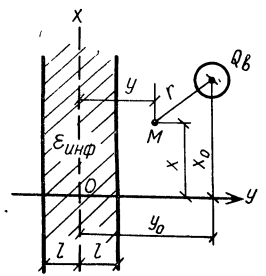
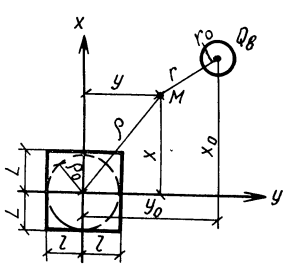
$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\,(-\alpha) - A\sum_{j=1}^{k} R\,(x,\ y,\ t-t_{j-1})\,f\,(t-t_{j-1})\right], \qquad \text{(IV.50)}$$

где f — единичная функция [см. формулу (IV.46)]; $R(x, y, t-t_{j-1})$ определяются по табл. IV.1 для соответствующих схем инфильтрации при $t-t_{j-1}=t$, $t=t_1$, $t=t_{21}$, ...

Как видно из изложенного, инфильтрационное питание пластов в результате более интенсивного поступления в них атмосферных осадков и потерь поверхностного стока из разрозненной овражно-балочной сети является весьма мощным фактором формирования дополнительных запасов подземных вод при эксплуатации водозаборов, что следует учитывать при проектировании.

Таблица IV.1

Зависимости для определения функции дополнительного инфильтрационного питания $R(x, y, t)$ к формуле (IV.48)

Схема	Формулы	Примечания
	$R(y, t) = \frac{2}{\alpha}\left(i^2 \operatorname{erfc} \gamma_1 \sqrt{\alpha} - i^2 \operatorname{erfc} \gamma_2 \sqrt{\alpha}\right)$ (1) при $l \ll y$ $R(y, t) = \frac{2}{\sqrt{\alpha}} i \operatorname{erfc}\left(\bar{y}, \sqrt{\alpha}\right)$ (2) $\varepsilon_{инф} = \frac{q_{инф}}{r}$	$i^2 \operatorname{erfc}\lambda = \left[(1 + 2\lambda^2) + \operatorname{erfc}\lambda - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \lambda e^{-\lambda^2}\right]$ $i \operatorname{erfc}\lambda = \frac{e^{-\lambda^2}}{\sqrt{\pi}} - \lambda \operatorname{erfc}\lambda$ $\operatorname{erfc}\lambda = 1 - \Phi(\lambda)$ (см. приложение II) $\gamma_1 = \frac{(y - l)}{r}$; $\gamma_2 = \frac{(y + l)}{r}$; $\alpha = \frac{r^2}{4at}$; $r^2 = (x - x_0)^2 + (y - y_0)^2$ [5, 39]
	$R(x, y, t) \approx -\operatorname{Ei}(-\bar{\rho}^2 \alpha)$ (3) при $\frac{l}{L} \leqslant 10$; $\rho \geqslant 1{,}5\sqrt{l^2 + L^2}$	$\bar{\rho} = \frac{\rho}{r}$ [32, 39]

4. ОБОБЩЕННЫЕ СИСТЕМЫ СКВАЖИН

Для расчета водозаборов, состоящих из большого числа скважин, часто используется метод, при котором группы взаимодействующих скважин представляются в виде так называемых обобщенных систем.

Таким путем большое число скважин заменяется одним укрупненным водозабором, например горизонтальной дреной, галереей или «большим колодцем». В данном случае влияние взаимодействующих скважин оценивается суммарно не только в удаленных от водозабора точках, но и на самих участках расположения скважин: здесь они тоже как бы обобщаются. Это и дало основание называть такие водозаборы обобщенными системами [26].

Понижение уровня подземных вод, вызванное действием обобщенных систем, естественно меньше понижения уровня в самих скважинах, поскольку при этом из рассмотрения исключаются зоны наибольшей деформации депрессионной поверхности вблизи каждой скважины. Однако, пользуясь методом фильтрационных сопротивлений, дополнительное понижение уровня в скважинах можно определить отдельно. Тогда полное понижение в них S выразится суммой:

$$S = S_{\omega} + \Delta S_{\text{скв}}, \tag{IV.51}$$

где S_{ω} — понижение уровня, обусловленное действием обобщенной системы; $\Delta S_{\text{скв}}$ — дополнительное понижение уровня в самой скважине.

Соответственно полное безразмерное сопротивление R выразится так:

$$R = R_{\omega} + \Delta R_{\text{скв}}, \tag{IV.52}$$

где R_{ω} — величина, характеризующая внешнее сопротивление, которое зависит от размеров участка взаимодействующих скважин, условий на границах водоносного пласта, коэффициента пьезопроводности и продолжительности действия скважин; $\Delta R_{\text{скв}}$ — дополнительное сопротивление, определяемое в зависимости от расстановки скважин внутри системы (внутреннее сопротивление).

Ниже приводятся решения для обобщенных систем скважин в виде прямой линии (галереи) ограниченных и неограниченных размеров, бесконечной полосы, кольца и ограниченной площади. При этом в начале даны выражения для определения S_{ω} и R_{ω}, а затем общие для всех систем зависимости, по которым может быть вычислено дополнительное понижение в скважине $\Delta S_{\text{скв}}$ и соответственно дополнительное сопротивление $\Delta R_{\text{скв}}$.

Линейная система скважин ограниченной протяженности

Линейный ряд скважин длиной $2\,l$ (рис. IV.15) с расходом каждой скважины Q заменяем равномерно распределенными источниками с суммарным расходом $Q_{\text{сум}}$, равным суммарному расходу реальных скважин. При этом вызванное его действием понижение уровня составит:

$$S_{\text{л}} = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi km} R_{\text{л}}, \tag{IV.53}$$

где $R_{\text{л}}$ — безразмерное гидравлическое сопротивление при действии линейной системы скважин:

$$R_{\text{л}} = \frac{1+\bar{x}}{2} I_{\text{л}}(\alpha_{0+}, \beta_{+}) + \frac{1-\bar{x}}{2} I_{\text{л}}(\alpha_{0-}, \beta_{-}); \tag{IV.54}$$

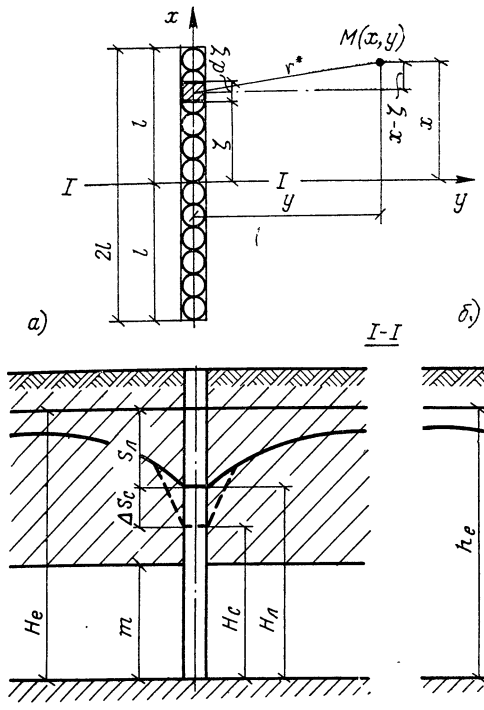


Рис. IV.15. Схемы к расчету линейной системы скважин в напорном пласте (*а*) и безнапорном (*б*)

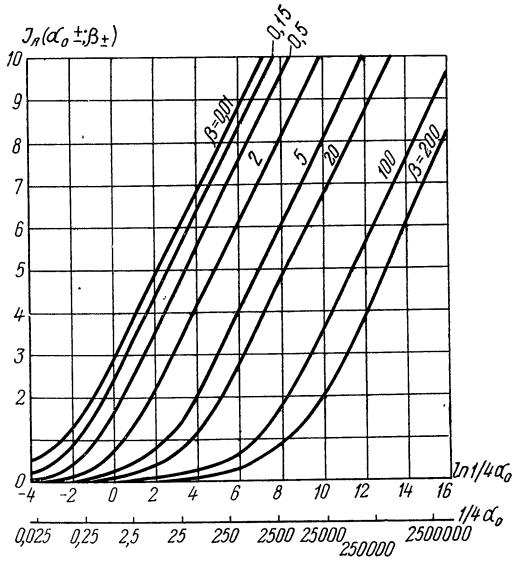


Рис. IV.16. Графики функций $I_л$ по формуле (IV.55)

$$I_л = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \int_{\alpha_{0\pm}}^{\infty} \frac{e^{-\beta_\pm^2 z}}{z^{3/2}} \Phi\left(\sqrt{z}\right) dz; \qquad \text{(IV.55)}$$

$$\bar{x} = \frac{x}{l};\ \beta_+ = \frac{y}{l+x};\ \beta_- = \frac{y}{|l-x|};$$

$$\alpha_{0+} = \frac{(1+\bar{x})^2}{4\,\mathrm{Fo}};\ \alpha_{0-} = \frac{(1-\bar{x})^2}{4\mathrm{Fo}};$$

$$\mathrm{Fo} = \frac{at}{l^2};\ \Phi\left(\sqrt{z}\right) \text{ — интеграл вероятности.}$$

Значения интеграла (IV.55) в широком диапазоне изменения $\alpha_{0\pm}$ и $\beta_\pm$ приведены в табл. IV.2 и на рис. IV.16.

Пользуясь формулами (IV.53) и (IV.54) и графиками на рис. IV.16, можно определить понижение уровня в любой точке пласта с координатами x, y.

При $x=0$, т. е. для точек, расположенных на линии, перпендикулярной линии скважин и проходящей через ее середину, будем иметь:

$$R_{л/\bar{x}=0} = -\int_0^1 \mathrm{Ei}\left(\frac{\bar{\zeta}^2+\bar{y}^2}{4\mathrm{Fo}}\right) d\zeta. \qquad \text{(IV.56)}$$

Таблица IV. 2

Значения функции $I_л$ ($\alpha_{0\pm}$, $\beta_\pm$) по формуле (IV.55)

$\frac{I}{4\alpha_{0\pm}}$	β						
	0,01	0,05	0,1	0,15	0,30	0,50	1
$1{,}26\cdot10^{-2}$	0,314	0,251	0,157	0,094	0,010	0,	
$1{,}66\cdot10^{-2}$	0,471	0,314	0,220	0,136	0,026	0,003	
$2{,}5\cdot10^{-2}$	0,544	0,440	0,314	0,209	0,057	0,006	
$2{,}77\cdot10^{-2}$	0,628	0,471	0,330	0,241	0,073	0,009	
$3{,}12\cdot10^{-2}$	0,680	0,503	0,361	0,272	0,089	0,016	
$3{,}54\cdot10^{-2}$	0,732	0,534	0,408	0,304	0,110	0,019	
$4{,}16\cdot10^{-2}$	0,785	0,597	0,455	0,356	0,141	0,031	
$5{,}10\cdot10^{-2}$	0,858	0,660	0,518	0,419	0,183	0,050	0
$6{,}25\cdot10^{-2}$	0,942	0,754	0,613	0,503	0,246	0,078	0,002
$8{,}333\cdot10^{-2}$	1,094	0,880	0,754	0,628	0,346	0,138	0,005
0,125	1,257	1,100	0,958	0,838	0,529	0,258	0,027
0,25	1,728	1,571	1,429	1,288	0,937	0,587	0,143
0,5	2,200	2,136	1,979	1,843	1,466	1,055	0,419
2,5	3,770	3,613	3,456	3,320	2,922	2,457	1,519
5	4,400	4,273	4,131	4,000	3,592	3,123	2,221
25	5,969	5,875	5,733	5,592	5,184	4,706	3,780
50	6,754	6,566	6,424	6,283	5,822	5,397	4,468
250	8,325	8,168	8,027	7,896	7,482	7,006	6,070
500	8,953	8,891	8,734	8,587	8,179	7,696	6,763
2500	10,611	10,493	10,336	10,189	9,786	9,305	8,372
$25\cdot10^3$	12,881	12,786	12,629	12,493	12,048	11,608	10,675
$25\cdot10^4$	15,237	15,08	14,938	14,797	14,388	13,911	12,978
$25\cdot10^6$	19,792	19,698	19,541	19,405	18,996	18,517	17,584

Продолжение табл. IV. 2

$\frac{I}{4\alpha_{0\pm}}$	β							
	2	3	5	10	15	20	100	200
$1{,}26\cdot10^{-2}$								
$1{,}66\cdot10^{-2}$								
$2{,}5\cdot10^{-2}$								
$2{,}77\cdot10^{-2}$								
$3{,}12\cdot10^{-2}$								
$3{,}54\cdot10^{-2}$								
$4{,}16\cdot10^{-2}$								
$5{,}10\cdot10^{-2}$								
$6{,}25\cdot10^{-2}$								
$8{,}333\cdot10^{-2}$								
0,125	0							
0,25	0,02	0						
0,5	0,040	0,002	0					
2,5	0,652	0,246	0,024	0				
5	1,160	0,603	0,143	0,035	0	0		
25	2,608	1,886	1,034	0,218	0,034	0,004		
50	3,279	2,536	1,612	0,579	0,178	0,049		
250	4,871	4,107	3,124	1,820	1,126	0,701		
500	5,562	4,796	3,805	2,442	1,715	1,221	0	0
2500	7,170	6,401	5,404	4,035	3,245	2,679	0,219	0,04
$25\cdot10^3$	9,472	8,705	7,705	6,329	5,519	4,945	1,822	0,697
$25\cdot10^4$	11,775	11,005	10,008	8,631	7,819	7,273	4,036	2,663
$25\cdot10^6$	16,380	15,611	14,613	13,237	12,424	11,845	8,629	7,197

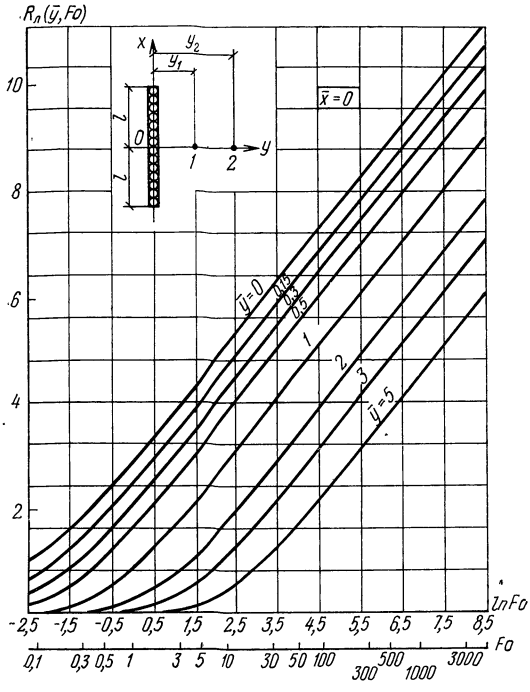


Рис. IV.17. Графики безразмерного сопротивления $R_{л/\bar{x}=0}$ по формуле (IV.56) для линейной системы скважин

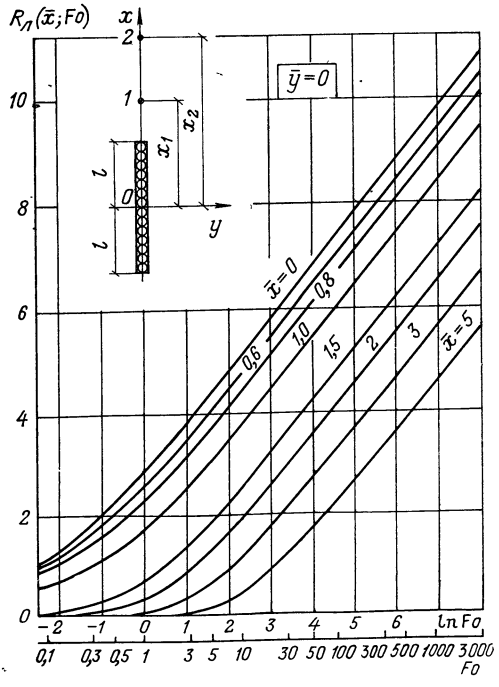


Рис. IV.18. Графики безразмерного сопротивления $R_{л/\bar{y}=0}$ по формуле (IV.57) для линейной системы скважин

Графики $R_{л/\bar{x}=0}$, построенные по результатам вычислений по формуле (IV.56), представлены на рис. IV.17. Значения $R_{л/\bar{x}=0}$ приведены в табл. IV.3.

Таблица IV. 3

Значения безразмерного сопротивления $R_{л/\bar{x}=0}$ по формуле (IV.56)

Fo	ln Fo	$\bar{y}=0{,}15$	$\bar{y}=0{,}3$	$\bar{y}=0.5$	$\bar{y}=1$	$\bar{y}=2$	$\bar{y}=3$	$\bar{y}=5$
0,0125	—4,382	0,093	0,011					
0,025	—3,689	0,213	0,059	0,006				
0,050	—2,996	0,413	0,184	0,049				
0,125	—2,080	0,837	0,527	0,259	0,026			
0,25	—1,387	1,291	0,939	0,588	0,144	0,003		
0,5	—0,694	1,841	1,463	1,056	1,419	0,040	0,002	
2,5	+0,916	3,321	2,919	2,456	1,592	0,652	0,246	0,024
5	1,609	3,997	3,592	3,121	2,222	1,160	0,603	0,143
25	3,218	5,592	5,185	4,707	3,779	2,607	1,886	1,034
50	3,909	6,283	5,825	5,398	4,468	3,279	2,536	1,612
250	5,521	7,892	7,483	7,005	6,070	4,871	4,107	3,124
500	6,214	8,585	8,177	7,698	6,762	5,562	4,796	3,804
2500	7,824	10,193	9,786	9,307	8,371	7,170	6,401	5,404

Для определения понижения уровня при $y=0$, т. е. вдоль линии, на которой расположены скважины, из формулы (IV.54) получим:

$$R_{л/\bar{y}=0}=-\frac{1+\bar{x}}{2}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{(1+\bar{x})^2}{4\mathrm{Fo}}\right)-$$

$$-\frac{1-\bar{x}}{2}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{(1-\bar{x})^2}{4\mathrm{Fo}}\right)+\sqrt{\pi\mathrm{Fo}}\left[\Phi\left(\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}\right)+\right.$$

$$\left.+\Phi\left(\frac{1-\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}\right)\right]. \qquad \text{(IV.57)}$$

Это решение дано Н. С. Пискуновым [26, 137]. Значения функции $R_{л/\bar{y}=0}$ приведены в табл. IV.4 и на рис. IV.18.

В том случае, когда по графикам на рис. IV.17 и IV.18 необходимо определить $R_л$ для Fo$>$3000 (ln Fo$>$8), нужно использовать следующую зависимость:

$$R_л = R_{л1}\frac{\ln \mathrm{Fo}}{\ln \mathrm{Fo}_1}, \qquad \text{(IV.58)}$$

где $R_л$ — искомое гидравлическое сопротивление для момента времени, отвечающего Fo; $R_{л1}$ — гидравлическое сопротивление, определяемое при любом значении Fo_1 в пределах прямолинейной части графиков.

Имея значения $R_{л/\bar{x}=0}$ и $R_{л/\bar{y}=0}$, по формуле (IV.53) можно определить понижение уровня S в точках, располагающихся вдоль двух взаимно перпендикулярных линий: $\bar{x}=0$ и $\bar{y}=0$. По этой формуле легко решить также обратную задачу — по заданным понижениям на указанных линиях найти суммарный расход $Q_{сум}$ линейной системы скважин.

Таблица IV. 4

Значения безразмерного сопротивления $R_{л/\bar{y}=0}$ по формуле (IV.57)

Fo	ln Fo	$\bar{x}$							
		0	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0
0,08	—2,526	1,001	0,955	0,856	0,504	0,025	0,001	0,000	0,000
0,1	—2,303	1,117	1,053	0,936	0,560	0,040	0,002	0,000	0,000
0,2	—1,609	1,552	1,411	1,236	0,792	0,121	0,017	0,000	0,000
0,4	—0,916	2,083	1,859	1,626	1,117	0,288	0,079	0,004	0,000
0,5	—0,693	2,271	2,023	1,773	1,245	0,366	0,118	0,008	0,000
1	0,000	2,889	2,582	2,290	1,713	0,679	0,320	0,059	0,001
2	0,693	3,545	3,200	2,881	2,271	1,154	0,668	0,219	0,016
3	1,099	3,935	3,579	3,250	2,628	1,470	0,936	0,337	0,051
5	1,609	4,435	4,067	3,730	3,097	1,904	1,325	0,672	0,160
7,5	2,015	4,835	4,498	4,121	3,482	2,272	1,667	0,929	0,330
10	2,303	5,119	4,743	4,395	3,758	2,538	1,921	1,171	0,448
20	2,996	5,809	5,420	5,081	4,435	3,200	2,534	1,759	0,891
30	3,401	6,211	5,832	5,482	4,835	3,385	2,952	2,130	1,204
50	3,912	6,721	6,339	6,003	5,341	4,099	3,447	2,608	1,642
100	4,605	7,416	7,032	6,681	6,032	4,789	4,129	3,278	2,270
200	5,299	8,109	7,722	7,373	6,721	5,475	4,819	3,961	2,936
300	5,704	8,513	8,128	7,778	7,126	5,881	5,220	4,362	3,328
500	6,215	9,024	8,639	8,289	7,637	6,390	5,728	4,872	3,834
750	6,620	9,430	9,044	8,694	8,045	6,795	6,138	5,279	4,234
1000	6,908	9,717	9,332	8,982	8,332	7,087	6,424	5,565	4,520
2000	7,601	10,411	10,025	9,674	9,024	7,774	7,115	6,255	5,214
3000	8,007	11,732	10,430	10,080	9,430	8,170	7,519	6,660	5,615

Для точки, находящейся в центре линейной системы скважин, при $x=y=0$ из (IV.56) и (IV.57) имеем

$$R_{л/\bar{x}=\bar{y}=0} = -\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right) + 2\sqrt{\pi \mathrm{Fo}}\,\Phi\left(\frac{1}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}\right). \qquad \text{(IV.59)}$$

Этому уравнению соответствуют верхние кривые на рис. IV.17 и IV.18. При $\mathrm{Fo}>4\div6$

$$R_{л/\bar{x}=\bar{y}=0} \approx \ln\frac{16{,}4at}{l^2}. \qquad \text{(IV.60)}$$

На концевых участках линейной системы скважин при $\bar{x}=\pm1$, $\bar{y}=0$

$$R_{л}\Big|_{\substack{\bar{x}=\pm1\\ \bar{y}=0}} = -\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{\mathrm{Fo}}\right) + \sqrt{\pi \mathrm{Fo}}\,\Phi\left(\frac{1}{\sqrt{\mathrm{Fo}}}\right) \qquad \text{(IV.61)}$$

и при $\mathrm{Fo}>4\div6$

$$R_{л}\Big|_{\substack{\bar{x}=\pm1\\ \bar{y}=0}} \approx \ln\frac{4{,}1at}{l^2}. \qquad \text{(IV.62)}$$

Таким образом, величина $R_л$ в концевых точках несколько меньше, чем в центре, что легко объясняется менее значительным влиянием всей системы на концевые участки, где понижения уровня минимальные по сравнению с другими точками на линии расположения скважин.

Ошибка при определении понижения уровня в скважинах, допускаемая вследствие замены действительного ряда скважин линейной обобщенной системой, как показывают сопоставления с точным решением, при $\mathrm{Fo}>5$ не превышает 3—5%. При этом достаточно, чтобы число скважин в ряду было более трех. Такие сопоставления проводились В. М. Шестаковым [137] и др. Подробный анализ этого вопроса, под-

утверждающий указанный вывод, сделан Н. Н. Веригиным и В. С. Саркисяном [39, 41].

При расчетах на достаточно длительное время (квазистационарный режим фильтрации), когда $\frac{(l+|\bar{y}|)^2+x^2}{4at} < 0{,}1$, приведенные расчетные зависимости для линейного ряда скважин ограниченной длины несколько упрощаются.

В этом случае функцию $R_л$ можно записать в виде:

$$R_л = 2\left[\ln \frac{r_{вл}}{r_{пр}} + f(\bar{x}, \bar{y})\right], \qquad \text{(IV.62а)}$$

где $r_{пр}$ — приведенный радиус линейного водозабора; $r_{пр} = \sqrt{x^2+y^2+l^2}$; $r_{вл}$ — радиус, определяемый по формуле (IV.6).

Значения функции $f(\bar{x}, \bar{y})$ в зависимости от параметров $\bar{x} = \frac{x}{l}$ и $\bar{y} = \frac{y}{l}$ приведены в табл. IV.5.

Как видно из табл. IV.5, функция $f(\bar{x}, \bar{y})$ достигает максимального значения, равного 1, в центре водозаборного ряда. С удалением от водозабора она уменьшается и при расстоянии $\bar{y} = \bar{x} > 1{,}5$—2 для определения гидравлического сопротивления с точностью до 5—7% можно использовать обычную формулу для одиночной скважины: при этом изолинии напоров имеют форму, близкую к окружности.

Таблица IV. 5

Значения функции $f(\bar{x}, \bar{y})$ в формуле (IV.62а)

$\bar{y}$	$\bar{x}$									
	0	0,5	0,6	0,8	1	1,2	1,5	2	2,5	4
0	1,000	0,981	0,961	0,879	0,654	0,418	0,228	0,157	0,102	0,041
0,1	0,853	0,834	0,816	0,740	0,578	0,407	0,268	0,156	0,102	0,041
0,2	0,726	0,708	0,692	0,626	0,511	0,390	0,262	0,154	0,101	0,04
0,3	0,616	0,602	0,588	0,544	0,450	0,358	0,251	0,151	0,100	0,04
0,4	0,524	0,512	0,501	0,461	0,398	0,327	0,238	0,147	0,098	0,04
0,5	0,446	0,438	0,428	0,398	0,350	0,296	0,223	0,142	0,091	0,04
0,6	0,382	0,374	0,366	0,344	0,310	0,268	0,208	0,136	0,093	0,039
0,8	0,283	0,279	0,275	0,262	0,242	0,208	0,178	0,124	0,088	0,038
1	0,214	0,212	0,210	0,203	0,191	0,176	0,150	0,110	0,082	0,037
1,2	0,166	0,165	0,164	0,160	0,153	0,144	0,126	0,098	0,074	0,036
1,5	0,118	0,117	0,116	0,114	0,112	0,108	0,098	0,081	0,064	0,034
2	0,073	0,072	0,072	0,072	0,071	0,069	0,061	0,058	0,050	0,030
2,5	0,049	0,049	0,048	0,048	0,048	0,047	0,046	0,042	0,038	0,026
4	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,019	0,019	0,019	0,015

Это, однако, применимо только к линейным системам скважин ограниченной длины. Линейные системы скважин весьма значительной (теоретически бесконечной) протяженности характеризуются иной структурой течения, и для расчета таких систем необходимо применять методы, описываемые ниже.

Системы скважин неограниченной протяженности

Допустим, что скважины относительно равномерно расположены в водоносном пласте на площади, которую схематически можно представить в виде вытянутой полосы шириной $2l$ (рис. IV.19, *а*).

Решение задачи о притоке подземных вод при действии такой системы будет иметь следующий вид:

$$S_{\text{пол}} = \frac{Q_{\text{сум}}\, l^2}{km\omega} R_{\text{пол}}; \tag{IV.63}$$

$$R_{\text{пол}} = \frac{\text{Fo}}{2}\left[\Phi\left(\frac{1-\bar{y}}{2\sqrt{\text{Fo}}}\right) + \Phi\left(\frac{1+\bar{y}}{2\sqrt{\text{Fo}}}\right) + \frac{1-\bar{y}}{\sqrt{\text{Fo}}}\,\text{ierfc}\,\frac{|1-\bar{y}|}{2\sqrt{\text{Fo}}} + \right.$$

$$\left. + \frac{1+\bar{y}}{\sqrt{\text{Fo}}}\,\text{ierfc}\,\frac{1+\bar{y}}{2\sqrt{\text{Fo}}}\right], \tag{IV.64}$$

где ω — площадь расположения скважин.

Следует иметь в виду, что в пределах полосы размещения скважин нужно принимать $\bar{y} \leqslant 1$, за ее пределами $\bar{y} > 1$ (всюду со знаком плюс).

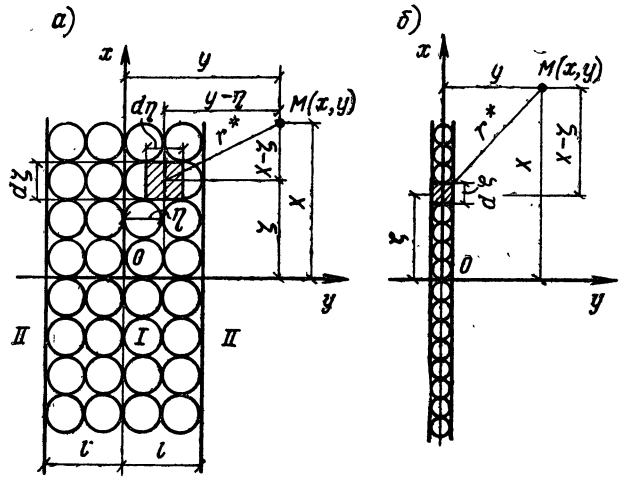


Рис. IV.19. Схемы к расчету полосообразной (*а*) и линейной (*б*) систем скважин весьма значительной («бесконечной») протяженности

Если скважины расположены по линии неограниченных размеров, т. е. когда $l \to 0$ (рис. IV.19, *б*), то вместо (IV.63) получим:

$$S_{\text{лн}} = \frac{ql}{km} R_{\text{лн}}; \tag{IV.65}$$

$$R_{\text{лн}} = \sqrt{\text{Fo}}\,\text{ierfc}\,\frac{\bar{y}}{2\sqrt{\text{Fo}}}. \tag{IV.66}$$

В обоих случаях $\text{Fo} = \frac{at}{l^2}$; $\bar{y} = \frac{y}{l}$, причем l — некоторый линейный размер, равный, например, половине ширины полосы или действительной протяженности ряда скважин (вместо l можно принимать также расстояние между скважинами); q — единичный расход ряда скважин (двусторонний).

На рис. IV.20 приведены графики $R_{\text{пол}}$ и $R_{\text{лн}}$, построенные по результатам расчета по формулам (IV.64) и (IV.66) для различных $\bar{y}$ и Fo. Если принять $Q_{\text{сум}}$ равным q, то различия в результатах расчета уже при $\bar{y} = 1$ (на рис. IV.20 безразмерные координаты обозначены: $\bar{y}_{\text{п}}$ — для полосовой и $\bar{y}_{\text{л}}$ — для линейной систем) оказываются практически совершенно несущественными. Следовательно, за пределами полосовой области понижение уровня во всех случаях можно определять по простой фор-

муле (IV.66), т. е. суммарный расход полосовой системы скважин можно считать сконцентрированным на линии.

Представляет интерес сравнение результатов расчета по формулам для линейного ряда ограниченной длины и формуле (IV.65) для неограниченной системы. Ошибка ε, допускаемая при определении понижения

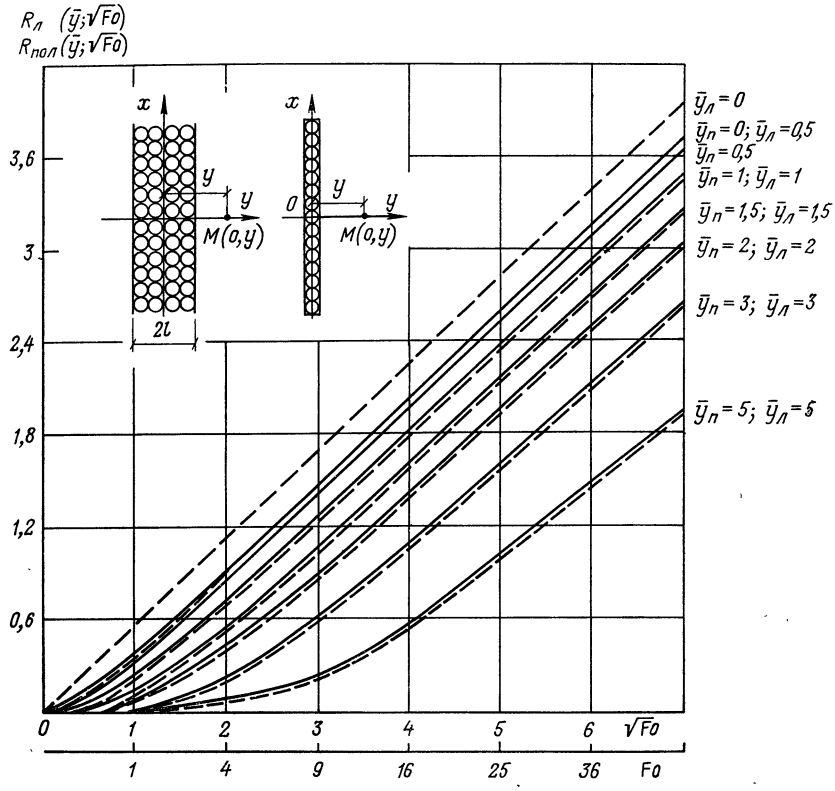


Рис. IV.20. Графики безразмерных сопротивлений для полосообразной $R_{пол}$ (сплошные линии) и линейной $R_{лн}$ (пунктирные линии) систем скважин по формулам (IV.64) и (IV.66)

уровня в центре ограниченной линейной системы скважин при замене ее бесконечной системой, составит:

Fo . . .	0,1	0,3	0,5	0,7	1	2	3
ε_1, % .	0,31	6,93	10,37	15,61	22,7	41,5	59,1

Fo . . .	4	5	10	20	30	50	100
ε_1, % . .	68,2	78,8	119	170	214	270	374

Формулу (IV.65) можно применять для ограниченной линейной системы без поправок только при $Fo<0,5$. В этом случае ошибка в результатах расчета не превышает 10%; при $F_0=1$ она уже больше 20%.

Кольцевая система скважин

Если скважины расположены по контуру, близкому к круговому, как и в предыдущих схемах для линейных рядов скважин, их можно заме-

нить источниками, равномерно распределенными по окружности следующего радиуса (рис. IV.21)

$$R_0 = \frac{L}{2\pi}, \qquad \text{(IV.67)}$$

где L — действительная длина контура расположения скважин.

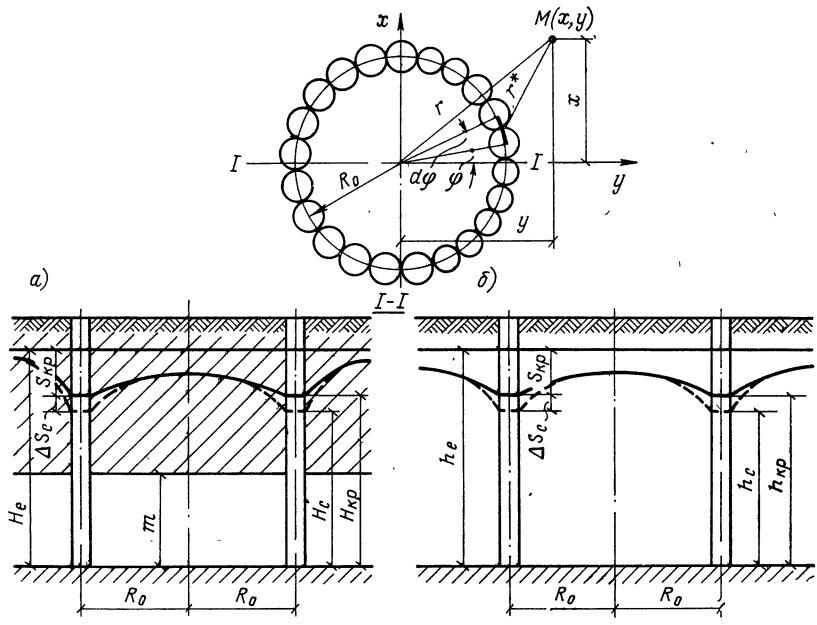


Рис. IV.21. Схемы к расчету кольцевой системы скважин в напорном пласте (*а*) и в безнапорном (*б*)

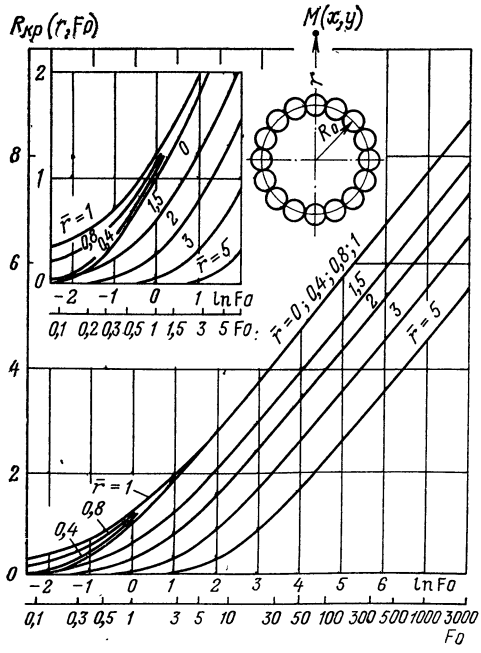


Рис. IV.22. Графики безразмерного сопротивления $R_к$ для кольцевой системы скважин по формуле (IV.69)

При этом понижение уровня, вызванное кольцевой системой скважин при замене их кольцевой галереей, составит:

$$S = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi km} R_{\text{к}}; \tag{IV.68}$$

$$R_{\text{к}} = \int_0^{\text{Fo}} e^{-\frac{1+\bar{r}^2}{4z}} I_0\left(\frac{\bar{r}}{2z}\right)\frac{dz}{z}; \tag{IV·69}$$

$$\text{Fo} = \frac{at}{R_0^2}; \quad \bar{r} = \frac{r}{R_0},$$

где I_0 — функция Бесселя от мнимого аргумента первого рода нулевого порядка (см. приложение II).

В работах В. Н. Щелкачева [139, 143, 144] приводится детальное изложение решения рассматриваемой задачи, причем оно представлено в виде хорошо сходящихся рядов, вполне доступных для анализа и практического счета. Анализ этого решения и расчетные графики, построенные на его основе, приведены в работах [26, 28, 32].

Значения безразмерного сопротивления $R_{\text{к}}$ приведены в табл. IV.6 и на рис. IV.22.

Таблица IV. 6

Значения безразмерного сопротивления $R_{\text{к}}$ по формуле (IV.69)

Fo	Ln Fo	$\bar{r}$							
		0	0,4	0,8	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0
0,082	—2,500	0,012	0,041	0,184	0,326	0,035	0,001	0,0	0,0
0,135	—2,000	0,061	0,107	0,280	0,420	0,077	0,008	0,0	0,0
0,223	—1,500	0,180	0,231	0,411	0,545	0,147	0,028	0,0	0,0
0,368	—1,000	0,389	0,442	0,590	0,711	0,251	0,075	0,005	0,0
0,607	—0,500	0,682	0,786	0,849	0,936	0,401	0,161	0,018	0,0
1,000	0,0	1,044	1,075	1,165	1,280	0,614	0,802	0,062	0,001
1,649	0,500	1,456	1,477	1,537	1,582	0,917	0,529	0,156	0,009
2,718	1,000	1,899	1,913	1,953	1,982	1,269	0,822	0,334	0,040
4,482	1,500	2,364	2,373	2,397	4,416	1,659	1,188	0,590	0,130
7,389	2,000	2,844	2,848	2,864	2,875	2,105	1,584	0,920	0,328
12,183	2,500	3,331	3,333	3,343	3,350	2,563	2,023	1,306	0,556
20,086	3,000	3,826	3,835	3,830	3,834	3,039	2,484	1,735	0,888
33,115	3,500	4,323	4,318	4,334	4,324	3,523	2,960	2,186	1,277
54,598	4,000	4,809	4,815	4,817	4,818	4,013	3,467	2,657	1,706
90,017	4,500	5,304	5,313	5,314	5,315	4,507	3,937	3,140	2,161
148,413	5,000	5,802	5,812	5,812	5,813	5,004	4,482	3,629	2,634
244,692	5,500	6,332	6,312	6,312	6,312	6,502	4,930	4,124	3,117
403,429	6,000	6,810	6,810	6,810	6,811	6,007	5,427	4,619	3,607
655,142	6,500	7,310	7,310	7,310	6,310	6,500	5,925	5,116	4,107
1096,688	7,000	7,809	7,809	7,810	7,810	6,999	6,424	5,614	4,596
1088,042	7,500	8,311	8,309	8,309	8,309	7,499	6,924	6,113	5,094
2980,958	8,000	8,810	8,810	8,810	8,810	7,999	7,423	6,613	5,593

Как видно из графиков на рис. IV.22 и данных табл. IV.6, в начальные моменты времени, примерно до $\text{Fo} \leqslant 3{,}5$ ($\ln \text{Fo} \leqslant 1{,}25$), значения $R_{\text{к}}$ внутри окружности меньше, чем непосредственно на ней. Минимальные значения $R_{\text{к}}$ в этот период наблюдаются в центре кольцевой системы $\bar{r}=0$, где, как это вытекает из формулы (IV.69),

$$R_{\text{к}/\bar{r}=0} = -\text{Ei}\left(-\frac{1}{4\text{Fo}}\right), \tag{IV.70}$$

Таким образом, понижение уровня в центре кольцевой системы взаимодействующих скважин определяется по такой же зависимости, что и для одиночной скважины с расходом $Q_{сум}$.

Расход кольцевой системы обеспечивается притоком из внутренней зоны $Q_в$ и внешней зоны $Q_н$ водоносного пласта, причем в каждый данный момент времени суммарный расход равен:

$$Q_{сум} = Q_в + Q_н. \tag{IV.71}$$

При длительных откачках удельный вес притока из внутренней зоны в общем дебите кольцевой системы становится ничтожным и основную часть дебита составляет приток из внешней зоны. При $Fo > 1{,}25$ относительную величину притоков из внутренней и внешней зон с точностью до 10% можно определить по зависимости:

$$\frac{Q_в}{Q_н} \approx \frac{1 - \exp\left(-\frac{1}{2Fo}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{1}{2Fo}\right)}. \tag{IV.72}$$

Как видно, при $Fo > 3{,}5$ отношение $\frac{Q_в}{Q_н}$ составляет менее 2%. При этом понижения во всех точках внутри кольца скважин выравниваются, т. е. здесь заканчивается сработка «бугра» в депрессии подземных вод, образующегося вначале при пуске скважин. Для определения $R_к$ при $Fo > 3{,}5$ во всех точках $\bar{r} = 0—1$ можно применять формулу (IV.70).

Для оценки влияния кольцевой системы на удаленные точки водоносного пласта в большей степени, чем для линейного ряда, можно пользоваться приемом, основанным на замене кольцевой системы единичной скважиной.

Практически расчеты по формуле для единичной скважины в данном случае вполне допустимы на расстоянии $r \geqslant 1{,}5$ от оси кольцевой системы, когда $Fo > 5$. При этом относительная ошибка не превышает 5%.

Круговая площадная система скважин

Если водопонизительные скважины расположены не по контуру, а в пределах некоторой площади, последнюю во многих случаях можно представить в виде круга радиусом

$$R_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \text{ или } R_0 = \frac{P}{2\pi}, \tag{IV.73}$$

где F — действительная площадь, на которой размещены скважины; P — периметр этой площади.

Заменив реальные скважины множеством равномерно распределенных в пределах круга источников с суммарным расходом $Q_{сум}$ (рис. IV.23), получим выражение для определения понижения уровня $S_{пл}$ и безразмерного сопротивления $R_{пл}$ при действии площадной круговой системы скважин:

$$S_{пл} = \frac{Q_{сум}}{4\pi km} R_{пл}; \tag{IV.74}$$

$$R_{пл} = 2 \int_0^1 \int_0^{Fo} \bar{\rho} e^{-\frac{\bar{r}^2 + \bar{\rho}^2}{4z}} I_0\left(\frac{\bar{r}\bar{\rho}}{2z}\right) \frac{dz d\bar{\rho}}{z}; \tag{IV.75}$$

$$Fo = \frac{at}{R_0^2}; \quad \bar{r} = \frac{r}{R_0}; \quad \bar{\rho} = \frac{\rho}{R_0}.$$

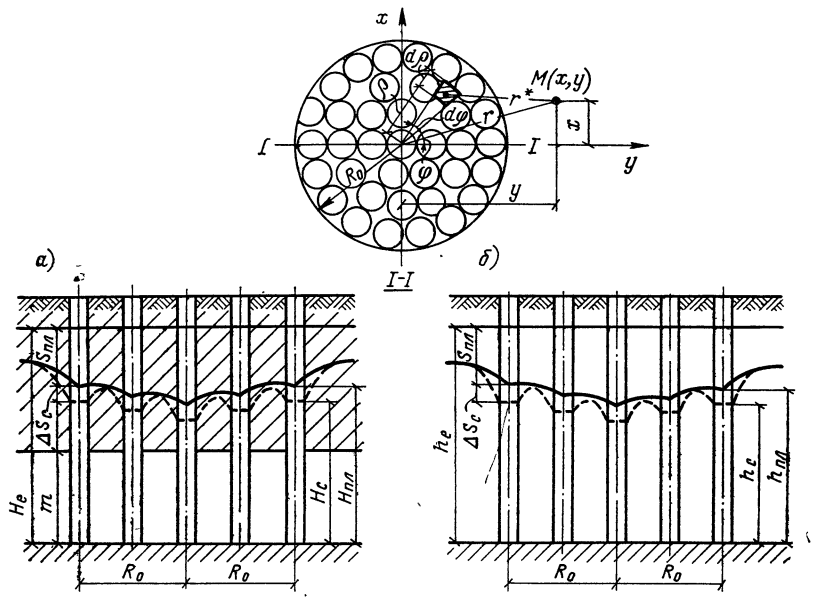


Рис. IV.23. Схемы к расчету круговой площадной системы скважин в напорном пласте (*а*) и в безнапорном (*б*)

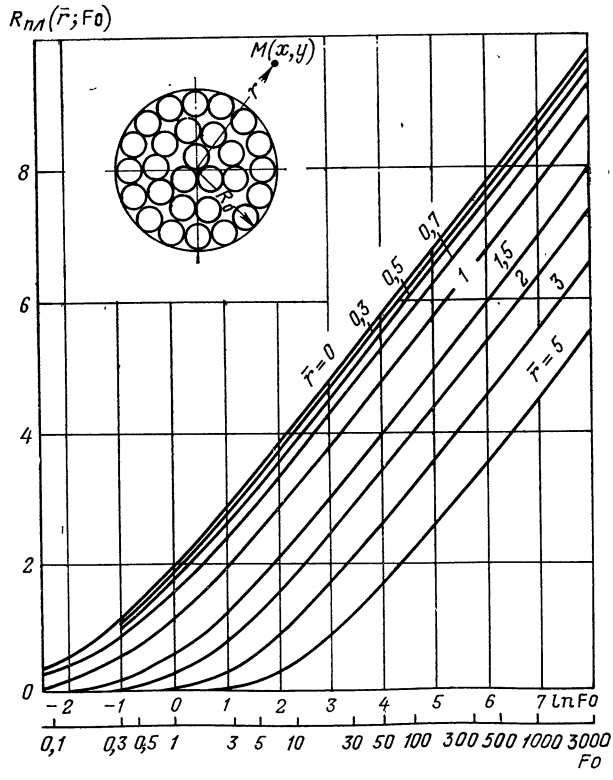


Рис. IV.24. Графики безразмерного сопротивления $R_{пл}$ по формуле (IV.75) для круговой площадной системы скважин

Задача о притоке к круговой площадной системе скважин рассматривалась Н. С. Пискуновым, И. А. Чарным [128], В. Е. Влюшиным и др. [139].

Таблица IV. 7

Значения безразмерного сопротивления $R_{пл}$ по формуле (IV.75)

Fo	ln Fo	$\bar{r}$								
		0	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	5
0,082	—2,5	0,325	0,320	0,306	0,275	0,048	0,001	0,000	0	0
0,135	—2,0	0,517	0,501	0,469	0,407	0,162	0,018	0,004	0	0
0,223	—1,5	0,782	0,752	0,694	0,597	0,329	0,061	0,007	0	0
0,368	—1,0	1,114	1,068	0,984	0,852	0,542	0,161	0,039	0,001	0
0,607	—0,5	1,502	1,442	1,334	1,171	0,810	0,324	0,117	0,01	0
1,000	0,0	1,929	1,859	1,734	1,545	1,138	0,558	0,263	0,048	0,001
1,649	0,5	2,384	2,306	2,168	1,962	1,519	0,865	0,489	0,142	0,006
2,718	1,0	2,854	2,772	2,626	2,407	1,940	1,232	0,790	0,315	0,037
4,482	1,5	3,388	3,252	3,101	2,874	2,390	1,644	1,156	0,574	0,121
7,389	2,0	3,828	3,741	3,586	3,354	2,960	2,090	1,570	0,908	0,294
12,183	2,5	4,320	4,232	4,075	3,840	3,341	2,555	2,014	1,298	0,554
20,086	3,0	4,814	4,725	4,567	4,330	3,832	3,036	2,482	1,730	0,886
33,115	3,5	5,317	5,227	5,068	4,830	4,327	3,524	2,963	2,188	1,279
54,598	4,0	5,814	5,724	5,565	5,326	4,812	4,002	3,439	2,651	1,700
90,017	4,5	6,312	6,229	6,062	5,823	5,305	4,498	3,927	3,130	2,152
148,413	5,0	6,812	6,721	6,561	6,322	5,802	5,000	4,421	3,619	2,624
244,69	5,5	7,310	7,220	7,061	6,821	6,332	5,545	4,948	4,143	3,091
403,43	6,0	7,841	7,719	7,559	7,319	6,810	6,000	5,420	4,608	3,575
665,13	6,5	8,309	8,219	8,059	7,819	7,309	6,498	5,841	5,120	4,081
1196,7	7,0	8,809	8,719	8,559	8,319	7,809	6,998	6,402	5,611	4,584
1808	7,5	9,295	9,219	9,059	8,819	8,301	7,502	6,944	6,114	5,059
2981	8,0	9,809	9,719	9,559	9,319	8,810	7,996	7,424	6,612	5,592

На рис. IV.24 и в табл. IV.7 приведены значения $R_{пл}$ для различных $\bar{r}$ и Fo. В центре круговой площади ($\bar{r}=0$), как показано в работах [128, 139], безразмерное сопротивление выражается в виде:

$$R_{пл/\bar{r}=0} = -\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right) + 4\mathrm{Fo}\left(1 - e^{-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}}\right). \qquad \text{(IV.76)}$$

Второй член в правой части здесь при возрастании Fo в пределе дает единицу, поэтому практически при $\mathrm{Fo} > 1—1,5$

$$R_{пл/\bar{r}=0} \approx R_к + 1 = \ln\frac{6,12at}{R_0^2}, \qquad \text{(IV.77)}$$

где $R_к$ — безразмерное сопротивление для центра кольцевой системы, определяемое по формуле (IV.70).

Для определения безразмерного сопротивления на внешнем контуре площадной системы скважин ($\bar{r}=1$) по истечении сравнительно короткого периода, когда $\mathrm{Fo} \geqslant 1—1,5$, можно использовать формулу (IV.70). При этом ошибка ε не превышает 5—8%.

При определении понижения уровня в точках, удаленных от площадной системы, последнюю, как и в предыдущих схемах, можно заменять одним колодцем с суммарным расходом $Q_{сум}$. На расстояниях $\bar{r} \geqslant 1,5$ при $\mathrm{Fo} > 5$ абсолютная и относительная ошибки, допускаемые при замене площадной системы одним колодцем, не превышают 3—5%.

Взаимодействующие обобщенные системы скважин

Расчеты взаимодействующих систем скважин, так же как и одиночных скважин, производятся по методу наложения течений с использованием приведенных ранее основных расчетных зависимостей. Общая формула для определения понижения уровня в любой точке пласта в любой момент времени может быть представлена в виде:

$$S = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi km} \sum_{i=1}^{k} \beta_i R_{\omega i}; \qquad \text{(IV.78)}$$

$$\beta_i = \frac{Q_i}{Q_{\text{сум}}},$$

где $Q_i = Q_1, Q_2, \ldots, Q_к$ — расходы каждой системы скважин; $Q_{\text{сум}}$ — суммарный расход всех систем; $R_{\omega i} = R_{\omega 1}, R_{\omega 2}, \ldots, R_{\omega к}$ — безразмерное гидравлическое сопротивление, определяемое по соответствующим формулам и графикам в зависимости от Fo_i и линейных параметров (например, $\bar{x}$, $\bar{y}$ — для линейной системы, $\bar{r}$ — для круговой кольцевой и площадной систем и т. д.). При линейной системе скважин $R_{\omega i} = R_{л i}$, при кольцевой — $R_{\omega i} = R_{к i}$ и площадной $R_{\omega i} = R_{пл i}$.

Расчеты взаимодействующих систем скважин могут быть существенно упрощены, если учитывать результаты выполненного выше анализа структуры фильтрационного потока в удалении от каждой системы. Как уже указывалось, во всех случаях на расстоянии, равном максимальному размеру системы и даже на менее значительном (около $^3/_4$ этого размера, т. е. $^3/_4$ длины линейного ряда или диаметра круговой системы), влияние ее сказывается так же, как одиночной скважины. Это дает возможность производить расчеты взаимодействующих систем по следующей приближенной зависимости:

$$S = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi km} \left[\beta_0 R_{\omega 0} + \sum_{i=1}^{k} {}^{\blacktriangledown} \beta_i \, \text{Ei} \left(-\frac{\bar{r}_i^2}{4\text{Fo}} \right) \right]. \qquad \text{(IV.79)}$$

Первый член в скобках этой формулы характеризует часть понижения уровня, обусловленную откачкой из данной системы, в пределах которой определяется суммарное понижение S. Под знаком суммы даются безразмерные гидравлические сопротивления для остальных систем, выражаемые, как для одиночной скважины, интегральной показательной функцией. Этим членом, следовательно, оценивается часть понижения уровня в данной системе под влиянием взаимодействия с другими системами, отстоящими от нее на расстоянии r_i. Знак ▼ показывает, что данная система из суммы исключается.

При одинаковых расходах скважин в каждой системе и относительно равномерном их распределении расстояния r_i отсчитывают от геометрического центра каждого участка, а при существенных различиях дебита и неравномерном распределении скважин — от центра тяжести участка, определяемого по формулам (IV.9).

При включении отдельных систем скважин в разное время или выключении части из них понижения уровня, как и для одиночных скважин, определяют путем суммирования соответствующих понижений, обусловленных действием каждой вновь вводимой системы, причем в расчет принимается фактический период времени, начиная с момента их включения.

Остановка той или иной системы учитывается путем включения такой же воображаемой системы с обратным по знаку расходом. Таким

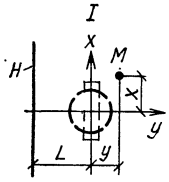
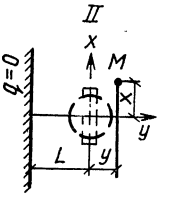
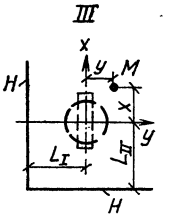
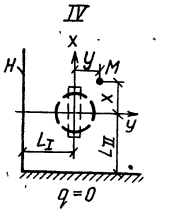
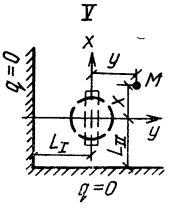
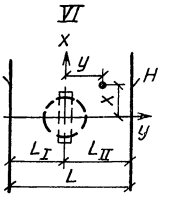
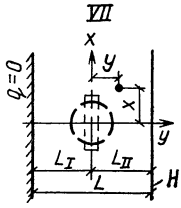
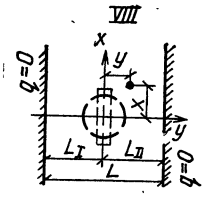
Тип пласта	Схема	Зависимости для определения в любой точке пласта
1	2	3
Ia с одним контуром питания		$R = R_\omega + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)$ (1)
Iб с одним непроницаемым контуром		$R = R_\omega - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)$ (3)
IIa с двумя пересекающимися контурами питания		$R = R_\omega + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right)$ (5)
IIб с двумя пересекающимися контурами: питания и непроницаемым		$R = R_\omega + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right)$ (7)
IIв с двумя пересекающимися непроницаемыми контурами		$R = R_\omega - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right)$ (9)
IIIa с двумя параллельными контурами питания		$R = R_\omega + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{IV}^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_V^2}{4at}\right)$ (11)

Таблица IV.8

сопротивлений для ограниченных пластов

понижения уровня	Радиусы-векторы ρ_i для определения $R_{\text{отобр}}$	
в центре системы	в удалении от водозабора	в центре водозабора
4	5	6
$R = 2 \ln \frac{2L}{r_{\text{пр}}}$ (2)	$\rho^2 = x^2 + (2L + y)^2$	$\rho^2 = 4L^2$
$R = 2 \ln \frac{1{,}13at}{Lr_{\text{пр}}}$ (4)		
$R = 2 \ln \frac{\rho_{\text{I}}\,\rho_{\text{II}}}{r_{\text{пр}}\rho_{\text{III}}}$ (6)	$\rho_{\text{I}}^2 = x^2 + (2L_{\text{I}} + y)^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = (2L_{\text{II}} + x)^2 + y^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = (2L_{\text{II}} + x)^2 +$ $+ (2L_{\text{I}} + y)^2$	$\rho_{\text{I}}^2 = 4L_{\text{I}}^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = 4L_{\text{II}}^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = 4\left(L_{\text{I}}^2 + L_{\text{II}}^2\right)$
$R = 2 \ln \frac{\rho_{\text{I}}\,\rho_{\text{III}}}{r_{\text{пр}}\rho_{\text{II}}}$ (8)		
$R = 4 \ln \frac{2{,}25at}{\sqrt{r_{\text{пр}}\rho_{\text{I}}\,\rho_{\text{II}}\,\rho_{\text{III}}}}$ (10)	$\rho_{\text{I}}^2 = x^2 + (2L_{\text{I}} + y)^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = (2L_{\text{II}} + x)^2 + y^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = (2L_{\text{II}} + x)^2 +$ $+ (2L_{\text{I}} + y)^2$	$\rho_{\text{I}}^2 = 4L_{\text{I}}^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = 4L_{\text{II}}^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = 4\left(L_{\text{I}}^2 + L_{\text{II}}^2\right)$
$R = 2 \ln \frac{0{,}64L \sin \frac{\pi L_{\text{I}}}{L}}{r_{\text{пр}}}$ (12)		

Тип пласта	Схема	Зависимости для определения в любой точке пласта
1	2	3
IIIб с двумя параллельными контурами: питания и непроницаемым		$R = R_\omega - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{IV}^2}{4at}\right) + \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_V^2}{4at}\right)$ (13)
IIIв с двумя параллельными непроницаемыми контурами		$R = R_\omega - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_I^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{II}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{III}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_{IV}^2}{4at}\right) - \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_V^2}{4at}\right)$ (15)

образом, влияние пуска и остановки прослеживается в течение всего периода, начиная с каждого изменения расхода. Тем самым как бы наследуется предшествующая депрессионная поверхность. Вновь вводимые системы (равно как и их остановка) приводят к изменению именно этой депрессионной поверхности, а не первоначальной, определяемой статическим уровнем до начала откачек.

Системы скважин в водоносных пластах ограниченных размеров

Расчетные зависимости для пластов, ограниченных в плане контурами питания или стока и непроницаемыми контурами, можно получить путем зеркального отображения реальных систем относительно указанных контуров. При этом отображенные (воображаемые) системы заменяют одиночными скважинами с тем же суммарным расходом.

Рассмотрим, например, схемы полуограниченного пласта, пласта-квадранта и пласта-полосы. Расчетные зависимости для этих схем будут иметь следующий общий вид:

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left(R_\omega + R_{\text{отобр}}\right), \qquad \text{(IV.80)}$$

где R_ω — безразмерное гидравлическое сопротивление реальной системы в неограниченном пласте. Для линейной системы $R_\omega = R_л$, кольцевой $R_\omega = R_к$ и для площадных систем $R_\omega = R_{пл}$. $R_{отобр}$ — безразмерное сопротивление отображений реальной системы относительно границ пласта.

Применительно к указанным схемам пластов в соответствии с выражением (IV.80) получим расчетные зависимости, приведенные в табл. IV.8. Формулы (11), (13) и (15) табл. IV.8 получены в результате ограниченного числа отображений реальной системы скважин относи-

Продолжение табл. IV.8

понижения уровня	Радиусы-векторы ρ_i для определения $R_{\text{отобр}}$	
в центре системы	в удалении от водозабора	в центре водозабора
4	5	6
$R = 2 \ln \dfrac{1{,}27\, L \operatorname{ctg} \dfrac{\pi L_{\text{I}}}{2L}}{r_{\text{пр}}}$ (14)	$\rho_{\text{I}}^2 = x^2 + (2L_{\text{I}} + y)^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = x^2 + (2L_{\text{II}} - y)^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = x^2 + (2L + y)^2$ $\rho_{\text{IV}}^2 = x^2 + (2L - y)^2$ $\rho_{\text{V}}^2 = x^2 + [2(L + L_{\text{I}}) + 4]^2$	$\rho_{\text{I}}^2 = 4L_{\text{I}}^2$ $\rho_{\text{II}}^2 = 4L_{\text{II}}^2$ $\rho_{\text{III}}^2 = 4L^2$ $\rho_{\text{IV}}^2 = 4L^2$ $\rho_{\text{V}}^2 = 4(2L_{\text{I}} + L_{\text{II}})^2$
$R = \dfrac{7{,}1\sqrt{at}}{L} + 2 \ln \dfrac{0{,}16L}{r_{\text{пр}} \sin \dfrac{\pi L_{\text{I}}}{L}}$ (16)		

тельно контуров пласта. При длительных периодах откачки количество отображений следует увеличивать, причем общее количество отображений определяется требуемой точностью расчетов.

Формулы для определения понижения уровня в центре системы (точка 0 на схемах, формулы в графе 4 табл. IV.8) действительны при $t \geqslant 2{,}5 \dfrac{\rho_{\text{макс}}^2}{a}$. В указанных формулах $r_{\text{пр}}$ — некоторый приведенный радиус системы взаимодействующих скважин, выражаемый следующим образом:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{для линейной системы} & r_{\text{пр}} \approx 0{,}37\, l; \\ \text{» кольцевой »} & r_{\text{пр}} = R_0; \\ \text{» круговой площадной} & r_{\text{пр}} \approx 0{,}61\, R_0. \end{array}\right\} \quad \text{(IV.81)}$$

Если в рассмотренных пластах, ограниченных прямолинейными контурами, находится не одна, а несколько обобщенных систем скважин, расчеты производятся по методу сложения течений. Следует иметь в виду, что в данном случае влияние каждой системы оценивается с учетом ее отображений по формулам, приведенным в табл. IV.8.

Определение понижения уровня в скважине

При расчетах обобщенных систем взаимодействующих скважин для определения понижения уровня непосредственно в одной из скважин, как уже указывалось, к найденному понижению для обобщенной системы необходимо добавить дополнительное понижение $\Delta S_{\text{скв}}$ [см. формулу (IV.51)]. Для этих целей можно воспользоваться следующей зависимостью:

$$\Delta S_{\text{скв}} = \frac{Q_{\text{скв}}}{4\pi km} \Delta R_{\text{скв}}, \quad \text{(IV.82)}$$

где $Q_{скв}$ — расход данной скважины, в которой определяется полное понижение уровня; $\Delta R_{скв}$ — дополнительное или внутреннее гидравлическое сопротивление, определяемое в зависимости от расстановки скважин:

$$\Delta R_{скв} = 2 \ln \frac{r_п}{r_0} + \zeta. \qquad (IV.83)$$

Формула (IV.83) внешне сходна с формулой (IV.6), но вместо условного радиуса влияния $r_{вл}$, характеризующего всю область, возмущенную откачкой из системы взаимодействующих скважин, здесь вводится некоторая условная «внутренняя область влияния» данной скважины, радиус которой $r_п$ определяется по следующим соотношениям.

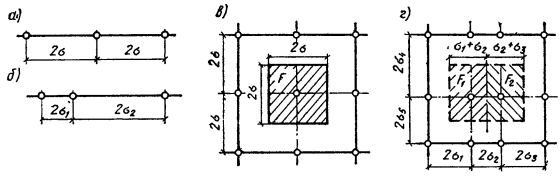


Рис. IV.25. К расчету дополнительного понижения уровня в скважине по формулам (IV.84) — (IV.86)

Для контурных систем (линейных, кольцевых) при одинаковых расстояниях между скважинами 2σ (рис. IV.25, *а*)

$$r_п \approx \frac{\sigma}{\pi}, \qquad (IV.84)$$

а при разных расстояниях между скважинами $2\sigma_1$, $2\sigma_2$ (рис. IV.25, *б*)

$$r_п \approx \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2\pi}. \qquad (IV.85)$$

Для площадных систем скважин (рис. IV.25, *в, г*)

$$r_п \approx 0{,}47 \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \qquad (IV.86)$$

где F — площадь круга, равная площади указанной внутренней области влияния скважины, границы которой проводятся посередине между соседними скважинами.

Выражение (IV.86) вытекает из сравнения понижений уровня в закрытом круговом пласте площадью F при равномерном отборе воды

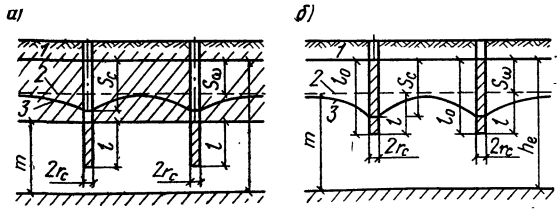


Рис. IV.26. К определению величины $r_п$ при расчетах обобщенных систем скважин в напорном пласте (*а*) и в безнапорном (*б*)

из него (т. е. при постоянном удельном расходе в пределах всей площади) и при откачке из скважины, расположенной в центре пласта [26].

Дополнительное сопротивление ζ в формуле (IV.83), связанное с несовершенством скважины, определяется по указаниям, приведенным выше (см. п. 2 данной главы). Следует при этом учитывать, что дополнительное понижение уровня $\Delta S_{скв}$ отсчитывается от уровня, сформировавшегося под действием обобщенной системы. Поэтому для безнапорных потоков в соответствии с рекомендацией В. М. Шестакова расчетная мощность пласта m и длина водоприемной части скважины l принимаются равными (рис. IV.26):

$$m \approx h_e - S_\omega, \quad l \approx l_0 - S_\omega, \tag{IV.87}$$

где h_e — полная мощность водоносного пласта; l_0 — действительная длина фильтра; S_ω — понижение уровня в данной точке, определяемое по формулам для обобщенных систем.

5. ПРОГНОЗ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ ВОДОЗАБОРОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ОТКАЧЕК ИЗ СКВАЖИН

При оценке эксплуатационных запасов подземных вод и расчетах водозаборов большие затруднения возникают в связи с неоднородностью водоносных пород в фильтрационном отношении.

Задачи расчета водозаборов в неоднородных пластах решаются аналитическими методами только при наличии так называемой упорядоченной неоднородности. Если неоднородность носит неупорядоченный, хаотический характер, она практически не может быть учтена в расчетах даже путем моделирования.

Для таких условий наиболее надежным является расчет дебита водозаборных сооружений на основе результатов опытных и опытно-эксплуатационных откачек.

Опытные и опытно-эксплуатационные откачки, особенно когда они производятся длительное время со значительной интенсивностью, позволяют обобщенно оценивать фильтрационные свойства пласта, рассматривая его в зоне влияния водозабора как бы однородным с некоторой средней водопроводимостью. Кроме того, результаты расчета по данным откачек обобщенно отражают дополнительные сопротивления на входе воды в скважины (сопротивления фильтра и породы в прискважинной зоне и т. д.) и возможные нарушения линейного закона фильтрации.

В основу рассматриваемого далее метода расчета водозаборов по данным откачек положена предпосылка о том, что кривая депрессии фильтрационного потока со временем приобретает форму, соответствующую стационарному потоку в аналогичных условиях неоднородности; градиенты напора в каждом сечении здесь обратно пропорциональны водопроводимости.

Вместе с тем при длительном действии водозаборов скорость снижения кривой депрессии во всех точках пласта выравнивается и не зависит от координат. При этом важно отметить, что скорость снижения кривой депрессии при откачке из скважины определяется по некоторой средней водопроводимости пласта в целом. Это дает возможность разделить прогнозируемый период, на который рассчитывается водозабор, на две стадии: первая соответствует длительности откачек, а вторая, наибольшая, охватывает все остальное время, и в этой стадии, что является самым существенным, процесс фильтрации является квазистационарным. В соответствии с этим полное понижение уровня, вызываемое эксплуатацией водозабора, может быть также выражено двумя слагаемыми.

Основная зависимость, используемая для расчета производительности водозаборов на основе результатов откачек, имеет вид:

$$S = S_0 + \sum_{i=1}^{n}{}^{\blacktriangledown} S_i + \Delta S(t), \qquad \text{(IV.88)}$$

где S — понижение уровня в той или иной скважине водозабора, состоящего из n скважин; S_0 — понижение уровня, вызванное откачкой из данной скважины с расходом Q_0 (в условиях одиночной ее работы без учета влияния взаимодействующих скважин); S_i — понижение («срезка») уровня в этой же скважине, обусловленное откачкой из i-й взаимодействующей с ней скважины с расходом Q_i; $\Sigma^{\blacktriangledown} S_i$ — суммарное понижение под влиянием всех совместно работающих скважин (знак $\blacktriangledown$ показывает, что из суммы исключается скважина, в которой определяется понижение уровня S); $\Delta S(t)$ — дополнительное понижение уровня в той же скважине, происходящее с течением времени в результате общей сработки запасов подземных вод в пласте.

Величины S_0 и S_i определяются по кривым дебита, получаемым по данным откачек и графикам «срезок», которые строят по результатам

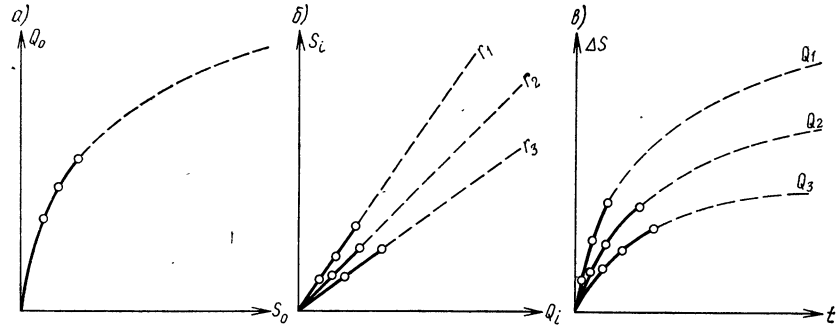


Рис. IV.27. Графики зависимости дебита «срезок» уровня и изменений уровня во времени [(см. формулы (IV.89) — (IV.93)]

наблюдений за понижениями уровня в различных точках пласта под влиянием откачек из взаимодействующих скважин.

Кривая дебита, как известно, представляет собой график зависимости дебита Q_0 от понижения S_0 (рис. IV.27, *а*). Во многих случаях этот график аналитически может быть выражен двучленной зависимостью вида:

$$S_0 = AQ_0 + BQ_0^2, \qquad \text{(IV.89)}$$

где A и B — параметры, определяемые по результатам откачек.

При построении графика в координатах $\frac{S_0}{Q_0} - Q_0$ опытные точки в этом случае должны располагаться на прямой линии, угловой коэффициент которой равен B.

Хотя формула (IV.89), как это показано В. М. Насбергом [95] и Н. К. Гиринским [50], является наиболее обоснованной в теоретическом отношении, тем не менее практически лучшие результаты часто достигаются при использовании степенной зависимости

$$S_0 = pQ_0^q, \qquad \text{(IV.90)}$$

где p и q — параметры, определяемые также на основании результатов откачек, причем q может изменяться от 1 до 2.

Для определения значений p и q результаты откачек представляются в виде графика в координатах $\lg S_0 - \lg Q_0$, при этом мы получаем пря-

мую, угловой коэффициент которой равен параметру q, а отрезок, отсекаемый на оси $\lg S_0$, равен $\lg p$.

Зная параметры A и B или p и q, можно принять определенную расчетную величину расхода Q_{op} (или понижения S_{op}) и вычислить соответствующее понижение (или расход Q_{op}).

Для определения понижений («срезок») уровня S_i должны быть построены по фактическим данным графики срезок, отвечающие зависимости

$$S_i = f(Q_i, r_i), \tag{IV.91}$$

где Q_i — расход i-й скважины, расположенной на расстоянии r_i от точки, в которой наблюдается понижение уровня S.

В большинстве случаев зависимости (IV.91) могут быть представлены серией прямых линий, выходящих из начала координат (см. рис. IV.27, *б*); следовательно, для каждой точки пласта

$$S_i = C_i Q_i, \tag{IV.92}$$

где C_i — угловой коэффициент соответствующей прямой (при данном значении r_i).

При значительной неоднородности пласта целесообразно графики срезок строить по различным направлениям. Это дает возможность выявить влияние определенным образом ориентированной трещиноватости, тектонических разломов, фациальных изменений пород и т. д. По указанным графикам срезок, так же как по кривым дебита, можно, задаваясь расходом Q_{ip}, определить величину срезки уровня S_{ip}.

В пластах с постояннодействующими источниками восполнения запасов подземных вод (вблизи крупных рек, водохранилищ, при наличии гидравлической связи с другими водообильными пластами и т. д.) фильтрация, как уже указывалось при рассмотрении аналитических методов расчета, со временем приобретает установившийся характер. Последний член $\Delta S(t)$ в уравнении (IV.88) при этом можно принять равным нулю.

Следует подчеркнуть, что, поскольку эта методика сводится к наложению фильтрационных течений, она является теоретически вполне обоснованной. Поэтому при отсутствии фактических данных о взаимном влиянии скважин величины S_i можно определять по имеющимся теоретическим решениям.

Вопрос о допустимой экстраполяции опытных данных по кривым дебита и графикам срезок решается в зависимости от конкретных гидрогеологических условий, конструкции скважин, технических средств откачки и других факторов. Нередко принимаемые на практике пределы экстраполяции (1,5—3) $S_ф$ (где $S_ф$ — понижение уровня, фактически достигнутое при откачках) могут быть расширены, а расчеты будут вполне оправданными при более значительном превышении прогнозируемых понижений уровня над опытными.

При неустановившемся движении существенное значение приобретает величина $\Delta S(t)$, входящая в уравнение (IV.88). Для определения этой величины используются данные откачек, выполняемых при неустановившемся режиме, которые могут быть выражены графиками (см. рис. IV.27, *в*):

$$S = f_1(Q, t), \tag{IV.93}$$

где S — понижение уровня при расходе Q; t — время.

Задаваясь дебитом скважин и определенным сроком их эксплуатации, по указанным графикам можно определить расчетную величину $\Delta S(t)$.

Поскольку длительность опытных и опытно-эксплуатационных откачек, по результатам которых составляют графики $S - t$, обычно гораздо меньше эксплуатационного периода, весьма важно правильно интерпретировать графики и выразить их в аналитической форме, максимально соответствующей природным условиям. Задача эта облегчается благодаря установленной ранее общей закономерности, в соответствии с которой при длительных откачках во всех точках неоднородного пласта уровень снижается с одинаковой скоростью, определяемой средней водопроводимостью в пределах площади активного влияния откачки. Исходя из этого для определения величины $\Delta S(t)$ можно использовать следующие приближенные формулы:

для неограниченного пласта

$$\Delta S(t) \approx \frac{Q_{\text{р.сум}}}{4\pi (km)_{\text{ср}}} \ln \frac{t_{\text{р.ср}}}{t_{0\,\text{ср}}}; \qquad \text{(IV.94)}$$

для полуограниченного пласта с одним прямолинейным непроницаемым контуром

$$\Delta S(t) \approx \frac{Q_{\text{р.сум}}}{2\pi (km)_{\text{ср}}} \ln \frac{t_{\text{р.ср}}}{t_{0\,\text{ср}}}; \qquad \text{(IV.95)}$$

для пласта с двумя взаимно пересекающимися прямолинейными непроницаемыми контурами

$$\Delta S(t) \approx \frac{Q_{\text{р.сум}}}{\pi (km)_{\text{ср}}} \ln \frac{t_{\text{р.ср}}}{t_{0\,\text{ср}}}, \qquad \text{(IV.96)}$$

где $Q_{\text{р.сум}}$ — проектируемый расход всех скважин; $t_{\text{р.ср}}$ — средний («приведенный») расчетный период эксплуатации; $t_{0\text{ср}}$ — средняя («приведенная») продолжительность откачек; $(km)_{\text{ср}}$ — средняя водопроводимость пласта.

Величины $t_{\text{р.ср}}$ и $t_{0\text{ср}}$ определяются из следующих выражений:

$$\ln t_{\text{р.ср}} = \frac{Q_{1\text{р}} \ln t_{1\text{р}} + Q_{2\text{р}} \ln t_{2\text{р}} + \ldots + Q_{\text{vр}} \ln t_{\text{vр}}}{Q_{\text{р.сум}}}; \qquad \text{(IV.97)}$$

$$\ln t_{0\,\text{ср}} = \frac{Q_{1\text{р}} \ln t_{10} + Q_{2\text{р}} \ln t_{20} + \ldots + Q_{\text{vр}} \ln t_{\text{v}0}}{Q_{\text{р.сум}}}, \qquad \text{(IV.98)}$$

где $Q_{1\text{р}}$, $Q_{2\text{р}}$, ..., $Q_{\text{vр}}$ — расчетный (проектируемый) расход скважин на периоды $t_{1\text{р}}$, $t_{2\text{р}}, \ldots, t_{\text{vр}}$; t_{10}, t_{20}, ..., $t_{\text{v}0}$ — продолжительность откачек из соответствующих скважин.

Величина $(km)_{\text{ср}}$ может быть определена как средняя арифметическая или средневзвешенная по площадям различных участков расположения скважин:

$$(km)_{\text{ср}} \approx \frac{\sum_{i=1}^{\text{v}} (km)_1}{\text{v}}, \qquad \text{(IV.99)}$$

или

$$(km)_{\text{ср}} \approx \frac{\sum_{i=1}^{\text{v}} (km)_i F_i}{\sum_{i=1}^{\text{v}} F_i}, \qquad \text{(IV.100)}$$

где F_1, F_2, ..., $F\text{v}$ — площади участков расположения скважин (всюду v — число скважин и участков).

При расширении существующих водозаборов для определения приведенного времени откачки $t_{0\,ср}$ можно использовать фактические данные о дальности действия (или «радиусе влияния») водозаборов $R_{вл}$. В этом случае

$$t_{0\,ср} \approx \psi \frac{R_{вл}}{a_{ср}}, \qquad \text{(IV.101)}$$

где $\overline{\psi}$ — численный коэффициент, определяемый согласно указаниям, данным в п. 2 данной главы.

Методика расчета водозаборов по результатам откачек в условиях неустановившегося движения подземных вод освещена в работах [26, 32]. В первой из них дан подробный пример расчета.

Глава V

ВОДОЗАБОРЫ В СЛОИСТЫХ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТАХ

1. РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРОВ В НАПОРНЫХ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТАХ, СВЯЗАННЫХ С ГРУНТОВЫМИ ВОДАМИ ПОКРОВНОЙ ТОЛЩИ

В главе IV были рассмотрены методы расчета водозаборов при инфильтрационном питании, осуществляющемся непосредственно в эксплуатируемый пласт. Однако во многих случаях эксплуатируемые пласты перекрыты песчано-глинистыми осадками и не связаны непосредственно с атмосферой и поверхностными водными источниками. В таких условиях при действии водозаборов также происходит интенсивное питание водоносных горизонтов через покровную толщу пород.

Рассмотрим хорошо изученную схему фильтрации к скважине в двухслойном пласте, верхний слой которого — слабопроницаемый с коэффициентом фильтрации k_0 и средней мощностью m_0 — содержит подземные воды со свободной поверхностью, а нижний — сильнопроницаемый, напорный с коэффициентом фильтрации k и мощностью m (рис. V.1).

Движение подземных вод в такой схеме описывается следующими уравнениями:

$$\frac{\partial S_0}{\partial t} + b\,(S_0 - S) + \frac{\varepsilon_{\text{инф}}}{\mu} = 0;$$

$$a^*\,\nabla^2 S + b^*\,(S_0 - S) - \frac{\partial S}{\partial t} = 0, \qquad \text{(V.1)}$$

где S_0 — понижение уровня в верхнем безнапорном слое; $S_0 = h_e - h$, h_e и h — первоначальный (статический) и текущий (в процессе откачки) уровни в безнапорном слое; S — понижение уровня в нижнем напорном пласте; $S = H_e - H$; H_e и H — первоначальный и текущий уровни в напорном пласте, $a^* = \frac{km}{\mu^*}$ — коэффициент пьезопроводности напорного пласта; km — его проводимость; $b = \frac{k_0}{m_0\mu}$; $b^* = \frac{k_0}{m_0\mu^*}$; μ и μ^* — водоотдача верхнего и нижнего слоев; $\varepsilon_{\text{инф}}$ — инфильтрационное питание; ∇^2 — оператор дифференцирования.

Начальные и граничные условия формулируются следующим образом:

$$\left.\begin{aligned} t = 0, \quad 0 \leqslant r \leqslant \infty, \quad S_0 = S = 0, \quad H_e = h_e; \\ t > 0 \quad r = r_0 \to 0, \quad \lim r\,\frac{\partial S}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi km}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.2)}$$

Для случая, когда дебит скважины в напорном горизонте $Q = \text{const}$ и инфильтрационное питание верхней водоносной толщи $\varepsilon_{\text{инф}} = \text{const}$ (или, в частном случае, $\varepsilon_{\text{инф}} = 0$), система уравнений (V.1) исследовалась в ряде работ [19, 28, 137]. Согласно полученным при этом результатам понижение уровня в нижнем напорном слое при указанных условиях определяется по формуле [19, 28]:

$$S = \frac{Q}{4\pi km} R\left(\frac{\varepsilon_{\text{инф}} t}{\mu^{**}}\right)\left[1 - \frac{1}{b^{**}t}\,(1 - e^{-b^{**}t})\right], \qquad \text{(V.3)}$$

где R — безразмерное сопротивление, значения которого приведены в табл. V.I* при различных величинах следующих параметров:

$$\eta = \frac{\mu^{**}}{\mu^*}; \qquad bt = \frac{k_0 t}{\mu m_0};$$

$$\frac{r}{B} = \frac{r}{\sqrt{\frac{(km)\, m_0}{k_0}}} = \sqrt{\frac{4bt\,(\eta - 1)}{\eta}}\,\alpha;$$

$$\alpha = \frac{r^2}{4a^{**}t}; \qquad a^{**} = \frac{km}{\mu^{**}}; \qquad \mu^{**} = \mu + \mu^*.$$

В уравнении (V.3)

$$b^{**} = b + b^* = \frac{k_0}{m_0}\,\frac{\mu^{**}}{\mu\mu^*}.$$

При $b^{**}t > 5$ второй член правой части можно принимать равным

$$\frac{\varepsilon_{инф} t}{\mu^{**}},$$

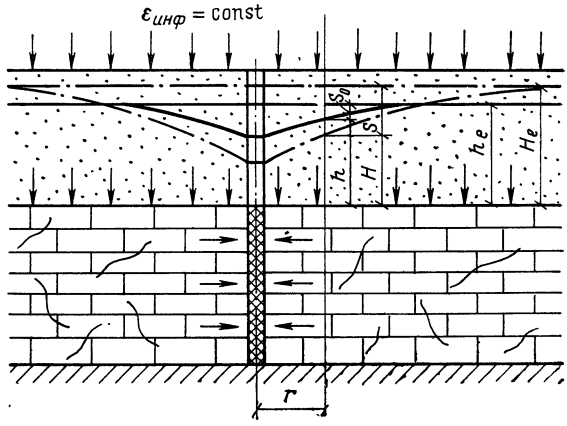


Рис. V.1. Схема к расчету скважины в напорном пласте, связанном с грунтовыми безнапорными водами

т. е. так же, как и в случае непосредственного инфильтрационного питания без покровного слоя, но только при суммарной водоотдаче.

Функция R при $\frac{r}{B} > 3$ и $bt = \frac{k_0 t}{m_0 \mu} > 3 \div 5$ становится практически равной (расхождения не более 5—7%) интегральной показательной функции, которой описывается фильтрация к скважине в изолированном пласте, т. е. при указанных значениях параметров

$$R \approx -\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^{**}t}\right). \qquad (V.4)$$

Однако здесь $a^{**} = \frac{km}{\mu + \mu^*}$ (вместо $a^* = \frac{km}{\mu^*}$ — в изолированном пласте).

Поскольку водоотдача покровной толщи обычно гораздо больше упругой водоотдачи напорного пласта ($\mu \gg \mu^*$, см. п. 2 гл. III), то ко-

* Табл. V.1 составлена в секторе МИР Союзводоканалпроекта Г. А. Жмуровой.

Таблица V.1

Значения функции $R\left(bt, \frac{r}{B}, \eta\right)$ к формуле (V.3)

$\frac{r}{B}$	Значения R при bt										
	0,01	0,03	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	1	2	3	5
						$\eta=6,5$					
0,1	2,514	3,483	3,894	4,374	4,741	4,911	5,116	5,475	5,994	6,361	6,859
0,2	1,269	2,161	2,557	3,027	3,388	3,555	3,756	4,106	4,616	4,980	5,475
0,4	0,343	0,987	1,330	1,762	2,104	2,262	2,451	2,778	3,262	3,613	4,098
0,6	0,079	0,461	0,732	1,109	1,424	1,571	1,744	2,044	2,496	2,831	3,302
0,8	0,014	0,207	0,401	0,714	0,997	1,132	1,289	1,560	1,977	2,293	2,747
1	0,002	0,087	0,124	0,461	0,709	0,831	0,972	1,215	1,996	1,892	2,327
1,5	0	0,007	0,037	0,143	0,308	0,398	0,503	0,681	0,975	1,219	1,599
2	0	0	0,005	0,042	0,132	0,198	0,267	0,893	0,614	0,828	1,131
3	0	0	0	0,002	0,021	0,043	0,076	0,135	0,250	0,366	0,583
						$\eta=10$					
0,1	2,956	3,877	4,240	4,627	4,888	5,011	5,186	5,536	6,055	6,423	6,921
0,2	1,667	2,542	2,896	3,277	3,535	3,655	3,826	4,163	4,677	5,041	5,536
0,4	0,602	1,316	1,640	2,001	2,247	2,360	2,518	3,888	3,322	3,674	4,159
0,6	0,207	0,721	1,000	1,330	1,561	1,666	1,810	2,102	2,555	2,891	3,363
0,8	0,062	0,393	0,621	0,913	1,126	1,222	1,351	1,616	2,034	2,352	2,807
1	0,016	0,208	0,384	0,636	0,829	0,915	1,031	1,268	1,651	1,949	2,335
1,5	0	0,035	0,107	0,259	0,401	0,467	0,551	0,725	1,024	1,270	1,654
2	0	0,004	0,025	0,101	0,198	0,245	0,305	0,429	0,655	0,853	1,181
3	0	0	0,001	0,013	0,047	0,069	0,097	0,157	0,278	0,398	0,622
						$\eta=20$					
0,1	3,598	4,379	4,683	4,850	4,987	5,078	5,241	5,590	6,109	6,477	6,975
0,2	2,272	3,034	3,284	3,499	3,633	3,721	3,880	4,221	4,731	5,095	5,590
0,4	1,080	1,771	2,010	2,217	2,343	2,425	2,572	2,890	3,375	3,727	4,213
0,6	0,582	1,119	1,341	1,587	1,654	1,728	1,861	2,158	2,607	2,943	3,416
0,8	0,255	0,724	0,925	1,108	1,215	1,261	1,400	1,665	2,085	2,403	2,839
1	0,116	0,471	0,647	0,815	0,913	0,971	1,077	1,314	1,699	1,998	2,436
1,5	0,012	0,155	0,263	0,397	0,472	0,513	0,590	0,765	1,067	1,316	1,703
2	0,01	0,045	0,103	0,197	0,258	0,282	0,395	0,461	0,692	0,398	1,225
3	0	0,002	0,014	0,043	0,077	0,090	0,115	0,176	0,390	0,427	0,657
						$\eta=34$					
0,1	4,023	4,642	4,798	4,913	5,012	5,099	5,262	5,611	6,130	6,498	6,996
0,2	2,684	3,294	3,449	3,561	3,568	3,748	3,902	4,243	4,750	5,117	5,612
0,4	1,445	2,020	2,170	2,278	2,367	2,446	2,593	2,911	3,396	3,743	4,334
0,6	0,830	1,351	1,495	1,596	1,667	1,748	1,881	2,714	1,628	1,964	3,437
0,8	0,480	0,985	1,070	1,165	1,287	1,300	1,419	1,634	2,105	2,423	2,880
1	0,273	0,657	0,781	0,859	0,984	0,989	1,095	1,333	1,719	2,018	2,457
1,5	0,058	0,276	0,371	0,442	0,489	0,528	0,604	0,730	1,084	1,334	1,721
2	0,010	0,113	0,180	0,234	0,268	0,259	0,348	0,475	0,707	0,910	1,243
3	0	0,016	0,040	0,069	0,085	0,097	0,122	0,185	0,313	0,439	0,671

эффициент пьезопроводности $a^{**} \ll a^{*}$ и соответственно уровень при откачке в процессе эксплуатации водозабора понижается менее интенсивно. В табл. V.2 приведены значения безразмерного понижения уровня

$$\bar{S} = \frac{4\pi k m S}{Q}.$$

в зависимости от α в изолированном пласте ($\mu^{**}/\mu^{*}=1$), и в двухслойном пласте при различных соотношениях μ^{**}/μ^{*}.

Таблица V.2

Безразмерные понижения в изолированном и двухслойном пластах

α	$\overline{S}=-Ei(-\alpha)$ при μ^{**}/μ^{*}, равных			
	1	10	100	1000
10^{-1}	1,82	0,22	0	0
10^{-2}	4,04	1,82	0,22	0
10^{-3}	6,33	4,04	1,82	0,22
10^{-4}	8,63	6,33	4,04	1,82
10^{-5}	10,94	8,63	6,33	4,04

Из табл. V.2 видно, что понижение уровня в двухслойном пласте при $\mu^{**}/\mu^{*}=10$ в 1,5—2 раза, а при $\mu^{**}/\mu^{*}=100$ — в 2—2,5 раза меньше, чем в изолированном.

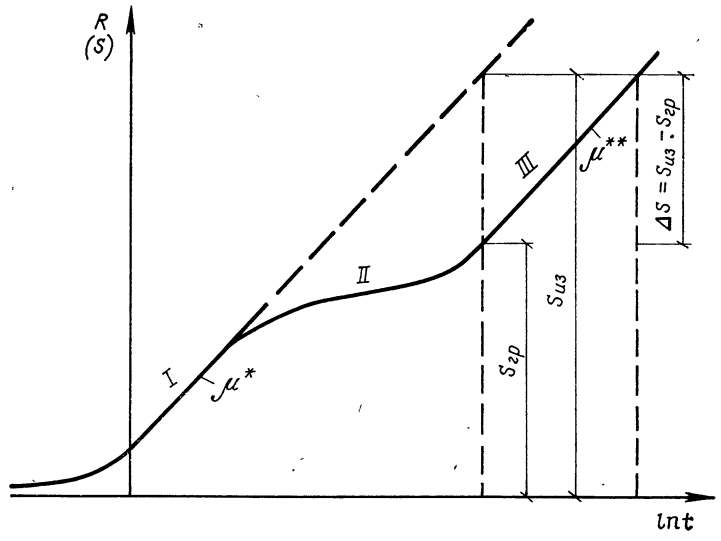


Рис. V.2. График понижения уровня при откачке

На рис. V.2 приведен график зависимости R от $\ln t$, характеризующий закономерность понижения уровня (при $\varepsilon_{инф}=0$) в напорном пласте, связанном с грунтовыми водами покровного слоя. В первый период (как правило, непродолжительный) уровень понижается с такой же скоростью, как в однослойном пласте. Определяющим параметром здесь является упругая водоотдача. Поступление воды из покровной толщи в этот период происходит в пренебрежимо малых количествах (отрезок I, рис. V.2). Затем по мере увеличения притока воды из покровной толщи темп снижения уровня в напорном пласте несколько затухает и кривая выполаживается; на определенном отрезке времени здесь может установиться режим, близкий к стационарному (отрезок II). Однако этот период быстро сменяется и наступает режим, соответствующий суммарной водоотдаче обоих пластов (отрезок III).

Пунктирная кривая характеризует понижение уровня в изолированном пласте. Как видно, одной и той же величине R (или S) в изолированном однослойном пласте соответствует время $t_{из}$, а в двухслойном — $t_{гр}$, причем $t_{из}<t_{гр}$. Приближенная формула для определения понже-

ния уровня в верхнем безнапорном пласте по истечении времени, определяемого значением безразмерного параметра $bt>3$—5, представляется в виде:

$$S_0 \approx \frac{Q}{4\pi km} R - \frac{\varepsilon_{\text{инф}} t}{\mu}\left[1 - \frac{1}{bt}\left(\frac{\mu^*}{\mu^{**}}\right)^2 (1 - e^{-\beta^{**} t})\right], \qquad (V.5)$$

где R — функция, определяемая по табл. V.I или по формуле (V.4).

Таким образом, при длительных периодах фильтрации расчеты понижений уровня в обоих пластах — напорном (эксплуатируемом, в котором расположены водозаборные скважины) и покровном, безнапорном (питающем) — можно производить по тем же формулам, что в однослойных пластах, но с учетом суммарной водоотдачи $\mu^{**}=\mu+\mu^*$.

Из формулы (V.5) видно, что для верхнего пласта величина инфильтрационного питания с течением времени приближается к $\varepsilon_{\text{инф}} t/\mu$, т. е. оба пласта имеют почти одинаковое инфильтрационное питание.

Следует отметить, что в этом случае, так же как в однослойном однородном пласте, принятая схема инфильтрационного питания в пределах всего пласта, который считается неограниченным, является условной. В действительности, как уже указывалось, инфильтрация происходит на участках наибольшего понижения уровня. Кроме того, интенсивность инфильтрационного питания зависит от понижения уровня. Но если даже исключить инфильтрационное питание, т. е. принять $\varepsilon_{\text{инф}}=0$, то и в этом случае в результате фильтрации из верхнего слоя создаются более благоприятные условия эксплуатации, чем в изолированных пластах.

Объем воды, привлекаемый водозабором из верхнего пласта в пределах любого контура радиусом $r_к$ (при $\varepsilon_{\text{инф}}=0$), определяется по формуле

$$V_0 = \frac{\mu Q r_к^2}{4km}\left[\frac{1}{\alpha}(1 - e^{-\alpha}) - \text{Ei}(-\alpha)\right], \qquad (V.6)$$

где

$$\alpha = \frac{r_к^2}{4a^{**}t}.$$

За это время и на той же площади из нижнего пласта за счет упругих запасов при постоянном дебите Q будет получено:

$$V_п = Qt - V_0 = V - V_0,$$

где V — общий объем воды, откачиваемый водозабором.

Соотношение составляющих объема при ($r_к \to \infty$) пропорционально соотношению величин водоотдачи:

$$\frac{V_0}{V_п} = \frac{\mu}{\mu^*} \text{ и } \frac{V_0}{V} = \frac{\mu}{\mu^{**}}. \qquad (V.7)$$

При бо́льших значениях времени ($t \to \infty$) и фиксированном значении $r_к$ ($\alpha \to 0$) объем воды V_0, привлекаемой водозабором из верхнего пласта, стремится к нулю. Следовательно, дополнительное питание эксплуатируемого пласта при длительной работе водозаборов осуществляется в основном в удаленных от водозаборов областях.

Расчеты взаимодействующих скважин для рассматриваемых условий выполняются, как и для однослойных пластов, по методу наложения течений, т. е. понижение уровня в любой точке в любой момент времени принимается равным:

$$S = \Sigma S_i, \qquad (V.8)$$

где S_i — понижение уровня в данной точке, обусловленное действием i-й скважины [см. формулы (IV.7), (IV.8)].

Для определения S_i используют формулы (V.3) и (V.4). Как уже отмечалось, в математическом отношении формула (V.4) аналогична формуле для однослойных пластов. Отличием является лишь то, что в ней учитывается суммарная водоотдача обоих пластов.

2. РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРОВ В ДВУХСЛОЙНОМ НАПОРНОМ ПЛАСТЕ

Фильтрационные свойства эксплуатационных водоносных пластов могут существенно изменяться в вертикальном направлении. Особенно это характерно для водоносных горизонтов, сложенных трещиноватыми породами. В связи с обычно наблюдаемым затуханием трещиноватости пород с глубиной соответственно уменьшается и их проницаемость. Фильтры водозаборных скважин при неоднородном по вертикали строении водоносной толщи располагают в интервалах, отличающихся наибольшей водообильностью и высокими фильтрационными показателями. В этом случае при расчетах водозаборных сооружений чаще всего не учитывается приток подземных вод из относительно слабопроницаемых, не вскрываемых фильтрами зон водоносного пласта, которые поэтому условно принимаются водоупорными.

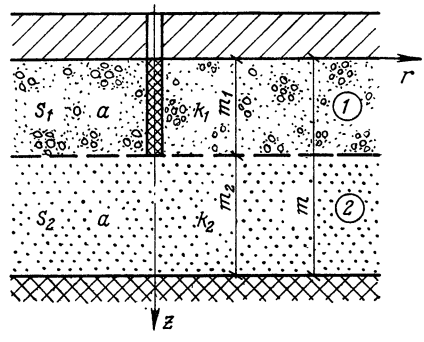


Рис. V.3. Схема неоднородного по проницаемости пласта

Рассмотрим простейший случай неоднородного строения водоносной толщи.

Пусть водоносный пласт состоит из двух зон различной проницаемости и мощности. Водозаборная скважина, действующая с постоянным во времени расходом Q, находится в зоне *1* с коэффициентом фильтрации k_1 и мощностью m_1. Соседняя зона *2* имеет соответственно параметры k_2 и m_2 (рис. V.3). Весь пласт характеризуется общим для обеих зон коэффициентом пьезопроводности a.

Фильтрация подземных вод в обеих зонах в указанной схеме определяется системой уравнений:

$$\nabla^2 S_{1,2} = \frac{1}{a}\frac{\partial S_{1,2}}{\partial t}; \qquad \nabla^2 = \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial}{\partial r}\right) + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \tag{V.9}$$

и граничных условий:

$$\left.\begin{aligned} t = 0; \quad & S_{1,2} = 0; \\ t > 0; \quad r = \infty; \quad & S_{1,2} = 0; \\ r_0 \to 0, \quad \lim 2\pi r_0 k_1 m_1 \frac{\partial S_1}{\partial r} = -Q; \quad & \frac{\partial S_2}{\partial r} = 0; \\ z = 0; \quad \frac{\partial S_1}{\partial z} = 0; \quad & z = m, \quad \frac{\partial S_2}{\partial z} = 0; \\ z = m_1; \; k_1 \frac{\partial S_1}{\partial z} = k_2 \frac{\partial S_2}{\partial z}; \quad & S_1 = S_2, \end{aligned}\right\} \tag{V.10}$$

где S_1 и S_2 — понижения уровней соответственно в зонах *1* и *2*; m — суммарная мощность водоносного пласта; r_0 — радиус скважины.

На основе решения уравнений (V.9) при условиях (V.10) среднее

по вертикали понижение уровня в основной зоне (зоне расположения водозаборной скважины) определится следующим образом:

$$S_1 \doteq \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+2\zeta\right], \qquad (V.11)$$

где $km=k_1m_1+k_2m_2$.

Формула (V.11) подобна соотношению (IV.29), характеризующему работу несовершенной скважины в однородном пласте. Однако в данном случае поправка ζ учитывает не только неполное вскрытие скважиной всей мощности пласта, но и отличие проницаемости в интервале, где установлена скважина, от проницаемости нижележащих пород.

Поправка на неполное вскрытие скважиной неоднородного пласта ζ увеличивается во времени, стремясь к максимальному значению, которое практически достигается при $\frac{at}{m_1^2}>50$.

В этом случае

$$\zeta = 2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\sin^2\mu_n}{\mu_n^2\left(1+\varphi\sin^2\mu_n\right)}K_0\left(\frac{r}{m_1}\mu_n\right); \qquad (V.12)$$

$$\varphi=\frac{1-\alpha^2}{1+\alpha\beta}\,\frac{\beta}{\alpha};\ \alpha=\frac{k_2}{k_1};\ \beta=\frac{m_2}{m_1}, \qquad (V.13)$$

где K_0 — функция Бесселя от мнимого аргумента (см. приложение II); μ_n — положительные корни уравнения

$$\alpha\,\mathrm{ctg}\,\mu_n+\mathrm{ctg}\,\mu_n\beta=0. \qquad (V.14)$$

Таблица V.3

Значение ζ по формуле (V.12)

$\frac{k_2}{k_1}$	$\frac{m_1}{m}$	m/r								
		1	3	10	30	100	200	500	1000	2000
0,01	0,1	0,011	0,058	0,144	0,236	0,343	0,405	0,487	0,550	0,612
	0,3	0,003	0,011	0,033	0,057	0,084	0,01	0,122	0,138	0,154
	0,5		0,002	0,011	0,021	0,032	0,039	0,048	0,055	0,062
	0,7		0,001	0,003	0,007	0,012	0,015	0,019	0,022	0,025
	0,9				0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,005
0,1	0,1	0,054	0,399	1,16	2,04	3,08	3,70	4,52	5,14	5,76
	0,3	0,013	0,105	0,310	0,542	0,814	0,974	1,19	1,35	1,51
	0,5	0,002	0,033	0,113	0,211	0,325	0,393	0,482	0,55	0,62
	0,7		0,006	0,055	0,072	0,121	0,150	0,189	0,218	0,248
	0,9			0,002	0,009	0,020	0,028	0,038	0,045	0,053
0,25	0,1	0,066	0,666	2,29	4,37	6,93	8,46	10,5	12,1	13,6
	0,3	0,024	0,231	0,723	1,30	1,98	2,38	2,91	3,31	3,71
	0,5	0,006	0,082	0,28	0,51	0,81	0,98	1,21	1,38	1,55
	0,7	0,001	0,019	0,090	0,188	0,310	0,383	0,480	0,554	0,628
	0,9		0,001	0,008	0,027	0,056	0,074	0,099	0,118	0,138
0,5	0,1	0,065	0,861	3,54	7,43	12,42	15,5	19,5	22,6	25,7
	0,3	0,035	0,392	1,33	2,46	3,81	4,60	5,67	6,47	7,28
	0,5	0,012	0,164	0,56	1,06	1,62	1,96	2,41	2,75	3,1
	0,7	0,002	0,046	0,197	0,396	0,641	0,787	0,981	1,13	1,28
	0,9		0,003	0,023	0,063	0,122	0,159	0,209	0,247	0,286
1	0,1	0,061	1,02	5,2	12,3	21,8	27,5	35,1	40,9	46,8
	0,3	0,045	0,64	2,40	4,60	7,25	8,85	10,9	12,4	14,1
	0,5	0,025	0,328	1,13	2,11	3,25	3,93	4,82	5,5	6,2
	0,7	0,008	0,119	0,439	0,85	1,34	1,62	2,01	2,29	2,60
	0,9	0,001	0,013	0,064	0,150	0,270	0,34	0,43	0,51	0,58

В табл. V.3 приведены значения ζ, определяемые по формуле (V.12) для наиболее реальных величин α, соответствующих случаю, когда скважина вскрывает наиболее проницаемый горизонт, а ниже залегают менее проницаемые породы. Приведены также значения ζ при $k_1=k_2$, заимствованные из работы [25]. Из табл. V.3 видно, что поправка ζ для неоднородного по проницаемости пласта меньше, чем для однородного. Соответственно уменьшается и область, в которой эта поправка практически ощутима. Так, если нижний водоносный горизонт имеет коэффициент фильтрации в 2 раза меньший, чем породы, вскрываемые скважиной, то поправка уменьшается в 1,5—2 раза по сравнению с поправкой для однородного пласта. Неоднородное строение водоносной толщи особенно важно учитывать при расчете параметров водоносного горизонта по результатам опытных откачек из несовершенных скважин.

Расчеты показывают также, что даже при весьма слабой проницаемости пород, подстилающих основную водоносную зону, влияние притока воды снизу может быть достаточно большим, особенно при значительной мощности слабопроницаемых пород.

Расход подземных вод из нижней зоны к водозаборной скважине, который можно рассматривать как дополнительное питание эксплуатационного пласта, составит:

$$Q_{\text{доп}}=\frac{2Q}{1+\alpha\beta}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\sin^2\mu_n}{\mu_n(1+\varphi\sin^2\mu_n)}; \qquad (V.15)$$

При $m_1=m_2$ имеем

$$Q_{\text{доп}}=Q\frac{k_2}{k_1+k_2}. \qquad (V.16)$$

При равенстве коэффициентов фильтрации пород в обеих зонах

$$Q_{\text{доп}}=Q\frac{m_2}{m_1+m_2}. \qquad (V.17)$$

Таким образом, для определения расхода подземных вод, дополнительно поступающих в водозабор, вместо выражения (V.15) можно использовать приближенное соотношение, полученное путем сопоставления равенств (V.16) и (V.17):

$$Q_{\text{доп}}=Q\frac{k_2m_2}{km} \qquad (V.18)$$

или

$$\frac{Q_{\text{доп}}}{Q_{\text{ест}}}=\frac{k_2m_2}{k_1m_1}, \qquad (V.19)$$

где $Q_{\text{ест}}$ — приток подземных вод из основной зоны.

Пример V.1. Требуется определить понижение уровня в скважине ($r_0=0{,}2$ м), расположенной в двухслойном пласте общей мощностью 100 м. Верхний слой, вскрытый скважиной, имеет мощность $m_1=10$ м, коэффициент фильтрации $k_1=15$ м/сут; мощность нижнего слоя 90 м, коэффициент фильтрации 1,5 м/сут. Коэффициент пьезопроводности пласта $a=10^5$ м^2/сут. Расчетное время принимается равным 10 000 сут, производительность скважины $Q=2000$ м^2/сут. Определяем параметры:

$$\frac{m}{r_0}=\frac{100}{0{,}2}=500;\ \frac{m_1}{m}=\frac{10}{100}=0{,}1;\ \alpha=\frac{1{,}5}{15}=0{,}1.$$

Этим значениям параметров соответствует поправка $\zeta=4{,}52$ (см. табл. V.3).

Понижение уровня вычисляем по формуле (V.II)

$$S_1 = \frac{2000}{12{,}56\,(15\cdot 10 + 1{,}5\cdot 90)}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{0{,}04}{4\cdot 10^5\cdot 10^4}\right)2\cdot 4{,}52\right] = 18{,}8\text{ м}.$$

Если считать водоупором нижнюю зону, имеющую коэффициент фильтрации в 10 раз меньший, чем проницаемость пород верхнего горизонта, то, как показывает расчет, понижение уровня в скважине будет равно:

$$S = -\frac{2000}{12{,}56\cdot 150}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{0{,}04}{4\cdot 10^5\cdot 10^4}\right) = 26\text{ м}.$$

3. ФИЛЬТРАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД К ВОДОЗАБОРАМ В ТРЕХСЛОЙНОМ ПЛАСТЕ

Слоистые системы водоносных пластов характерны для крупных артезианских бассейнов подземных вод, где в вертикальном разрезе наблюдается чередование хорошо проницаемых водоносных отложений с залегающими между ними глинистыми слабопроницаемыми слоями. Как показывает опыт эксплуатации водозаборных сооружений в таких слоистых водоносных толщах, отдельные водоносные горизонты, приуроченные к хорошо проницаемым отложениям, находятся в гидравлической связи друг с другом. Эта связь обусловлена возможностью перетекания вод одного горизонта в другой через разделяющую их глинистую перемычку. Рассмотрим слоистую толщу, состоящую из основного водоносного горизонта, в котором расположен водозабор, питающего пласта и разделяющего их слабопроницаемого слоя (рис. V.4). Фильтрация подземных вод в указанной системе пластов может быть охарактеризована следующей системой дифференциальных уравнений [32, 123, 127, 137]:

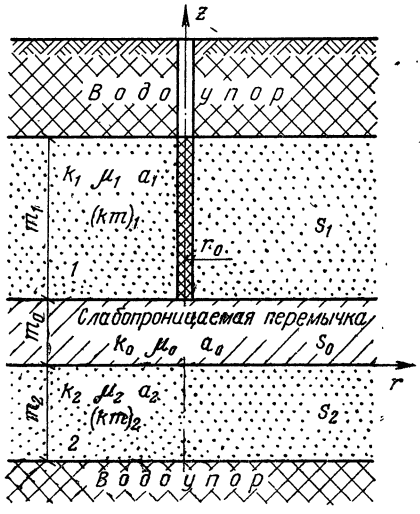


Рис. V.4. Схема трехслойного пласта

$$a_i \nabla^2 S_i \mp \frac{k_0}{\mu_i}\frac{\partial S_0}{\partial z}\bigg|_{z=0,m_0} = \frac{\partial S_i}{\partial t}; \quad \text{(V.20)}$$

$$a_0 \nabla^2 S_0 = \frac{\partial S_0}{\partial t}, \quad \text{(V.21)}$$

$$\left(a_i = \frac{(km)_i}{\mu_i};\ a_0 = \frac{(km)_0}{\mu_0}\right);$$

где a_i и a_0 — коэффициенты пьезопроводности слоев; i — номер слоя; S_i и S_0 — понижение уровня; μ_i и μ_0 — водоотдача пород; k_i и k_0 — коэффициенты фильтрации; m_i и m_0 — мощность слоев. Индексом $i=1,2$ обозначаются хорошо проницаемые слои *1* и *2*, а индексом 0 — раздельный слабопроницаемый слой; ∇^2 — оператор Лапласа: для линейной задачи

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2},$$

для радиальной

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r};$$

знак минус в уравнении (V.20) соответствует слою $i=1$, знак плюс — слою $i=2$.

Взаимодействие водоносных горизонтов учитывается вторым членом в правой части (V.20).

Уравнения (V.20) и (V.21) необходимо дополнить системой начальных и граничных условий:

$$t = 0;\ S_i = S_0 = 0; \tag{V.22}$$

$$t > 0;\ x,\ y = \pm\infty.\ S_i = 0; \tag{V.23}$$

$$\left.\begin{aligned} z &= m_0;\ S_0 = S_1; \\ z &= 0;\ S_0 = S_2. \end{aligned}\right\} \tag{V.24}$$

Условие (V.22) учитывает, что в начальный момент времени понижение уровня в исследуемых пластах равно нулю, условием (V.23) задается нулевое понижение уровня в бесконечном удалении от водозабора, а соотношение (V.24) выражает условие неразрывности потока в подошве и кровле раздельного слоя.

Рассмотрим расчетные зависимости, полученные на основе решения уравнений (V.20) и (V.21) при условиях (V.22)—(V.24).

Скважина и группа взаимодействующих скважин

Для одиночной скважины, работающей с постоянным дебитом в пласте *1*, условие на водозаборе задается следующим образом:

$$r_0 \to 0;\ \lim r_0 \frac{\partial S_1}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi (km)_1}. \tag{V.25}$$

При этом функция S_2 в начале координат должна иметь экстремум, т. е.

$$\frac{\partial S_2}{\partial r} = 0. \tag{V.26}$$

Решение системы (V.20) и (V.21) при условиях (V.22) — (V.26) для длительных периодов откачки имеет вид [33, 82]:

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= \frac{Q}{4\pi[(km)_1 + (km)_2]}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^* t}\right) + \frac{1}{\nu} W\left(\frac{r^2}{4a^{**} t};\ \frac{r}{B}\right)\right]; \\ S_2 &= \frac{Q}{4\pi[(km)_1 + (km)_2]}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^* t}\right) - W\left(\frac{r^2}{4a^{**} t};\ \frac{r}{B}\right)\right], \end{aligned}\right\} \tag{V.27}$$

где

$$\left.\begin{aligned} a^* &= \frac{(km)_1 + (km)_2}{\mu^*};\ \mu^* = \mu_1 + \mu_2 + \mu_0; \\ a^{**} &= \frac{(km)_1 + (km)_2}{\mu^{**}};\ \mu^{**} = \mu_1 \frac{1}{\nu} + \mu_2 \nu + \frac{1}{3}\mu_0\left(\nu + \frac{1}{\nu} - 1\right); \\ \frac{2b}{a^{**}} &= \frac{1}{B^2} = \frac{k_0}{m_0}\left[\frac{1}{(km)_1} + \frac{1}{(km)_2}\right];\ \nu = \frac{(km)_1}{(km)_2}; \end{aligned}\right\} \tag{V.28}$$

$-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^* t}\right)$ — интегральная показательная функция; $W\left(\frac{r^2}{4a^{**} t};\ \frac{r}{B}\right)$ — функция, полученная Хантушем [123] при рассмотрении задачи для скважины при постоянном уровне в питающем слое (в данном случае — слое *2*). Значения этой функции приведены в приложении II.

График зависимости функции W от различных значений $\frac{r}{B}$ и $\mathrm{Fo} = \frac{a^{**}t}{r^2}$ приведен на рис. V.5. Как видно, функции W со временем принимают постоянное значение, равное

$$\lim_{t\to\infty} W\left(\frac{r^2}{4a^{**}t}\,;\,\frac{r}{B}\right) = 2K_0\left(\frac{r}{B}\right),$$

где $K_0\left(\frac{r}{B}\right)$ — функция Бесселя от мнимого аргумента нулевого порядка.

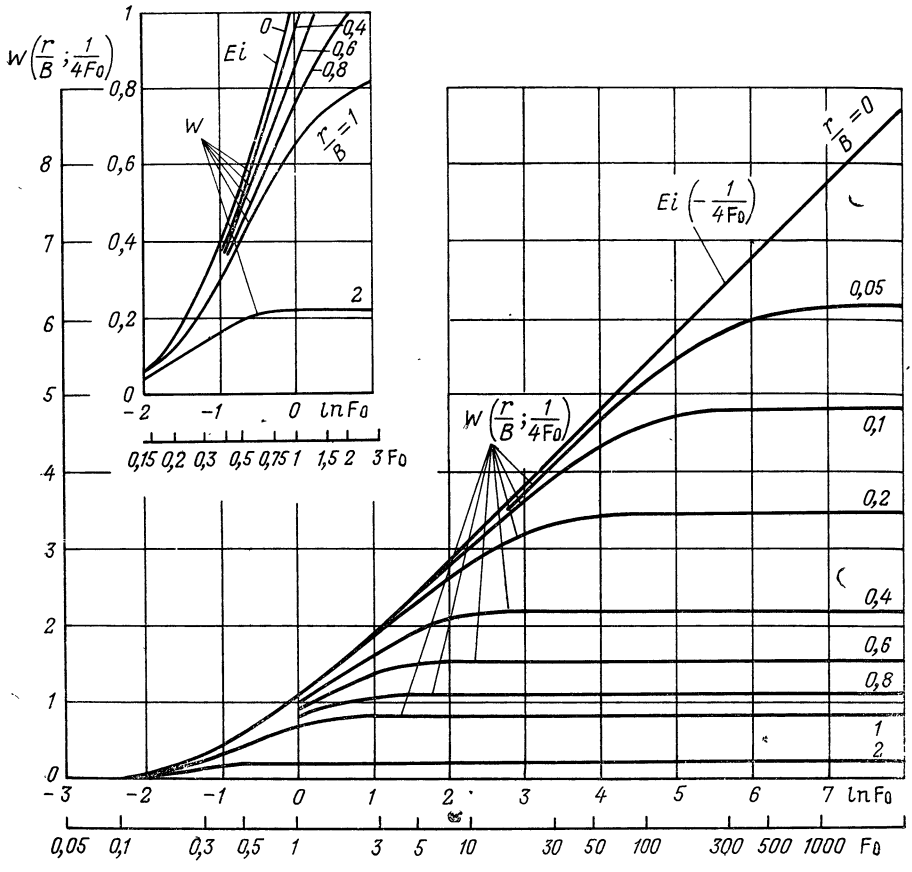


Рис. V.5. График функции W.

Контрольные расчеты с использованием численного обращения преобразования Лапласа по методике, предложенной Л. К. Гохбергом, а также проверка этих решений путем моделирования [33] показали, что выражения (V.27) дают хороший результат при

$$\frac{a_1 t}{B^2} > \left|1-\theta\right| \frac{\nu}{(1+\nu)^2} + 0,1\mu_0, \qquad \text{(V.29)}$$

где

$$\theta = \frac{a_1}{a_2}\,,\quad \nu = \frac{(km)_1}{(km)_2}\,.$$

При достаточно большом значении времени интегральная показательная функция, возрастающая во времени по логарифмическому закону, может стать преобладающей по величине. В этот период откачки понижения уровня в эксплуатируемом слое определяются первым членом в выражении (V.27), т. е.

$$S_1 = -\frac{Q}{4\pi km}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right), \qquad (V.30)$$

и, следовательно, слоистая толща работает как единый водоносный горизонт с «обобщенными» параметрами

$$km = (km)_1 + (km)_2;\ \mu = \mu_1 + \mu_2 + \mu_0.$$

Начало этого периода примерно определяется следующим образом:

$$\frac{a^* t}{r^2} > \left(\frac{B}{r}\right)^{\frac{20}{\nu}}.$$

Отсюда видно, что указанное свойство слоистой толщи проявляется при $(km)_1 \gg (km)_2$, т. е. когда питающий слой обладает значительно меньшей проводимостью, чем основной пласт. Если же $(km)_1 \ll (km)_2$, то закономерности снижения уровня более правильно описываются функцией W.

Понижение уровня в скважине, когда $r = r_0 \to 0$, можно записать следующим образом:

$$S_0 = \frac{Q}{4\pi (km)_1}\left[\ln\frac{2{,}25a^* t}{r_0^2} - \frac{1}{\nu+1}\ln\frac{a^* t}{B^2}\right]. \qquad (V.31)$$

При $a_1 = a_2 = a$ приведенные зависимости становятся точными для любого момента времени. Если $\mu_0 = 0$, $a^* = a^{**} = a$. Этот результат приведен в работах [32, 137]. Если $\mu_0 \neq 0$, при определении величины Ei нужно принимать коэффициент

$$a^* = a\,\frac{\mu_1 + \mu_2}{\mu_1 + \mu_2 + \mu_0},$$

а при определении W

$$a^{**} = a\,\frac{\mu_1 + \mu_2}{\mu_1 + \mu_2 + 1/3\,\mu_0\,(1/\nu + \nu - 1)}.$$

При постоянном уровне в соседнем водоносном горизонте $(km)_2 = \infty$, $S_2 = 0$ формула (V.27) принимает вид:

$$S_1 = \frac{Q}{4\pi (km)_1} W\left(\frac{r^2}{4a^{**}t};\ \frac{r}{B}\right), \qquad (V.32)$$

где

$$\text{где } a^{**} = \frac{(km)_1}{\mu_1 + 1/3\mu_0};\quad B = \sqrt{\frac{(km)_1\, m_0}{k_0}}.$$

Стационарное распределение уровней в основном слое получается в том случае, если в последнем соотношении принять $t \to \infty$:

$$S_1 = \frac{Q}{2\pi (km)_1} K_0\left(\frac{r}{B}\right). \qquad (V.33)$$

При $(km)_2=0$ рассматриваемая схема трехслойной водоносной толщи приближается к схеме двухслойного пласта. При этом раздельный слой мощностью m_0 в трехслойной схеме служит аналогом безнапорной верхней зоны мощностью $h_{ср}$ в схеме двухслойного пласта. Из (V.28) получаем

$$a^* = \frac{(km)_1}{\mu_1 + \mu_0}; \quad a^{**} = 0$$

и, следовательно,

$$S_1 = -\frac{Q}{4\pi (km)_1} \operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^* t}\right), \tag{V.34}$$

что совпадает с результатами рассмотрения той же задачи в п. 1 данной главы.

Для расчета группы взаимодействующих скважин используются приведенные зависимости. Суммарное понижение уровня под влиянием откачки из всех скважин группы составит:

$$S_{1,2} = \sum_{i=1}^{n} S_i, \tag{V.35}$$

где S_i — понижение уровня, вызванное i-й скважиной и определяемое по формулам (V.27), а для S_1 при соответствующих условиях также по формулам (V.30) и (V.32)—(V.34); $i=1, 2, ..., n$; n — общее число взаимодействующих скважин.

Дополнительные запасы подземных вод в данной схеме равны количеству подземных вод, поступающих в эксплуатируемый горизонт *1* из раздельного слоя и горизонта *2*.

Расход дополнительного питания на участке радиусом $r_к$ можно определить по формуле

$$Q_{доп} = Q - 2\pi r_к (km)_1 \left.\frac{\partial S_1}{\partial r}\right|_{r=r_к} - 2\pi\mu \int_0^{r_к} \frac{\partial S_1}{\partial t} r dr.$$

Первый член в правой части уравнения — расход водозабора, второй — расход подземного потока в сечении $r_к$ и третий — приращение расхода в основном слое за счет сработки упругих запасов на участке $r_к$.

Используя формулы (V.27), получим:

$$Q_{доп} = Q\left\{\frac{\mu_2 + \mu_0}{\mu_1 + \mu_2 + \mu_0} - \frac{\nu}{1+\nu}\left(1 - \frac{a^*}{a_1}\right) \times e^{-\frac{r_к^2}{4a^* t}} + \frac{1}{1+\nu}\left[\left(1 - \frac{a^{**}}{a_1}\right) e^{-\frac{r_к^2}{4a^{**} t} - 2bt} - \frac{r_к}{B} K_1\left(\frac{r_к}{B}\right)\right]\right\}. \tag{V.36}$$

Максимальная величина дополнительного питания, достигаемая при $t \to \infty$ и фиксированном значении $r_к$, очевидно, равна:

$$Q_{доп} = \frac{1}{1+\nu}\left[1 - \frac{r_к}{B} K_1\left(\frac{r_к}{B}\right)\right]; \tag{V.37}$$

при $\frac{r_к}{B} > 4$ дополнительное питание $Q_{доп} = \frac{1}{1+\nu}$

т. е. дополнительные запасы в слоистой системе водоносных горизонтов в этом случае пропорциональны соотношению величин водопроводимостей пластов.

Этот вывод отличается от результатов, приведенных в работах [33, 127], где величина дополнительных запасов определяется следующим образом:

$$Q_{доп} = \frac{\mu_2 + \mu_0}{\mu_1 + \mu_2 + \mu_0}, \qquad (V.38)$$

т. е. зависит от соотношения коэффициентов водоотдачи взаимодействующих пластов. Это отличие обусловлено тем, что при выводе соотношения (V.38) принимается иная предпосылка, а именно: $r_к \to \infty$, $t \neq \infty$ или $\frac{r_к^2}{4at} \to \infty$.

Таким образом, дополнительные запасы подземных вод в слоистом пласте весьма большой протяженности при ограниченных промежутках времени $\left(\frac{r_к^2}{4at} \to \infty\right)$ следует определять по формуле (V.38), а при ограниченной площади пласта и весьма большом промежутке времени $\left(\frac{r_к^2}{4at} \to 0\right)$ — по формуле (V.37).

Пример V.2. Водозабор в виде одиночной скважины ($r_0 = 0{,}2$ м) работает с производительностью $Q = 2400$ м³/сут в трехслойной толще. Основной водоносный горизонт имеет параметры: $(km)_1 = 100$ м³/сут, $a_1 = 10^5$ м²/сут, $\mu_1 = 0{,}001$. Соседний водоносный горизонт, гидравлически связанный с эксплуатируемым, имеет водопроводимость $(km)_2 = 50$ м²/сут, коэффициент пьезопроводности $a_2 = 10^4$ м²/сут и водоотдачу 0,005. Горизонты разделены глинистым слабопроницаемым слоем мощностью $m_0 = 15$ м. Коэффициент фильтрации этого слоя $k_0 = 10^{-2}$ м/сут и водоотдача $\mu_0 = 10^{-4}$. Требуется обосновать возможность эксплуатации водозабора в течение 25 лет ($t = 10\,000$ сут) при максимально допустимом понижении $S_{доп} = 40$ м.

Прежде всего необходимо доказать возможность использования приведенных выше расчетных формул. Для этого определяем параметры

$$\theta = \frac{a_1}{a_2} = \frac{10^5}{10^4} = 10;$$

$$\nu = \frac{(km)_1}{(km)_2} = \frac{100}{50} = 2;$$

$$\frac{1}{B^2} = \frac{k_0}{m_0}\left[\frac{1}{(km)_1} + \frac{1}{(km)_2}\right] = \frac{10^{-2}}{15}\left(\frac{1}{100} + \frac{1}{50}\right) = 2 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{a_1 t}{B^2} = 10^5 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-5} = 2 \cdot 10^4.$$

Подставив значения указанных параметров в соотношение (V.29), найдем, что расчетный интервал времени укладывается в область применения приближенных решений.

Понижение уровня на водозаборе на конец 25-летнего срока его эксплуатации определим по формуле (V.31). Предварительно вычислим параметр a^*:

$$a^* = \frac{(km)_1 + (km)_2}{\mu_1 + \mu_2 + \mu_0} = \frac{100 + 50}{0{,}001 + 0{,}005 + 0{,}0001} = 2{,}5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Следовательно,

$$S_0 = \frac{2400}{12{,}56 \cdot 100}\left(\ln \frac{2{,}25 \cdot 2{,}5 \cdot 10^4 \cdot 10^4}{0{,}04} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{1+2} \ln 2{,}5 \cdot 10^4 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-5}\right) = 39{,}2 \text{ м} < 40 \text{ м}.$$

Таким образом, максимально допустимое понижение уровня не будет превышено и устройство водозабора вполне возможно.

Вывод был бы иным, если в расчетах не учитывать взаимодействие эксплуатируемого пласта с соседним водоносным горизонтом, т. е. основной горизонт рассматривать как изолированный. В этом случае понижение уровня на водозаборе было бы равно:

$$S_0 = \frac{Q}{4\pi (km)_1}\ln\frac{2{,}25a_1t}{r_0^2} = \frac{2400}{12{,}56\cdot 100}\ln\frac{2{,}25\cdot 10^5\cdot 10^4}{0{,}04} = 48 > 40\text{м}.$$

Линейный водозабор в слоистой толще

Понижение уровня в любой точке пласта при действии линейного водозабора (рис. V.6) можно найти, суммируя понижения уровня от каждой отдельной скважины этого водозабора. Применяя при этом решение для скважины в слоистом пласте найдем:

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= \frac{qB}{(km)_1+(km)_2}\left[R_л + \frac{1}{\nu}R_л^*\right];\\ S_2 &= \frac{qB}{(km)_1+(km)_2}\left[R_л - R_л^*\right], \end{aligned}\right\} \qquad (V.39)$$

где q — расход водозабора на единицу его длины.

$$R_л = \frac{\sqrt{a^*t}}{B}\,\text{ierfc}\,\frac{x}{2\sqrt{a^*t}};$$

$$R_л^* = \frac{1}{4}\left[e^{-\frac{x}{B}}\,\text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{a^{**}t}} - \sqrt{2bt}\right) - e^{\frac{x}{B}}\,\text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{a^{**}t}} + \sqrt{2bt}\right)\right].$$

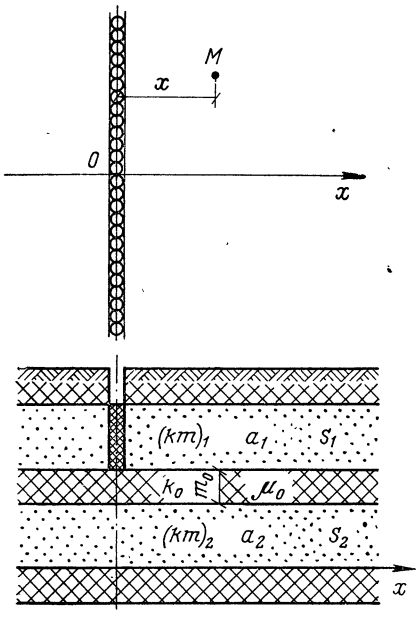


Рис. V.6. Схема линейного водозабора в трехслойной толще

Остальные обозначения, а также условия применимости аналогичны рассмотренным ранее.

Равенства (V.39) свидетельствуют о том, что и в линейной задаче сохраняются те же закономерности снижения уровня в слоистой толще, что и в рассмотренной выше радиальной схеме фильтрации.

Функция $R_л$ представляет собой понижение уровня при действии бесконечной галереи в однородном пласте (см. п. 3 гл. IV).

Функция $R_л^*$ хорошо известна из работы [32]. При достаточно большом значении времени она становится постоянной

$$R_л^* = \frac{1}{2}e^{-\frac{x}{B}}.$$

Графики зависимости функций $R_л$ и $R_л^*$ от параметра $\text{Fo} = \frac{\sqrt{at}}{B}$ представлены на рис. V.7.

Отдельные частные случаи решения (V.39) получены в работах [32, 137]. В частности, при $(km)_2 = \infty$, т. е. $S_2 = 0$,

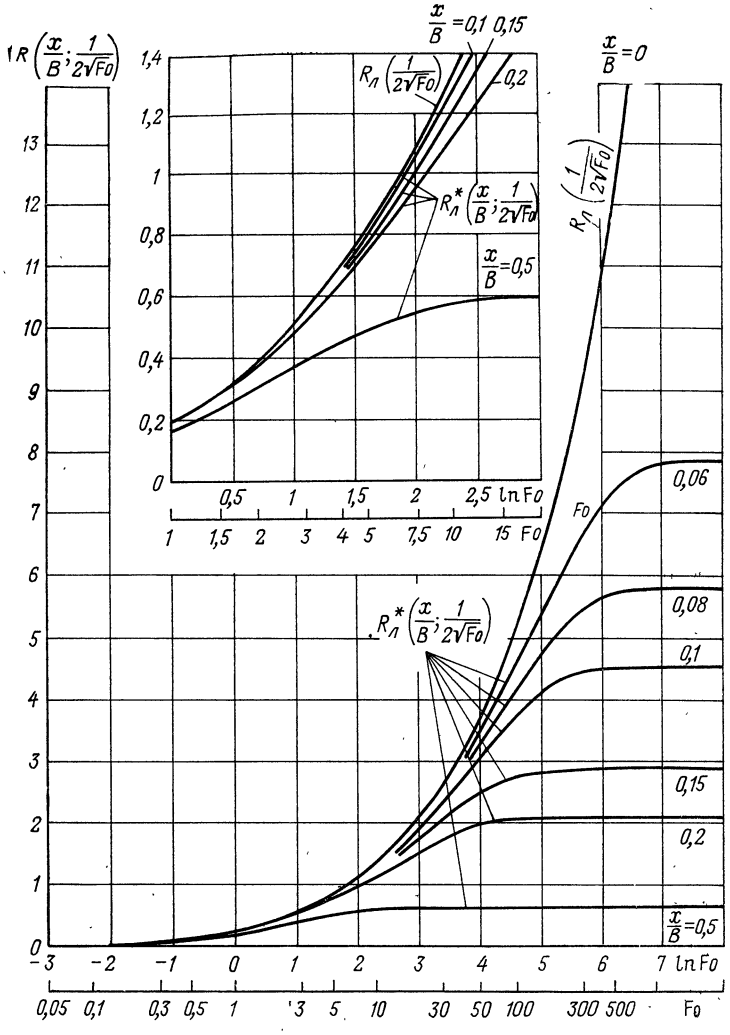


Рис. V.7. Графики функций $R_л$ и $R_л^*$

$$S_1 = \frac{qB}{4(km)_1}\left[e^{-\frac{x}{B}}\operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{a^{**}t}} - \sqrt{2bt}\right) - e^{\frac{x}{B}}\operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{a^{**}t}} + \sqrt{2bt}\right)\right];$$

$$a^{**} = \frac{(km)_1}{\mu_1 + 1/3\mu_0}; \qquad (V.40)$$

при стационарном режиме фильтрации

$$S_1 = \frac{qB}{2(km)_1}e^{-\frac{x}{B}}. \qquad (V.41)$$

Кольцевой водозабор в слоистой толще

Понижение уровня в любой точке пласта при действии кольцевого водозабора (рис. V.8) определяют так же, как в рассмотренной выше линейной задаче:

$$S_1 = \frac{Q}{4\pi\left[(km)_1 + (km)_2\right]}\left(R_к + \frac{1}{\nu} R^*_к\right); \qquad (V.42)$$

$$S_2 = \frac{Q}{4\pi\left[(km)_1 + (km)_2\right]}\left(R_к - R^*_к\right)$$

Функция $R_к$ характеризует работу кольцевой галереи в однородном изолированном пласте [см. формулу (IV.71)].

Функция $R^*_к$, входящая в соотношение (V.42), в общем случае выражается довольно сложным рядом [82]. Для практических расчетов кольцевых водозаборов достаточно использовать первые два члена этого ряда:

$$R^*_к = I_0\left(\frac{R_0}{B}\right) W\left(\frac{r^2}{4a^{**}t}; \frac{r}{B}\right) + \frac{R_0^2}{4a^{**}t}\exp\left(-\frac{r^2}{4a^{**}t} - 2bt\right). \qquad (V.43)$$

Для центра водозабора ($r=0$)

$$R^*_к = W\left(\frac{R_0^2}{4a^{**}t}; \frac{R_0}{B}\right). \qquad (V.44)$$

Приведенные выражения можно использовать для расчетов при выполнении условия (V.29).

Стационарное распределение понижений уровня в слое *1* при действии кольцевого водозабора можно получить из (V.43) при $t\to\infty$

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= \frac{Q}{2\pi\,(km)_1} I_0\left(\frac{R_0}{B}\right) K_0\left(\frac{r}{B}\right);\ r \geqslant R_0; \\ S_1 &= \frac{Q}{2\pi\,(km)_1} I_0\left(\frac{r}{B}\right) K_0\left(\frac{R_0}{B}\right);\ r \leqslant R_0. \end{aligned}\right\} \qquad (V.45)$$

Равенства (V.45) аналогичны, а при $R_0/B \leqslant 0{,}4$ полностью тождественны соответствующим решениям для одиночной скважины в слоистом пласте. Следовательно, так же как и в изолированном водоносном горизонте, при расчетах понижений уровня в слоистой толще кольцевую систему скважин можно заменять одним водозаборным сооружением — «большим колодцем». Однако применительно к слоистым толщам это возможно лишь, как следует из системы (V.45), при дополнительном условии, ограничивающем размеры в плане реальной системы водозаборных скважин

$$\frac{R_0}{B} \leqslant 0{,}4.$$

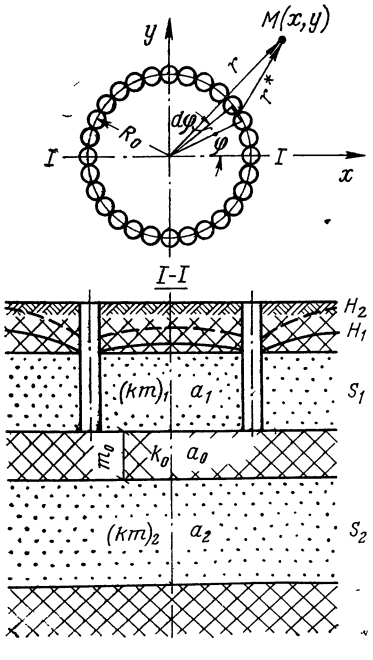


Рис. V.8. Схема кольцевого водозабора в трехслойной толще

Расход кольцевой системы обеспечивается притоком из внутренней $Q_в$ и внешней $Q_н$ зон водоносного пласта.

Как показывает анализ соответствующих решений для изолированного пла-

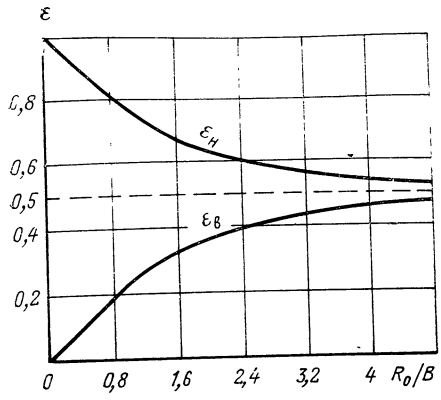


Рис. V.9. Кривые изменения относительных притоков из внешней и внутренней зон кольцевого водозабора

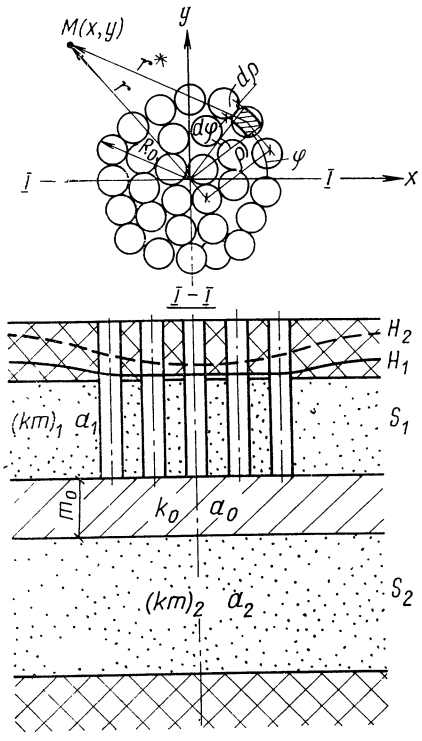


Рис. V.10. Схема кругового водозабора в трехслойной толще

ста [143, 144], приток из внутренней зоны кольца играет незначительную роль в формировании дебита водозабора. При $R_0^2/4at<3{,}5$ отношение притоков из внутренней и наружной зон кольца составляет менее 2%, т. е. расход водозабора полностью компенсируется притоком из внешней области кольцевой системы.

В слоистых толщах складывается несколько иная картина. Возьмем в качестве исходных формулы, характеризующие понижение уровня в слоистом пласте при установившейся фильтрации. Относительные притоки из внутренней

$$\varepsilon_в = \frac{Q_в}{Q}$$

и наружной

$$\varepsilon_н = \frac{Q_н}{Q}$$

зон пласта определим по формулам:

$$\varepsilon_в = \frac{2\pi\,(km)_1}{Q} R_0 \frac{\partial S_1}{\partial r}\bigg|_{r=R_0-0}; \quad \varepsilon_н = \frac{2\pi\,(km)_1}{Q} R_0 \frac{\partial S_1}{\partial r}\bigg|_{r=R_0+0}.$$

Используя эти формулы применительно к (V.45), получим:

$$\varepsilon_в = \frac{R_0}{B} I_1\left(\frac{R_0}{B}\right) K_0\left(\frac{R_0}{B}\right);$$

$$\varepsilon_н = \frac{R_0}{B} I_0\left(\frac{R_0}{B}\right) K_1\left(\frac{R_0}{B}\right).$$

Таким образом, в отличие от изолированного пласта в многопластовых системах устанавливается определенное (не равное нулю) соотношение расходов из внутренней и внешней зон. Это соотношение определяется размерами кольцевой галереи — R_0. На рис. V.9 приведен график изменения $\varepsilon_в$ и $\varepsilon_н$ с увеличением радиуса кольцевой системы. Как видно из графика, при малых значениях R_0/B в общем дебите водозабора преобладает приток из внешней зоны ($R_0/B<0{,}4$), с увеличением R_0 уменьшается $\varepsilon_в$ и соответственно возрастает $\varepsilon_н$. При $R_0/B=4$ можно считать $\varepsilon_в=\varepsilon_н=0{,}5$, т. е. дебит кольцевой системы скважин в этом случае в равной степени обеспечивается притоком воды из внешней и внутренней областей.

Водозабор в виде круговой площадки в слоистой толще

Допустим в слое *1* действует водозабор из скважин, размещенных в пределах круговой площадки радиусом R_0 (рис. V.10). Решение данной задачи можно записать в виде:

$$S_1=\frac{Q}{4\pi\left[(km)_1+(km)_2\right]}\left(R_{пл}+\frac{1}{\nu}R^*_{пл}\right);$$

$$S_2=\frac{Q}{4\pi\left[(km)_1+(km)_2\right]}\left(R_{пл}-R^*_{пл}\right). \qquad (V.46)$$

Функция $R_{пл}$ представляет собой фильтрационное сопротивление при действии круговой площадки в однородном изолированном пласте [см. гл. IV, формула (IV.77)].

Значения функции $R^*_{пл}$ могут быть найдены по формулам:

$$\left.\begin{aligned} R^*_{пл}&=\frac{2B}{R_0}I_1\left(\frac{R_0}{B}\right)W\left(\frac{r^2}{4a^{**}t};\frac{r}{B}\right)+\frac{R_0^2}{8a^{**}t}\exp\left(-\frac{r^2}{4a^{**}t}-2bt\right);\ r\geqslant R_0;\\ R^*_{пл}&=\frac{4B}{R_0}\left\{\frac{B}{R_0}(1-e^{-2bt})-W^*\left(\frac{R_0^2}{4a^{**}t};\frac{R_0}{B}\right)\right\};\quad =0. \end{aligned}\right\} \qquad (V.47)$$

Значения функции W^* приведены в табл. V.4. Предельные значения этой функции при $t\to\infty$ выражаются функцией Бесселя

$$W^*\left(0,\frac{R_0}{B}\right)=K_1\left(\frac{R_0}{B}\right).$$

Таблица V.4

Значения функции $W^*\left(\frac{r^2}{4a^{**}t};\frac{r}{B}\right)$

$\frac{r^2}{4a^{**}t}$	Значения W^* при $\left(\frac{r}{B}\right)^2$			
	0,004	0,04	0,4	4
2	0,000	0,001	0,003	0,006
1	0,002	0,007	0,022	0,036
0,5	0,010	0,032	0,090	0,098
0,1	0,114	0,341	0,664	0,140
0,05	0,259	0,743	1,006	0,140
0,01	1,428	2,948	1,213	0,140
0,005	2,781	4,102	1,213	0,140
0,001	9,900	4,776	1,213	0,140
0,0005	13,545	4,776	1,213	0,140
0,0001	15,686	4,776	1,213	0,140
0	15,774	4,776	1,213	0,140

При установившейся фильтрации подземных вод к круговой площадке распределение понижений уровня в основном пласте выражается формулами:

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= \frac{Q}{\pi (km)_1}\frac{B}{R_0} I_1\left(\frac{R_0}{B}\right)K_0\left(\frac{r}{B}\right);\ r \geqslant R_0;\\ S_2 &= \frac{Q}{\pi (km)_1}\frac{B}{R_0}\left[\frac{B}{R_0} - I_0\left(\frac{r}{B}\right)K_1\left(\frac{R_0}{B}\right)\right];\ r \leqslant R_0. \end{aligned}\right\} \quad (V.48)$$

Как видно из приведенных соотношений, действие круговой площадки в слоистой толще будет равноценно откачке из одиночной скважины при $R_0/B < 0{,}4—0{,}5$.

Как уже указывалось, дебит кольцевого водозабора в значительной мере обеспечивается притоком воды из внутренней зоны, т. е. из участка расположения самого водозабора. Это еще в большей степени справедливо для системы скважин, расположенных в пределах круговой площадки. На рис. V.11 представлены графики изменения

$$\varepsilon_н = 2I_1\left(\frac{R_0}{B}\right)K_1\left(\frac{R_0}{B}\right),$$

$$\varepsilon_в = 1 - 2I_1\left(\frac{R_0}{B}\right)K_1\left(\frac{R_0}{B}\right)$$

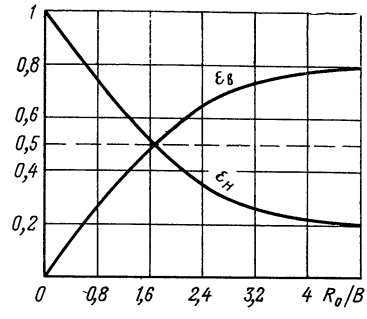


Рис. V.11. Кривые изменения относительных притоков из внешней и внутренней зон кругового водозабора

в зависимости от параметра R_0/B. Из графика видно, что при $R_0/B = 1{,}6—1{,}8$ притоки из внешней и внутренней областей водозабора становятся одинаковыми. При увеличении размеров водозабора роль притока из внутренней зоны возрастает, и при $R_0/B = 5—6$ он преобладает в общем дебите водозабора.

Пример V.3. Требуется определить максимальные понижения уровня в районе водозабора для двух случаев расположения эксплуатационных скважин:

а) в виде кольцевой батареи радиусом $R_0 = 300$ м;

б) равномерно в пределах круговой площадки радиусом $R_0 = 300$ м.

Водоносная толща состоит из трех слоев. Эксплуатируемый водоносный горизонт мощностью $m_1 = 50$ м представлен песками с коэффициентом фильтрации $k_1 = 3$ м/сут. Выше залегает глинистый слой мощностью $m_0 = 12$ м с весьма малой проницаемостью— $k_0 = 10^{-2}$ м/сут. Верхняя часть водоносной толщи представлена грунтовыми водами.

Опыт эксплуатации действующих в этом районе водозаборов позволяет сделать вывод, что при производительности проектируемого водозабора $Q = 30\,000$ м³/сут уровень в верхнем горизонте, имеющем весьма хорошие условия восполнения запасов подземных вод, практически не изменится и в эксплуатируемом пласте довольно быстро наступит стабилизация уровней воды.

Расчет проводится для условий установившейся фильтрации подземных вод. Определим параметр B, характеризующий интенсивность перетекания:

$$B = \sqrt{\frac{m_0 (km)_1}{k_0}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 150}{10^{-2}}} = 420 \text{ м}.$$

Для кольцевой батареи понижение уровней будет максимальным на линии кольца: $r = R_0$. По формуле (V.45), получим:

$$S_к = \frac{30000}{6{,}28 \cdot 150} I_0\left(\frac{300}{420}\right)K_0\left(\frac{300}{420}\right) = 23{,}4 \text{ м}.$$

Максимальное понижение уровня подземных вод в пределах круговой площадки определим по формуле (V.48) при $r=0$:

$$S_{пл}=\frac{30000}{3,14\cdot 150}\frac{420}{300}\left[\frac{420}{300}-I_0\left(\frac{300}{420}\right)K_1\left(\frac{300}{420}\right)\right]=22,3\text{ м}.$$

Таким образом, при действии скважин, размещенных в пределах круговой площадки, понижение уровня меньше, чем при расположении их по кольцевому контуру (без учета дополнительных понижений уровня на деформацию потока вблизи скважин).

4. ПЕРЕТЕКАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ЧЕРЕЗ ЛИТОЛОГИЧЕСКИЕ «ОКНА»

Как уже отмечалось, сосредоточенное дополнительное питание происходит на отдельных участках области фильтрации подземных вод. Наиболее характерным примером такого питания является перетекание подземных вод через литологические «окна».

Под литологическими «окнами» понимаются перерывы в водоупорных слоях, разделяющих водоносные горизонты артезианских бассейнов. Такие перерывы образуются вследствие размыва, выклинивания или фациального замещения глинистых отложений хорошо водопроницаемым материалом.

Рассмотрим наиболее типичные фильтрационные схемы, связанные с перетеканием подземных вод через литологические «окна».

Линейный ряд скважин у прямолинейного «окна»

Образование полосообразных, прямолинейных литологических «окон» чаще всего связано с эрозионной деятельностью рек. Речные русла нередко прорезают не только первый от поверхности (обычно четвертичный) водоносный горизонт, но и водоупорный слой, отделяющий этот горизонт от нижележащих, также водоносных отложений. Литологические «окна» такого типа могут быть приурочены не только к руслам современных водотоков, но и к древним погребенным долинам, заполненным песчаным или другим хорошо проницаемым материалом. Такое явление часто наблюдается, например, в пределах Московского артезианского бассейна, где в пределах современных и древних долин отсутствуют водоупорные юрские или верхнекаменноугольные глины, разделяющие четвертичные и среднекаменноугольные водоносные горизонты [83]. Натурными наблюдениями установлено существенное влияние таких «окон»

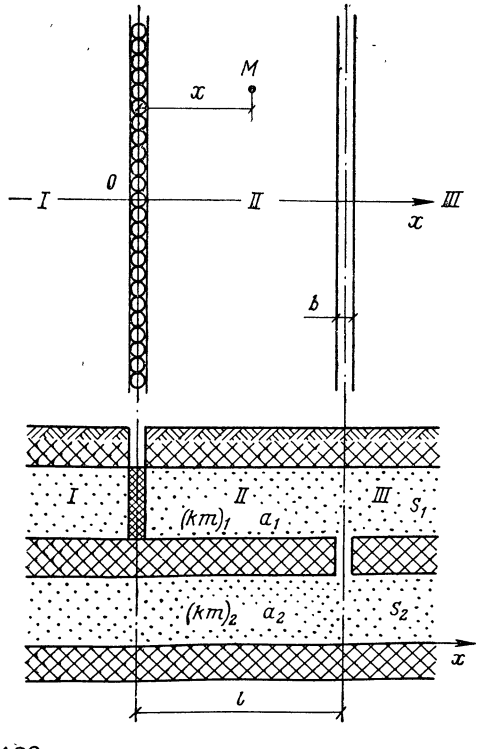


Рис. V 12 Схема линейного водозабора у полосообразного «окна»

на ход изменения уровней в эксплуатационных скважинах водозаборов Московского бассейна.

Линейную конфигурацию имеют также «окна», образование которых связано с древними тектоническими процессами: сбросами, надвигами, разломами. В зоне тектонического дробления проводимость раздельного водоупорного слоя может быть значительно повышена, что и приводит к образованию литологического «окна». Часто такие «окна» образуются вследствие разрыва раздельного слоя и вертикального смещения пород, слагающих водоносные горизонты.

Рассмотрим работу водозабора в виде линейного ряда скважин значительной протяженности, что без больших погрешностей позволяет привести его к бесконечной прямолинейной галерее с равномерно распределенным расходом q. Литологическое «окно», вблизи которого работает водозабор, имеет вид бесконечной полосы. Эта схема отвечает линейной одномерной фильтрации подземных вод в зоне литологического «окна» (рис. V.12).

Разобьем область фильтрации на три фрагмента, как показано на рис. V.12, и выпишем дифференциальные уравнения движения подземных вод в каждой зоне [81]:

$$a_i \frac{\partial^2 S_i^j}{\partial x^2} = \frac{\partial S_i^j}{\partial t}, \tag{V.49}$$

где S_i^j — понижение уровня в i-м слое: j-го фрагмента; $i=1, 2$, $j=$ I, II, III; a_i — коэффициент пьезопроводности i-го слоя.

Начальные и граничные условия на водозаборе и в бесконечном удалении от него имеют вид:

$$\left.\begin{gathered} t=0, \quad S_i^j=0; \\ t>0; \quad x=\infty; \quad S_i^{\mathrm{III}}=0; \quad x=-\infty; \quad S_i^{\mathrm{I}}=0; \\ x=0; \frac{\partial S_1^{\mathrm{I}}}{\partial x}-\frac{\partial S_1^{\mathrm{II}}}{\partial x}=-\frac{q}{(km)_1}; \\ \frac{\partial S_2^{\mathrm{I}}}{\partial x}=\frac{\partial S_2^{\mathrm{II}}}{\partial x}; \\ S_i^{\mathrm{II}}=S_i^{\mathrm{I}}. \end{gathered}\right\} \tag{V.50}$$

Проводимость $(km)_i$ и пьезопроводность a_i во всех фрагментах каждого пласта одинаковые, но между собой оба пласта по этим параметрам различаются.

Условия на линии литологического «окна» следующие:

$$\left.\begin{gathered} t>0, \quad x=l; \quad S_i^{\mathrm{II}}=S_i^{\mathrm{III}}; \quad S_1^{\mathrm{II}}=S_2^{\mathrm{II}} \\ (km)_1\left(\frac{\partial S_1^{\mathrm{II}}}{\partial x}-\frac{\partial S_1^{\mathrm{III}}}{\partial x}\right)+(km)_2\left(\frac{\partial S_2^{\mathrm{II}}}{\partial x}-\frac{\partial S_2^{\mathrm{III}}}{\partial x}\right)=0. \end{gathered}\right\} \tag{V.51}$$

Решение системы уравнений (V.49) при условиях (V.50) и (V.51) можно записать в следующем виде:

$$
\left.
\begin{aligned}
S_1^{\mathrm{I,II}} &= \frac{q}{(km)_1}\left\{\sqrt{a_1 t}\left[\operatorname{ierfc}\frac{x}{2\sqrt{a_1 t}} - A\operatorname{ierfc}\frac{2l-x}{2\sqrt{a_1 t}}\right]\right\};\\
S_2^{\mathrm{I,II}} &= \frac{q}{(km)_2} A\sqrt{a_2 t}\operatorname{ierfc}\frac{l+\sqrt{\theta}(l-x)}{2\sqrt{a_1 t}};\\
S_1^{\mathrm{III}} &= \frac{q}{(km)_1}(1-A)\sqrt{a_1 t}\operatorname{ierfc}\frac{x}{2\sqrt{a_1 t}};\\
S_2^{\mathrm{III}} &= \frac{q}{(km)_2} A\sqrt{a_2 t}\operatorname{ierfc}\frac{l-\sqrt{\theta}(l-x)}{2\sqrt{a_1 t}},
\end{aligned}
\right\} \qquad (V.52)
$$

где

$$A = \frac{\sqrt{\theta}}{\nu+\sqrt{\theta}};$$

$\theta = \frac{a_1}{a_2}$ — отношение коэффициентов пьезопроводности пластов; $\nu = \frac{(km)_1}{(km)_2}$ — отношение водопроводимостей.

Значения функции $\operatorname{ierfc}(z)$ приведены в приложении II.

Из решения (V.52) видно, что понижения уровня в зонах, примыкающих к водозабору (зоны I и II), складываются из понижений, вызванных работой галереи в бесконечном пласте, и понижений от действия воображаемой, зеркально отображенной относительно линии «окна» галереи с дебитом Aq. Понижения уровня в нижнем слое равны понижениям от действия водозабора, работающего в этом слое и имеющего координату

$$x = l\left(\frac{1}{\sqrt{\theta}}+1\right).$$

При $\theta=1$ расположение этой фиктивной галереи совпадает с зеркальным отображением водозабора относительно «окна». Указанные особенности работы водозабора вблизи одного литологического «окна» могут быть использованы для построения расчетных зависимостей при наличии нескольких полосообразных «окон». Для этого необходимо суммировать понижения уровня от действия реальных и отображенных относительно «окон» водозаборов так же, как при расчетах водозаборов в пластах, ограниченных несколькими границами (например, пластах-полосах).

Формулы (V.52) аналогичны решению задачи о притоке подземных вод к линейному водозабору в однослойном неограниченном пласте, состоящем из двух зон с различными фильтрационными параметрами. Решение для такой схемы [32] отличается от решения (V.52) лишь тем, что коэффициент A определяется несколько иначе (см. главу VI):

$$A = \frac{\sqrt{\theta}-\nu}{\sqrt{\theta}+\nu}. \qquad (V.53)$$

Таким образом, двухслойная толща с литологическим «окном» полосообразной формы математически эквивалентна однослойному пласту с различными по площади фильтрационными показателями. Различие этих двух систем (неоднородного пласта и слоистой толщи с «окном»)

заключается лишь в том, что наличие второй зоны в неоднородном пласте может как улучшать (при $A>0$), так и ухудшать (при $A<0$) условия работы скважины, а влияние литологического «окна» всегда однозначно: оно только уменьшает понижение уровня в зоне расположения водозабора (A всегда больше нуля), т. е. всегда является благоприятным фактором.

Эффект положительного воздействия литологического «окна» на эксплуатируемый водоносный пласт оценивается коэффициентом A.

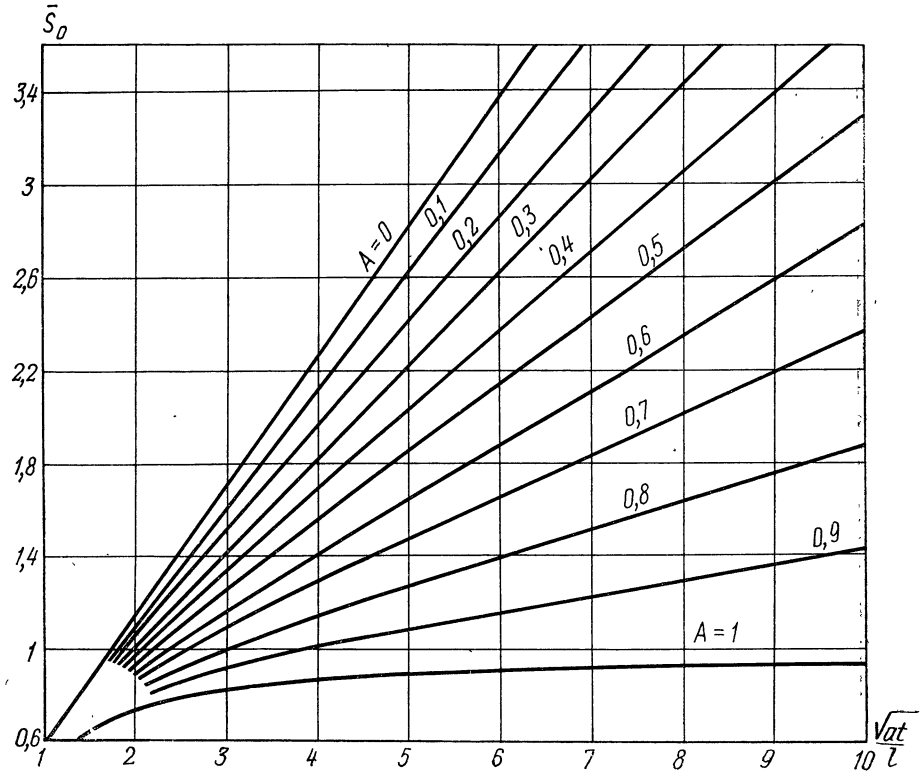


Рис. V.13. Изменение безразмерного понижения уровня на водозаборе, работающем вблизи транзитного «окна»

При малых значениях A «окно» практически не влияет на понижения уровня в основном слое. При значениях A, близких к единице, «окно» можно рассматривать как контур с постоянным напором.

На рис. V.13 приведены графики изменения безразмерного понижения уровня на водозаборе $\bar{S}_0=\frac{S\,(km)_1}{ql}$ при $x=0$ в зависимости от коэффициента A. Как видно из графиков, при наличии литологического «окна» темп сработки уровня в эксплуатируемом водоносном пласте (уклон кривых $\bar{S}_0$) может существенно уменьшаться вплоть до полной стабилизации уровня.

Решение (V.52) неудобно для расчетов понижений уровня в эксплуатируемом водоносном пласте на большой период времени. Поэтому, используя асимптотическое представление функции $\operatorname{ierfc}(z)$ при малых значениях аргумента, запишем выражение для $S_1^{I\ II}$ в следующем виде:

$$S_1^{I,II} = \frac{q}{(km)_1}\left[\sqrt{\frac{a_1 t}{\pi}}(1-A) + Al - \frac{x}{2}(1+A)\right]. \qquad (V.54)$$

Эта формула применима при

$$\frac{a_1 t}{(2l-x)^2} > 3.$$

Расход подземных вод, поступающих через «окно» в эксплуатируемый горизонт, можно определить следующим образом:

$$q_{доп} = (km)_1\left[\left.\frac{\partial S_1^{III}}{\partial x}\right|_{x=l} - \left.\frac{\partial S_1^{II}}{\partial x}\right|_{x=l}\right]. \qquad (V.55)$$

Подставляя в равенство (V.55) функции S_1 и S_2 из соотношений (V.52), получим:

$$q_{доп} = qA\ \mathrm{ierfc}\frac{l}{2\sqrt{a_1 t}}. \qquad (V.56)$$

Таким образом, дополнительное питание через литологические «окна» увеличивается во времени, стремясь к максимальному значению, определяемому соотношением параметров взаимодействующих пластов:

$$q_{макс} = qA = q\frac{\sqrt{\theta}}{\nu+\sqrt{\theta}}. \qquad (V.57)$$

Дополнительное питание через литологические «окна» может полностью компенсировать отбор подземных вод водозаборным сооружением при $\nu \to 0$ или $\theta \to \infty$.

Пример V.4. Водозабор в виде линейного ряда из 20 скважин расположен на расстоянии 500 м от полосообразного литологического «окна». Расстояния между водозаборными скважинами 50 м. Производительность каждой скважины 200 м³/сут. Водоносные пласты, связанные через литологическое «окно», являются напорными. Водопроводимость основного водоносного горизонта, в котором расположены эксплуатационные скважины, $(km)_1 = 2000$ м²/сут. Соседний с ним водоносный пласт имеет водопроводимость $(km)_2 = 500$ м²/сут. Коэффициенты пьезопроводности обоих пластов соответственно равны: $a_1 = 4 \cdot 10^5$ м²/сут, $a_2 = 10^5$ м²/сут. Требуется определить понижение уровня в скважинах водозабора на конец 25-летнего срока его эксплуатации, а также расход подземных вод, перетекающих через «окно».

Расход воды на единицу длины водозаборного ряда равен:

$$q = \frac{200}{50} = 4\text{м}^2/\text{сут}.$$

Находим параметры:

$$\theta = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4\cdot 10^5}{10^5} = 4;\quad \nu = \frac{(km)_1}{(km)_2} = \frac{2000}{500} = 4;$$

$$A = \frac{\sqrt{\theta}}{\nu+\sqrt{\theta}} = 0{,}33.$$

В данном случае

$$\frac{a_1 t}{(2l-x)^2} = \frac{4\cdot 10^5 \cdot 365 \cdot 25}{4\cdot 500^2} \approx 3{,}65\cdot 10^3 \gg 3,$$

поэтому для определения понижений уровня на водозаборе воспользуемся формулой (V.54). Приняв в ней $x=0$, получим:

$$S_1 = \frac{4}{2000}\left[\frac{\sqrt{4\cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 365}}{1{,}77}0{,}67 + 0{,}33\cdot 500\right] = 46\text{ м}.$$

При отсутствии «окна» то же понижение уровня было бы равно:

$$S_1 = \frac{q}{(km)_1}\sqrt{\frac{a_1 t}{\pi}} = 68 \text{ м}.$$

Ввиду незначительной величины поправка на деформацию потока вблизи скважины в расчете не учитывается.

Расход через «окно» по формуле (V.56) будет равен:

$$q_{\text{доп}} = 4 \cdot 0{,}33 \operatorname{erfc} \frac{500}{2\sqrt{4 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 365}} = 1{,}3 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

На всем протяжении водозабора в основной водоносный горизонт будет привлечено:

$$Q_{\text{доп}} = q_{\text{доп}} l = 1{,}3 \cdot 20 \cdot 50 = 1300 \text{ м}^3/\text{сут}$$

при общей производительности водозабора

$$Q = ql = 4 \cdot 20 \cdot 50 = 4000 \text{м}^3/\text{сут}.$$

Скважина у линейного «окна»

Схема, соответствующая этому случаю, изображена на рис. V.14. Разобьем область фильтрации на два фрагмента и выпишем уравнения для каждого слоя в пределах выделенных зон:

$$a_i \left(\frac{\partial^2 S_i^j}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 S_i^j}{\partial y^2} \right) = \frac{\partial S_i^j}{\partial t}. \qquad \text{(V.58)}$$

где a_i — коэффициент пьезопроводности i-го слоя, i — номер слоя, $i=1, 2$; S_i^j — понижение уровня в i-м слое j-го фрагмента; j — номер фрагмента, $j=\text{I, II}$.

На границах выделенных участков должны выполняться следующие условия:

$$t > 0; \quad x = \pm\infty, \quad y = \pm\infty, \quad S_i^j = 0. \qquad \text{(V.59)}$$

Условие на водозаборной скважине, отбирающей постоянный во времени дебит Q, записывается обычным образом:

$$\left.\begin{aligned} &t > 0, \quad x = l, \quad y = r_0 \to 0; \\ &\lim 2\pi (km)_1 r \frac{\partial S_1^{\text{II}}}{\partial r} = -Q, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.60)}$$

где $r^2 = (x-l)^2 + y^2$, r_0 — радиус скважины.

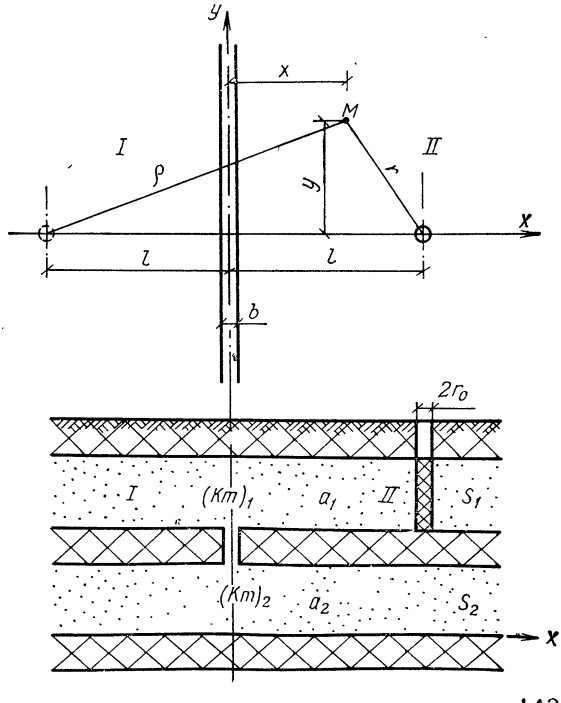


Рис. V 14. Схема к расчету скважины вблизи полосообразного литологического «окна»

Приведенную систему дифференциальных уравнений (V.58) и граничных условий (V.60) необходимо дополнить следующими условиями на линии литологического «окна»:

$$\left.\begin{array}{c} t>0, \quad x=0, \quad S_i^{\mathrm{I}}=S_i^{\mathrm{II}}; \\ (km)_1\left(\dfrac{\partial S_1^{\mathrm{I}}}{\partial x}-\dfrac{\partial S_1^{\mathrm{II}}}{\partial x}\right)=(km)_2\left(\dfrac{\partial S_2^{\mathrm{I}}}{\partial x}-\dfrac{\partial S_2^{\mathrm{II}}}{\partial x}\right). \end{array}\right\} \qquad \text{(V.61)}$$

Результат решения задачи для эксплуатируемого слоя можно записать в следующем виде:

$$S_1^{\mathrm{II}}=\frac{Q}{4\pi (km)_1}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1t}\right)+\frac{1}{\nu+1}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4a_1t}\right)+\Delta\,(\mathrm{Fo},\theta,\nu,\bar{y})\right]; \qquad \text{(V.62)}$$

$$S_1^{\mathrm{I}}=\frac{Q}{4\pi (km)_2(1+\nu)}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1t}\right)+\frac{1+\nu}{\nu}\Delta\,(\mathrm{Fo},\theta,\nu,\bar{y})\right], \qquad \text{(V.63)}$$

где $\rho^2=(x+l)^2+y^2$ — расстояние от расчетной точки до отображения скважины относительно линии «окна»;

$\theta=\dfrac{a_1}{a_2}$ — отношение коэффициентов пьезопроводности; $\nu=\dfrac{(km)_1}{(km)_2}$;

$$\mathrm{Fo}=\frac{a_1t}{(|x|+l)^2}; \quad \bar{y}=\frac{y}{|x|+l}. \qquad \text{(V.64)}$$

Функция Δ впервые получена В. А. Максимовым [18] (см. гл. VI).

При равенстве коэффициентов пьезопроводности ($\theta=1$, $a_1=a_2$) функция Δ (Fo, θ, ν, $\bar{y}$) равна нулю. В этом случае понижения уровня в основном слое определяются так же, как и в линейной задаче, т. е. как результат взаимодействия реальной скважины и отображенной относительно «окна» нагнетательной скважины, имеющей дебит $\dfrac{Q}{\nu+1}$. Следовательно, для нескольких произвольно расположенных «окон» можно применять метод зеркальных отображений.

В общем случае ($\theta\neq1$) в расчетных зависимостях участвует функция Δ. В. А. Максимовым для нее дается лишь приближенное и довольно громоздкое выражение. Было проведено табулирование функции Δ [63] и получены значения ее для широкого диапазона параметров ν, θ, Fo при $\bar{y}=0$ (табл. V.5) и $\bar{y}=1, 2, 5, 10$ (табл. V.6).

Как показали результаты расчета, значение Δ существенно зависит от соотношения параметров пластов слоистой системы (или параметров зон планово-неоднородного пласта для задачи В. А. Максимова). Более наглядно это представлено на рис. V.15, где приведены величины Δ в зависимости от соотношения ν и θ при фиксированных значениях Fo$=5120$ и $\bar{y}=0$, т. е. практически предельные значения Δ_∞ при $t\to\infty$. Из графиков видно, что при постоянном значении θ функция Δ_∞ достигает максимальной величины (по абсолютной величине) при примерном равенстве водопроводимостей пластов ($\nu\approx1$). При этом Δ_∞ изменяется незначительно в зависимости от ν при $\theta<1$ и весьма существенно при $\theta>1$. При постоянном соотношении водопроводимостей пластов значения Δ_∞ растут с уменьшением θ (см. п. 1 гл. VI).

При $\theta<1$ функция Δ положительная, при $\theta>1$ — отрицательная.

Наибольшее влияние на скорость изменения функции Δ_∞ во времени оказывает отношение θ: чем ближе величина θ к единице, тем быстрее Δ_∞ принимает постоянные значения, с увеличением θ время стабилизации растет.

Значения функции Δ при $\bar{y}=0$

Fo	$-\frac{1}{1+\nu}\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right)$	Δ при θ						$-\frac{1}{1+\nu}\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right)$	Δ при θ						$-\frac{1}{1+\nu}\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right)$	Δ при θ					
		10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10	10^{2}	10^{3}		10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10	10^{2}	10^{3}		10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10	10^{2}	10^{3}
		ν=0,01						ν=0,03							ν=0,1						
2,5	1,805	0,076	0,053	0,026	0,020	0,030	0,034	1,770	0,186	0,141	0,073	0,058	0,089	0 100	1,657	0,400	0,340	0,198	0,177	0,274	0,311
5	2,444	0,089	0,062	0,031	0,025	0,040	0,046	2,397	0,219	0,166	0,088	0,074	0,118	0,135	2,244	0,472	0,403	0,238	0,225	0.363	0,419
10	3,105	0,099	0,069	0,035	0,030	0,050	0,058	3,045	0,244	0,186	0,099	0,088	0,146	0,171	2,851	0,527	0,451	0,268	0,268	0,449	0,530
20	3,780	0,105	0,074	0,038	0,034	0,058	0,070	3,707	0,260	0,199	0,106	0,099	0,170	0,205	3,471	0,564	0,483	0,289	0,300	0,524	0,635
40	4,462	0,110	0,078	0,040	0,037	0,065	0,081	4,375	0,273	0,209	0,112	0,108	0,191	0,237	4,097	0 593	0,508	0,305	0,326	0,588	0,734
120	5,550	0,115	0,081	0,042	0,040	0,074	0,096	5,442	0,285	0,218	0,117	0,117	0,218	0,283	5,096	0,620	0,532	0,320	0,355	0,669	0,876
640	7,202	0,119	0,084	0,043	0,043	0,083	0,115	7,062	0,295	0,227	0,122	0,126	0,243	0,337	6,613	0,643	0,552	0,333	0,380	0,746	1,040
1920	8,508	0,120	0,085	0,044	0,044	0,086	0,123	8,343	0,298	0,228	0,123	0,128	0,252	0,360	7,812	0,650	0,558	0,337	0,386	0,773	1,111
5120	9,260	0,121	0,086	0,044	0,045	0,088	0,128	9,080	0,299	0,231	0,125	0,130	0,257	0,374	8,502	0,654	0,561	0,339	0,391	0,788	1,153
		ν=0,3						ν=1							ν=3						
2,5	1,402	0,595	0,547	0,370	0,416	0,677	0,783	0,911	0,572	0,547	0,420	0,721	1,336	1,642	0,455	0,342	0,331	0,269	0,692	1,609	2,258
5	1,899	0,706	0,650	0,443	0,528	0,893	1,053	1,234	0,684	0,655	0,505	0,910	1,749	2,199	0,617	0,411	0,399	0,325	0,867	2,080	2,998
10	2,412	0,793	0,731	0,501	0,627	1,101	1,329	1,568	0,773	0,741	0,573	1,075	2,142	2,763	0,784	0,467	0,453	0,370	1,017	2,517	3,729
20	2,937	0,851	0,785	0,540	0,702	1,281	1,589	1,909	0,833	0,799	0,620	1,197	2,471	3,283	0,954	0,504	0,490	0,401	1,128	2,869	4,380
40	3,467	0,897	0,823	0,571	0,762	1,434	1.833	2,253	0,881	0,845	0,656	1,294	2,746	3,762	1,127	0,534	0,519	0,425	1,214	3,157	4,959
120	4,312	0,940	0,868	0,601	0,827	1,624	2,178	2,803	0,926	0,888	0,692	1,399	3,080	4,420	1,401	0,563	0,547	0,449	1,306	3 495	5,722
640	5,595	0,977	0,903	0,626	0 883	1,804	2,571	3,637	0,965	0,926	0,722	1,490	3,389	5,142	1,819	0,588	0,571	0,469	1,386	3,801	6,510
1920	6,610	0,987	0,913	0,633	0,900	1,865	2,736	4,293	0,976	0,937	0,732	1,517	3,493	5,432	2,148	0,595	0,578	0,475	1,409	3,900	6,808
5120	7,194	0,993	0,919	0,637	0.910	1,900	2,836	4,676	0,983	0,943	0,732	1,532	3,551	5,604	2,338	0,599	0,582	0,478	1,423	3,956	6,981
		ν=10						ν=30							ν=100						
2,5	0,166	0,134	0,131	0,109	0,374	1,117	2,138	0,059	0,049	0,048	0,040	0,154	0,587	1,421	0,018	0,015	0,015	0,012	0,050	0,211	0.636
5	0,224	0,162	0,158	0,132	0,465	1,490	2,792	0,080	0,059	0,058	0,048	0,191	0,741	1,826	0,024	0,018	0,018	0,015	0,062	0,266	0 808
10	0,285	0,184	0,180	0 150	0,543	1,778	3,413	0,101	0,067	0,066	0,055	0,223	0,877	2,198	0,031	0,021	0,021	0,017	0 072	0.313	0,962
20	0,347	0,200	0,195	0,163	0,599	2,001	3,936	0,123	0,073	0,071	0,060	0 246	0,980	2,497	0,038	0,023	0,023	0,019	0,080	0,349	0,083
40	0,410	0,212	0,207	0,173	0,643	2,181	4,382	0,145	0,077	0,076	0,064	0,263	1,062	2,745	0,045	0,024	0,024	0,020	0,085	0,377	1,181
120	0,510	0,223	0 218	0,183	0,689	2,383	4,935	0,181	0,081	0,080	0,067	0,282	1 158	3,039	0,056	0,025	0,025	0,021	0,091	0,408	1,295
640	0,662	0,233	0,228	0,191	0,728	2,563	5 472	0,235	0,085	0,083	0,070	0,298	1,233	3,315	0,072	0,026	0,026	0,022	0,098	0,435	1,399
1920	0,781	0,236	0,231	0,194	0,740	2,620	5,662	0,277	0,086	0,084	0,071	0,302	1,258	3,407	0,085	0,027	0,027	0,022	0,098	0,444	1,434
5120	0,850	0,238	0,232	0,195	0,747	2,652	5,770	0,302	0,087	0,085	0,072	0,305	1,272	3,460	0,093	0,027	0,027	0,022	0,099	0,448	1.453

Значения функции Δ при $\bar{y}=1, 2, 5, 10$

Таблица V.6

Fo	Δ при ν=0,01 и θ				Δ при ν=0,1 и θ				Δ при ν=1 и θ				Δ при ν=10 и θ				Δ при ν=100 и θ			
	10^{-3}	10^{-1}	10	10^{3}	10^{-3}	10^{-1}	10	10^{3}	10^{-3}	10^{-1}	10	10^{3}	10^{-3}	10^{-1}	10	10^{3}	10^{-3}	10^{-1}	10	10^{3}
							$\bar{y}=1$													
2,5	0,074	0,025	0,016	0,023	0,388	0,189	0,142	0,213	0,539	0,391	0,595	1,141	0,124	0,100	0,320	1,600	0,014	0,011	0,043	0,516
5	0,088	0,030	0,022	0,035	0,465	0,232	0,198	0,317	0,665	0,488	0,816	1,689	0,156	0,126	0,428	2,301	0,018	0,014	0,058	0,709
10	0,098	0,035	0,028	0,047	0,524	0,266	0,250	0,430	0,765	0,566	1,017	2,279	0,182	0,148	0,522	3,008	0,020	0,017	0,070	0,891
20	0,105	0,038	0,033	0,059	0,562	0,288	0,290	0,542	0,829	0,616	1,164	2,850	0,198	0,162	0,587	3,625	0,022	0,018	0,078	1,033
40	0,110	0,040	0,036	0,071	0,592	0,304	0,320	0,650	0,878	0,654	1,273	3,390	0,211	0,172	0,636	4,146	0,024	0,019	0,085	1,146
							$\bar{y}=2$													
2,5	0,070	0,022	0,009	0,011	0,357	0,163	0,081	0,101	0,458	0,321	0,359	0,548	0,101	0,079	0,212	0,832	0,011	0,009	0,029	0,313
5	0,085	0,028	0,016	0,020	0,445	0,215	0,141	0,185	0,610	0,440	0,605	1,001	0,140	0,112	0,338	1,493	0,016	0,013	0,046	0,519
10	0,097	0,034	0,023	0,031	0,515	0,257	0,204	0,288	0,737	0,541	0,858	1,551	0,173	0,140	0,461	2,243	0,019	0,016	0,062	0,734
20	0,104	0,037	0,029	0,044	0,588	0,283	0,260	0,400	0,815	0,603	1,066	2,146	0,193	0,158	0,552	2,985	0,023	0,018	0,074	0,919
40	0,110	0,039	0,034	0,056	0,590	0,301	0,300	0,513	0,870	0,647	1,210	2,733	0,207	0,169	0,614	3,630	0,023	0,019	0,082	1,061
120	0,115	0,042	0,040	0,076	0,619	0,319	0,345	0,645	0,922	0,688	1,369	3,655	0,223	0,182	0,679	4,502	0,025	0,021	0,091	1,234
640	0,119	0,043	0,043	0,104	0,643	0,333	0,379	0,943	0,965	0,722	1,485	4,789	0,236	0,191	0,728	5,326	0,026	0,022	0,096	1,381
							$\bar{y}=5$													
2,5	0,055	0,010	0	0	0,239	0,073	0,004	0,004	0,200	0,108	0,021	0,022	0,033	0,021	0,020	0,039	0,004	0,002	0,003	0,024
5	0,073	0,019	0,003	0,003	0,350	0,136	0,025	0,027	0,374	0,239	0,122	0,145	0,073	0,053	0,090	0,245	0,008	0,006	0,013	0,119
10	0,089	0,027	0,007	0,008	0,452	0,202	0,066	0,073	0,560	0,385	0,311	0,399	0,119	0,092	0,204	0,656	0,013	0,010	0,029	0,281
20	0,100	0,033	0,015	0,016	0,524	0,253	0,132	0,151	0,715	0,514	0,595	0,824	0,162	0,129	0,356	1,319	0,018	0,015	0,080	0,513
40	0,107	0,037	0,028	0,027	0,569	0,283	0,204	0,249	0,808	0,591	0,874	1,359	0,188	0,152	0,482	2,100	0,021	0,017	0,066	0,737
120	0,114	0,041	0,034	0,047	0,612	0,313	0,299	0,430	0,903	0,672	1,222	2,327	0,216	0,181	0,628	3,353	0,024	0,020	0,084	1,041
640	0,119	0,043	0,042	0,078	0,643	0,333	0,367	0,716	0,963	0,720	1,453	3,808	0,233	0,191	0,718	4,773	0,026	0,022	0,095	1,307
1920	0,120	0,043	0,043	0,103	0,649	0,336	0,383	0,941	0,974	0,730	1,503	4,836	0,236	0,193	0,737	5,430	0,027	0,022	0,097	1,405
							$\bar{y}=10$													
2,5	0,038	0,002	0	0	0,125	0,011	0	0	0,045	0,004	0,003	0,003	0,004	0	0,003	0,005	0	0	0	0,003
5	0,055	0,007	0	0	0,215	0,044	0,001	0,001	0,126	0,046	0,005	0,006	0,016	0,007	0,003	0,010	0,002	0,001	0	0,004
10	0,073	0,014	0	0,001	0,321	0,097	0,005	0,005	0,263	0,139	0,026	0,029	0,042	0,026	0,023	0,050	0,004	0,003	0,004	0,029
20	0,088	0,023	0,003	0,003	0,426	0,169	0,026	0,027	0,457	0,290	0,127	0,145	0,087	0,063	0,097	0,249	0,010	0,007	0,014	0,126
40	0,100	0,030	0,008	0,009	0,505	0,222	0,076	0,079	0,635	0,439	0,364	0,435	0,136	0,106	0,240	0,735	0,015	0,012	0,034	0,326
120	0,111	0,038	0,021	1,171	0,590	0,283	0,189	0,214	0,836	0,611	0,834	1,164	0,194	0,157	0,476	1,873	0,022	0,018	0,065	0,702
640	0,118	0,043	0,037	2,668	0,639	0,329	0,329	0,485	0,950	0,708	1,332	2,633	0,228	0,187	0,677	3,764	0,026	0,021	0,090	1,141
1920	0,120	0,043	0,042	3,730	0,648	0,335	0,370	0,678	0,969	0,726	1,465	3,643	0,234	0,192	0,724	4,718	0,027	0,022	0,096	1,307
5120	0,121	0,044	0,044	4,679	0,652	0,338	0,384	0,848	0,979	0,728	1,509	4,460	0,237	0,194	0,739	5,274	0,027	0,022	0,098	1,388

Таким образом, в общем случае действие литологического «окна» на понижение уровня в эксплуатируемом водоносном пласте оценивается двумя членами в формуле (V.62). Первый член

$$\left[-\frac{1}{1+\nu}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\,\mathrm{Fo}}\right)\right]$$

представляет собой понижение уровня от действия отображенной относительно «окна» скважины и определяется соотношением водопроводимостей пластов.

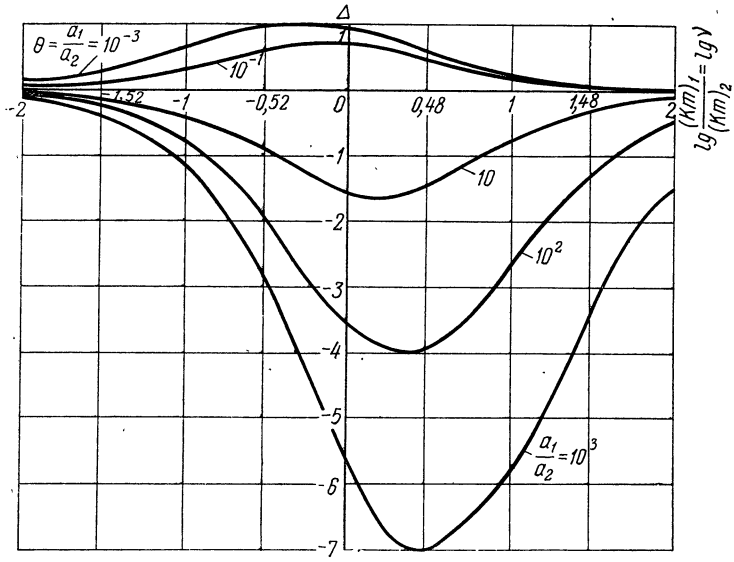


Рис. V.15 График зависимости функции Δ от соотношения параметров пластов

Второй член (функция Δ) учитывает, кроме того, разницу в коэффициентах пьезопроводности этих пластов. Соотношение между указанными поправками, учитывающими влияние «окна», как видно из табл. V.5, может быть различным. При малых значениях коэффициента ν ($\nu<0{,}1$) функция Δ по своей величине не превышает 15—20% понижения, вызванного отображенной скважиной. Однако при $\nu>1\div3$, особенно если $\theta>10$, действие «окна» выражается в основном именно функцией Δ даже при весьма больших значениях параметра Fo.

Пример V.5. Допустим, что водозабор состоит из одной скважины радиусом $r_0=0{,}2$ м и производительностью 5 тыс. м³/сут. Параметры эксплуатируемого водоносного горизонта: $(km)_1=300$ м²/сут; $a_1=2\cdot10^6$ м²/сут. На расстоянии $l=1000$ м от водозабора расположено литологическое «окно» в виде полосы, в пределах которого рассматриваемый слой контактирует с нижележащим водоносным горизонтом с параметрами; $(km)_2=100$ м²/сут, $a_2=2\cdot10^4$ м²/сут. Требуется найти максимальное понижение уровня на водозаборе при его эксплуатации в течение 25 лет.

Расчет проводится по формуле (V.63), в которой $r=r_0$, $x=l$, $y=0$.

Находим значения параметров:

$$\mathrm{Fo}=\frac{a_1 t}{(x+l)^2}=\frac{2\cdot10^6\cdot25\cdot365}{4\cdot10^6}=4560;$$

$$\nu=\frac{(km)_1}{(km)_2}=\frac{300}{100}=3;$$

$$\theta=\frac{a_1}{a_2}=\frac{2\cdot10^6}{2\cdot10^4}=100.$$

По табл. V.5

$$-\frac{1}{1+\nu}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}\right)=2{,}33;$$

$$\Delta=-3{,}95.$$

Первый член в правой части формулы (V.63), характеризующий действие скважины в неограниченном пласте, равен

$$-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r_0^2}{4a_1 t}\right)=\ln\frac{2{,}25a_1 t}{r_0^2}=\ln\frac{2{,}25\cdot 2\cdot 10^6\cdot 25\cdot 365}{0{,}04}=27{,}6.$$

Таким образом, понижение уровня в скважине составит:

$$S=\frac{5000}{12{,}56\,.300}(27{,}6-2{,}3-4)=28{,}3\text{ м}.$$

При отсутствии «окна» понижение уровня на водозаборе составило бы:

$$S=\frac{5000}{12{,}56\cdot 300}27{,}6=36{,}6\text{ м}.$$

График изменения понижения уровня в скважине для рассматриваемого случая приведен на рис. V.16. Из рисунка видно, что литологическое «окно» существенно влияет на кривую понижений уровня во времени. Отмечается период ложной стабилизации уровня, когда довольно продолжительное время (2—3 месяца) уровни подземных вод изменяются мало относительно логарифма времени. Однако затем скорость изменения уровня (на полулогарифмическом графике) возрастает, приближаясь к скорости сработки уровня в неограниченном, полностью изолированном водоносном пласте.

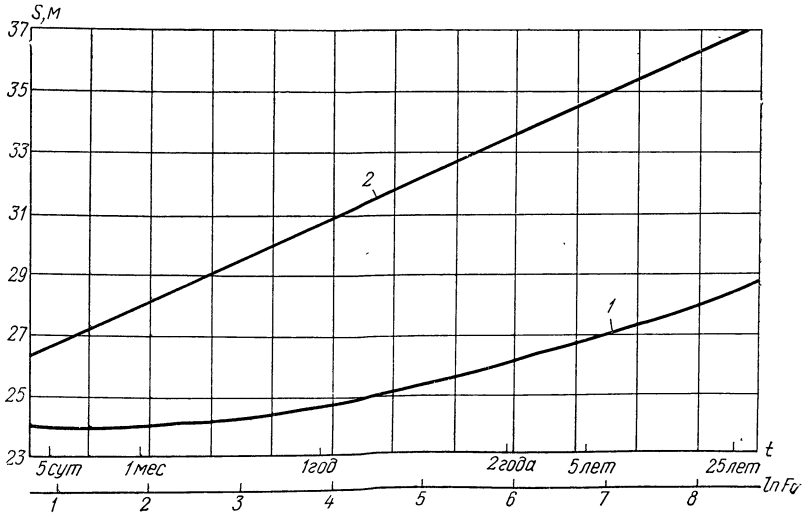


Рис. V.16. График изменения понижения уровня на водозаборе
1 — при наличии литологического «окна»; *2* — без литологического «окна»

Скважина у круглого «окна»

Литологические «окна» округлых очертаний образуются вследствие эрозионной деятельности рек, тектонических процессов, карстовых явлений. Они широко развиты, например, в пределах Московского артезианского бассейна и связывают каменноугольные и девонские водоносные горизонты с водообильными четвертичными отложениями, благодаря чему создаются благоприятные условия для работы мощных водозаборов Москвы и Московской области [83].

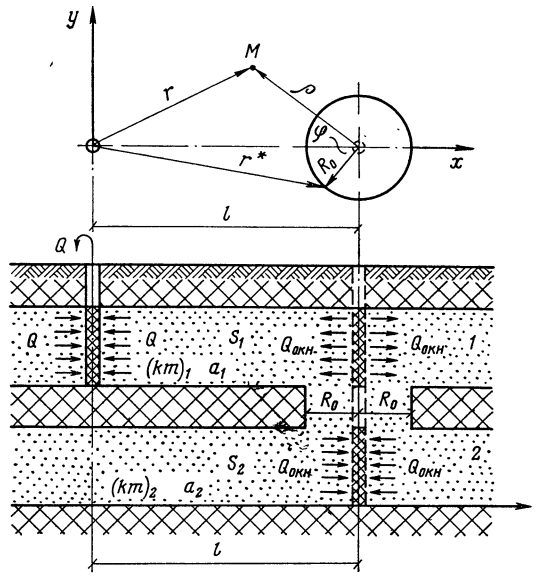


Рис. V.17. Схема к расчету скважин вблизи круглого литологического «окна»

Рассмотрим схему расположения скважины с дебитом $Q=\text{const}$ вблизи круглого «окна» радиусом R_0 на расстоянии l от его центра (рис. V.17). Поместим в центр «окна» фиктивную скважину, откачивающую дебит $Q_{окн}$ из второго горизонта и заканчивающую тот же дебит $Q_{окн}$ в первый горизонт, в котором расположен водозабор [62].

Дебит $Q_{окн}$, в общем случае переменный во времени, подлежит определению в процессе решения задачи.

В этом случае формулы для понижений уровня представляются в следующем виде:

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= -\frac{Q}{4\pi (km)_1}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1 t}\right) - \frac{1}{4\pi (km)_1}\int_0^t Q_{окн}(t-\tau)\,\frac{e^{-\frac{\rho^2}{4a_1\tau}}}{\tau}\,d\tau; \\ S_2 &= \frac{1}{4\pi (km)_2}\int_0^t Q_{окн}(t-\tau)\,\frac{e^{-\frac{\rho^2}{4a_2\tau}}}{\tau}\,d\tau, \end{aligned}\right\} \qquad (V.65)$$

где S_1 и S_2 — понижения уровня соответственно в 1 и 2 слоях; a_1 и a_2 — коэффициенты пьезопроводности этих слоев; ρ_2 — расстояние от центра «окна» до исследуемой точки: $\rho^2=(x-l)^2+y^2$.

В формулах (V.65) первым членом в правой части выражения для S_1 учитывается работа реальной скважины, а вторым — действие фиктивной скважины, моделирующей «окно».

Приближенное выражение для $Q_{окн}$ имеет вид [82]:

$$Q_{окн} = Q_{доп} = Q\,\frac{1}{1+\nu}\,\frac{\ln\dfrac{2{,}25a_1 t}{l^2}}{\ln\dfrac{2{,}25a_1 t}{R_0^2} - \dfrac{\nu}{1+\nu}\ln\theta}, \qquad (V.66)$$

где $\nu = \frac{(km)_1}{(km)_2}$, $\theta = \frac{a_1}{a_2}$.

Как показало сравнение результатов приближенных расчетов по формуле (V.66) с точными расчетами величины $Q_{окн}$, погрешность в определении величины $Q_{окн}$ по соотношению (V.66) не превышает 10% при

$$\mathrm{Fo} = \frac{a_1 t}{l^2} \geqslant 200 \qquad (V.67)$$

и соотношениях параметров, изменяющихся в довольно широких пределах:

$$\nu = 10^{-2} \div 10; \quad \theta = 10^{-4} \div 10^4; \quad \frac{R_0}{l} = 10^{-3} \div 10^{-1}.$$

Максимальный расход, привлекаемый через литологическое «окно» при длительной откачке, равен:

$$Q_{макс} = Q \frac{1}{1+\nu}. \qquad (V.68)$$

Следует, однако, отметить, что время, в течение которого расход через «окно» приближается к своему максимальному значению, в данной схеме может быть весьма большим, вполне соизмеримым или даже более значительным, чем расчетные сроки эксплуатации водозабора.

Подставляя выражение для функции $Q_{окн}$ в соотношения (V.65), получим приближенное решение задачи:

$$S_1 = \frac{Q}{4\pi (km)_1}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1 t}\right) + \frac{Q_{окн}}{Q}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4a_1 t}\right)\right];$$

$$S_2 = -\frac{Q_{окн}}{4\pi (km)_2}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4a_2 t}\right). \qquad (V.69)$$

Как показали контрольные расчеты, погрешность результатов расчета по формулам (V.69) не превышает 10% при $\mathrm{Fo} > 10$.

Из формул (V.69) видно, что понижение уровня при откачке вблизи круглого «окна» складывается из понижения от реально действующей скважины при условии, если она работает в неограниченном водоносном пласте (первый член в правой части), и понижения от фиктивной нагнетательной скважины в центре литологического «окна» с дебитом, постоянным в течение расчетного периода t (второй член). Однако величина этого дебита зависит от продолжительности рассматриваемого временного интервала.

Стационарный режим фильтрации, как следует из (V.69), может наступить лишь при $(km)_2 = \infty$, т. е. при постоянном уровне в пределах литологического «окна». В этом случае понижение уровня в эксплуатируемом пласте будет равно:

$$S_1 = \frac{Q}{2\pi (km)_1} \ln \frac{\rho l}{r R_0}. \qquad (V.70)$$

Глава VI

ВОДОЗАБОРЫ В НЕОДНОРОДНЫХ, ПОЛУЗАКРЫТЫХ И ЗАКРЫТЫХ ПЛАСТАХ

Водозаборные сооружения могут оказывать воздействие на весьма большие площади, поэтому при проектировании и расчете водозаборных сооружений необходимо учитывать различие фильтрационных свойств на отдельных участках водоносного пласта, а также влияние естественных границ пласта на работу проектируемого сооружения. Границами пласта могут быть крупные реки, ограничивающие область фильтрации подземных вод к водозабору, области выклинивания или резкого фациального замещения водоносных отложений, выходы водоносного пласта на поверхность и т. д. Для условий формирования эксплуатационных запасов подземных вод очень важно, насколько полно оконтуривается рассматриваемый пласт непроницаемыми или слабопроницаемыми границами. В связи с этим целесообразно выделить:

1) полузакрытые пласты, т. е. частично ограниченные водоносные структуры (полуограниченный пласт, пласт-полоса и т. д.);

2) закрытые пласты, т. е. замкнутые со всех сторон бассейны подземных вод.

1. РАСЧЕТЫ ВОДОЗАБОРОВ В НЕОДНОРОДНЫХ В ПЛАНЕ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТАХ

Здесь приводятся некоторые аналитические решения задач о фильтрации подземных вод к водозаборам в пластах при скачкообразном изменении гидрогеологических параметров в плане. Рассматриваются водоносные пласты, состоящие из двух зон с различными фильтрационными свойствами. На основе строгих аналитических решений можно дать некоторые практические рекомендации для приближенной оценки производительности водозаборных сооружений в условиях сложной неоднородности водоносных пластов.

Скважина в пласте, разделенном прямолинейной границей на две зоны с различными фильтрационными свойствами

В пласте, имеющем в плане бесконечные размеры, выделены две зоны с различными значениями водопроводимости и пьезопроводности с прямолинейной границей раздела между ними (рис. VI.1).

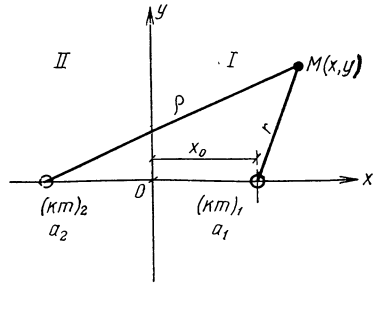


Рис. VI.1. Схема к расчету скважины в неоднородном в плане пласте с прямолинейной границей раздела

Скважина расположена на расстоянии x_0 от границы раздела и работает с постоянным дебитом Q. В I зоне ($x>0$), где расположена скважина, водопроводимость $(km)_1$, коэффициент пьезопроводности a_1, во II зоне ($x<0$) водопроводимость $(km)_2$ и коэффициент пьезопроводности a_2.

Рассматриваемая задача о фильтрации подземных вод к скважине в неоднородном пласте решается на основе системы дифференциальных уравнений в частных производных:

$$\frac{\partial^2 S_i}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 S_i}{\partial y^2}=\frac{1}{a_i}\frac{\partial S_i}{\partial t}\quad (i=1,2). \tag{VI.1}$$

Начальные и граничные условия формулируются так:

$$\left.\begin{array}{l}\text{при } t=0,\ S_i=0\\ \text{при } x,\ y\to\infty,\ S_i<M=\text{const}\\ \text{на скважине}\\ \qquad \lim\limits_{r\to 0} r\dfrac{\partial S_1}{\partial r}=-\dfrac{Q}{2\pi (km)_1};\\ \text{на границе раздела при } x=0\\ \qquad S_1=S_2;\ (km)_1\dfrac{\partial S_1}{\partial x}=(km)_2\dfrac{\partial S_2}{\partial x},\\ \text{где}\\ \qquad r=\sqrt{(x-x_0)^2+y^2}\end{array}\right\} \tag{VI.2}$$

Из решения уравнений (VI.1) при условиях (VI.2) получаются следующие формулы для определения понижения уровня [18, 73]:

$$\left.\begin{aligned} S_1&=\frac{Q}{4\pi (km)_1}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1t}\right)-\frac{\nu-1}{\nu+1}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4a_1t}\right)+\Delta\right];\\ S_2&=\frac{Q}{4\pi (km)_{\text{ср}}}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1t}\right)+\Delta\right],\end{aligned}\right\} \tag{VI.3}$$

где

$$\rho=\sqrt{(x+x_0)^2+y^2};$$

$$\nu=\frac{(km)_1}{(km)_2};$$

$$km_{\text{ср}}=\frac{(km)_1+(km)_2}{2}.$$

Численные значения функции Δ в формулах (VI.3) представлены в табл. V.5 и V.6.

При небольших периодах работы скважины $\left(\mathrm{Fo}=\dfrac{a_1t}{(x+x_0)^2}<1\right)$

$$\Delta\approx-\frac{2\nu}{\nu+1}\frac{1-\sqrt{\theta}}{\nu+\sqrt{\theta}}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4a_1t}\right),\quad \theta=\frac{a_1}{a_2}. \tag{VI.4}$$

При больших периодах (Fo$>$100) функция $\Delta=\Delta_\infty$ в зависимости от соотношений между ν и θ выражается следующим образом:

$$\left.\begin{aligned}
&\Delta_\infty=\frac{2\nu}{\nu^2-1}\left[\ln\theta-\frac{4\nu\sqrt{\theta-1}}{\sqrt{\nu^2-1}}\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{(\nu-\sqrt{\theta})(\sqrt{\theta}-1)}{(\nu+\sqrt{\theta})(\sqrt{\theta}+1)}}\right]\\
&\qquad(\nu^2>\theta>1);\\
&\Delta_\infty=\frac{2\nu}{\nu^2-1}\left[\ln\theta+\frac{4\nu\sqrt{1-\theta}}{\sqrt{\theta-\nu^2}}\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{(\sqrt{\theta}-\nu)(1-\sqrt{\theta})}{(\sqrt{\theta}+\nu)(1+\sqrt{\theta})}}\right]\\
&\qquad(\nu^2<\theta<1);\\
&\Delta_\infty=\frac{2\nu}{\nu^2-1}\left[\ln\theta-\frac{2\nu\sqrt{1-\theta}}{\sqrt{\nu^2-\theta}}\ln\frac{\nu+\theta-\sqrt{(\nu^2-\theta)(1-\theta)}}{\sqrt{\theta}(\nu+1)}\right]\\
&\qquad(\nu^2>\theta<1);\\
&\Delta_\infty=\frac{2\nu}{\nu^2-1}\left[\ln\theta+\frac{2\nu\sqrt{\theta-1}}{\sqrt{\theta-\nu^2}}\ln\frac{\nu+\theta-\sqrt{(\theta-\nu^2)(\theta-1)}}{\sqrt{\theta}(\nu+1)}\right]\\
&\qquad(\nu^2<\theta>1);\\
&\Delta_\infty=4\nu\frac{1-\nu+\ln\nu}{\nu^2-1}\quad(\nu^2=\theta).
\end{aligned}\right\}\qquad(\text{VI.5})$$

Из выражений (VI.5) видно, что при $a_1=a_2$, т. е. $\theta=1$, $\Delta_\infty=0$; при $\theta<1$, $\Delta_\infty>0$; при $\theta>1$ $\Delta_\infty<0$.

При одинаковых пьезопроводностях $a_1=a_2=a$ (т. е. $\theta=1$) выражения (VI.3) запишутся так

$$S_1=\frac{Q}{4\pi(km)_1}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right)-\frac{\nu-1}{\nu+1}\operatorname{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)\right].\qquad(\text{VI.6})$$

При одинаковых водопроводимостях $(km)_1=(km)_2=km$ (т. е. $\nu=1$) получаем формулу для понижения уровня при работе скважины в однородном бесконечном пласте:

$$S_1=-\frac{Q}{4\pi km}\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right).\qquad(\text{VI.7})$$

При $\nu=0$, т. е. при $(km)_2=\infty$, граница раздела будет являться контуром питания, и тогда понижение уровня составит:

$$S_1=\frac{Q}{4\pi(km)_1}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+\operatorname{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)\right].\qquad(\text{VI.8})$$

При $\nu=\infty$, т. е. при $(km)_2=0$, граница раздела представляет собой непроницаемый контур; при этом

$$S_1=\frac{Q}{4\pi(km)_1}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right)-\operatorname{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)\right].\qquad(\text{VI.9})$$

Если водопроводимости в обеих зонах равны, а различны лишь коэффициенты пьезопроводимости ($\nu=1$, $\theta\neq1$), то

$$\Delta_\infty=1+\frac{\theta\ln\theta}{1-\theta};\qquad(\text{VI.10})$$

$$S_1=\frac{Q}{4\pi km}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a_1t}\right)+1+\frac{\theta\ln\theta}{1-\theta}\right].\qquad(\text{VI.11})$$

Этот случай характерен также для краевых частей артезианских бассейнов, когда напорные водоносные горизонты сменяются безнапорными. Неоднородность здесь обусловливается главным образом различиями в водоотдаче пласта: гравитационная водоотдача в безнапорной

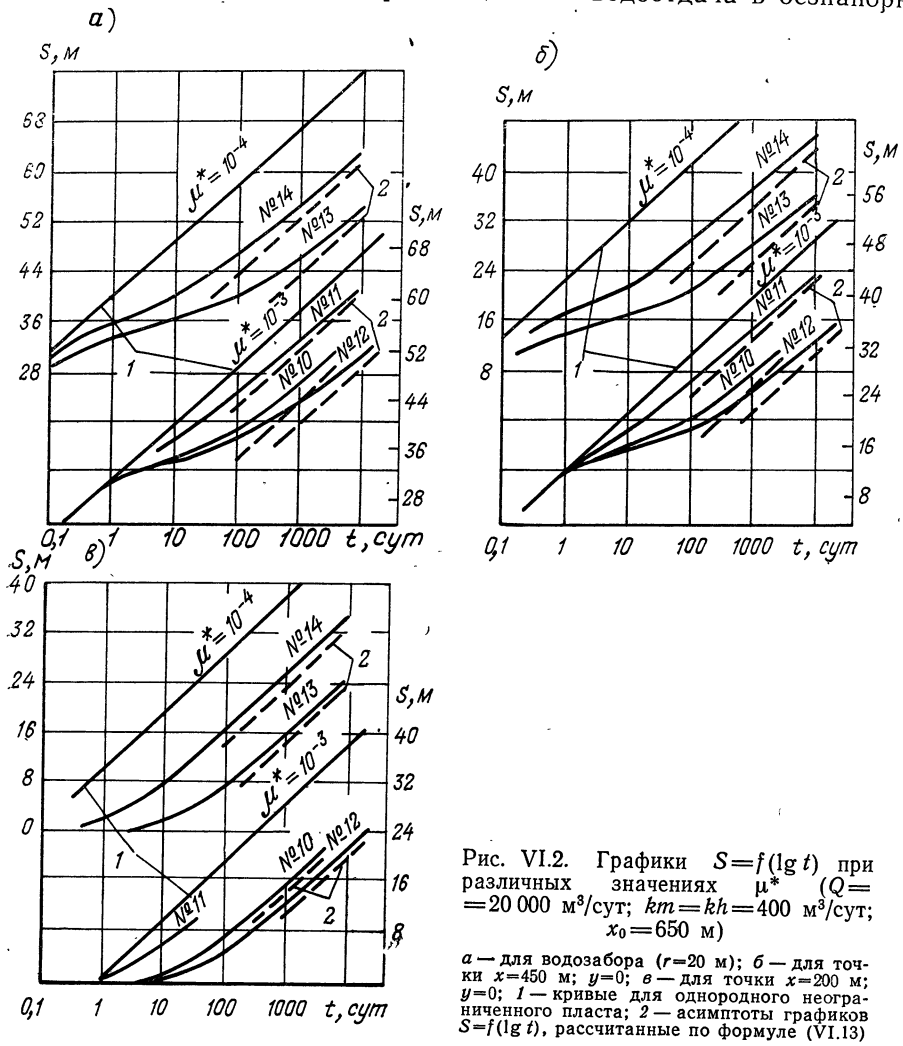


Рис. VI.2. Графики $S=f(\lg t)$ при различных значениях μ^* ($Q=20\,000$ м³/сут; $km=kh=400$ м³/сут; $x_0=650$ м)

а — для водозабора ($r=20$ м); *б* — для точки $x=450$ м; $y=0$; *в* — для точки $x=200$ м; $y=0$; *1* — кривые для однородного неограниченного пласта; *2* — асимптоты графиков $S=f(\lg t)$, рассчитанные по формуле (VI.13)

№ варианта	10	11	12	13	14
μ^*	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-4}
$\theta=\frac{\mu}{\mu^*}$	100	10	250	1000	100

зоне в десятки и сотни раз больше упругой водоотдачи напорной зоны. При этом наблюдениями установлено, что безнапорная зона оказывает существенное влияние на работу водозаборов и опытных скважин, находящихся в напорной части пласта.

На основании расчетов по формуле (VI.11), а также по результатам моделирования той же задачи, проведенного Б. М. Зильберштейном [73], при формировании воронки депрессии под влиянием водозабора в неоднородном пласте ($\theta\neq1$, $\nu=1$) оказалось возможным выделить три этапа. Начальный участок графиков (рис. VI.2) прямолинейный, он соот-

ветствует первому периоду работы водозабора, когда не сказывается влияние границы раздела. В последующем темп снижения уровня замедляется, графики выположиваются и режим снижения в этот период, совпадающий с периодом наибольшей деформации линий тока, можно назвать квазистационарным. Наконец, третий участок графиков, связанный со вторым постепенным переходом, вновь становится прямолинейным, причем крутизна его приближается к крутизне первого участка.

При изменении соотношения коэффициентов водоотдачи θ графики в каждой точке пласта отличаются один от другого лишь амплитудами расхождения их асимптот. В этом случае время формирования вторых и третьих участков графиков для разных вариантов в общем почти одно и то же.

При изменении упругой водоотдачи напорной зоны, но при одинаковой величине θ (варианты 10 и 14) графики по одним и тем же точкам имеют идентичную форму, но сдви-

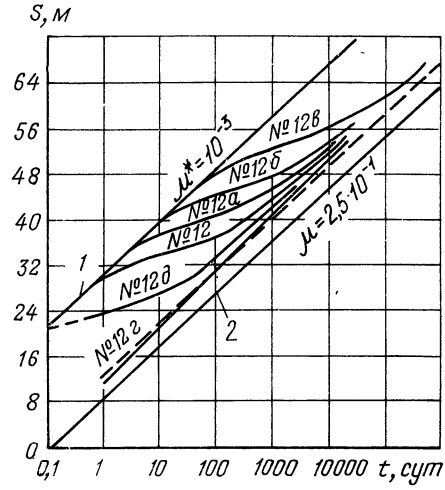


Рис. VI.3. Графики $S=f(\lg t)$ для водозабора ($r=20$ м) при изменении расстояния от него до границы раздела x_0

1 — однородный напорный пласт $\mu^*=10^{-3}$; *2* — однородный безнапорный пласт $\mu=2{,}5\cdot10^{-1}$

№ варианта	12	12а	12б	12г	12д
x_0	650	1300	2600	6500	150

нуты один относительно другого по оси абсцисс (т. е. по времени). Смещение по времени составляет один порядок (при различии упругой водоотдачи также на один порядок).

При различных расстояниях от водозабора до границы раздела кривые изменения уровня находятся между прямолинейными графиками, характеризующими снижение уровня в однородных неограниченных пластах: верхний — с параметрами напорной зоны, нижний — с параметрами безнапорной зоны (рис. VI.3). Эти кривые при увеличении времени проявляют тенденцию к выходу на общую для всех них прямую, параллельную графикам снижения уровня в однородных напорном и безнапорном пластах и расположенную между ними. Таким образом, положение асимптоты графиков снижения уровня при прочих равных условиях не зависит от расстояния от водозабора до границы раздела. Эта асимптота, выделенная на рис. VI.3 пунктирной линией, соответствует однородному пласту, водопроводимость которого такая же, как и у исследуемого, а водоотдача его является некоторой средней величиной коэффициентов водоотдачи обеих зон рассматриваемого неоднородного пласта.

Результаты аналитических расчетов и данные моделирования, как уже отмечалось, показывают, что с течением времени темп и абсолютные значения снижения уровня в рассматриваемой схеме неоднородного пласта ($\theta\neq1$, $\nu=1$) становятся такими же, как в однородном пласте с некоторой средней пьезопроводностью:

$$a_{ср}=2{,}72a_1\theta^{\frac{\theta}{1-\theta}}, \qquad \text{(VI.12)}$$

где a_1 — пьезопроводность напорной зоны;

$$\theta = \frac{a_1}{a_2}.$$

В соответствии с этим понижение уровня в обеих зонах может быть определено по формуле

$$S = \frac{Q}{4\pi km} \ln \frac{2{,}25 a_{ср} t}{r^2}. \qquad (VI.13)$$

Эту формулу можно широко использовать для практических расчетов при оценке работы скважин на длительные периоды.

Во всех рассмотренных случаях решения для одной скважины можно применять при расчете системы взаимодействующих скважин. Тогда

$$S_{сум} = \sum_{i=1}^{n} S_i, \qquad (VI.14)$$

где $S_{сум}$ — суммарное понижение уровня в любой точке пласта под влиянием откачки из всех скважин; S_i — понижение, обусловленное действием i-й скважины ($i=1, 2, ..., n$); n — общее число скважин.

Радиальный приток подземных вод к скважине в бесконечном неоднородном в плане пласте

В пласте бесконечно большой протяженности работает скважина с постоянным дебитом Q. Вокруг скважины имеется зона I радиусом R (рис. VI.4), внутри которой пласт имеет водопроводимость $(km)_1$ и коэффициент пьезопроводности a_1. Во всем остальном пласте (в зоне II) водопроводимость $(km)_2$, а коэффициент пьезопроводности a_2.

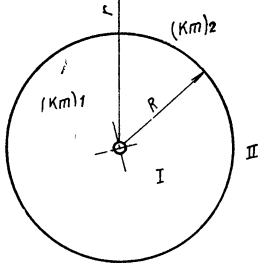


Рис. VI.4. Схема кругового неоднородного пласта

Рассматриваемая задача может быть решена на основе следующей системы дифференциальных уравнений:

$$\frac{\partial^2 S_i}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial S_i}{\partial r} = \frac{1}{a_i}\frac{\partial S_i}{\partial t}. \qquad (VI.15)$$

Начальные и граничные условия такие: при $t=0$, $S_i=0$ $(i=1, 2)$; при $r\to\infty$, $S_2\to 0$. На скважине

$$\frac{\partial S_1}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi (km)_1 r_0}, \qquad (VI.16)$$

где r_0 — радиус скважины.

На границе раздела при $r=R$

$$S_1 = S_2; \quad (km)_1 \frac{\partial S_1}{\partial r} = (km)_2 \frac{\partial S_2}{\partial r}. \qquad (VI.17)$$

При указанных условиях решение поставленной задачи, действительное для больших периодов $(a_2 t/R^2 > 1)$ работы водозабора, представляется в таком виде [138]:

$$S_1 = \frac{Q}{4\pi (km)_1}\left(2 \ln \frac{R}{r} + \nu \ln \frac{2{,}25 a_2 t}{R^2}\right); \qquad (VI.18)$$

$$S_2 = \frac{Q}{4\pi (km)_2} \ln \frac{2{,}25 a_2 t}{r^2}. \qquad (VI.19)$$

где

$$v = \frac{(km)_1}{(km)_2}.$$

Из выражений (VI.18) и (VI.19) видно, что с течением времени определяющую роль в динамике снижения уровня в обеих зонах будут играть параметры внешней области II водоносного горизонта. Это объясняется тем, что зона I имеет конечные размеры, а зона II является бесконечной.

Практические приемы расчета водозаборов в неоднородных пластах

Реальные водоносные горизонты обычно имеют значительно более сложное строение, чем в рассмотренных типовых схемах неоднородного пласта. В пределах области влияния водозаборного сооружения нередко можно выделить три-четыре зоны с существенно различными фильтрационными показателями, главным образом с разной водопроводимостью пластов, которая подвержена гораздо бо́льшим изменениям, чем коэффициент пьезопроводности.

Для приближенной оценки производительности водозаборных сооружений в таких условиях можно использовать ряд практических приемов, вытекающих из приведенных выше решений для простейших неоднородных в плане водоносных пластов. Рассмотрим некоторые из этих приемов, принимая сначала во всей области фильтрации постоянный коэффициент пьезопроводности и учитывая, таким образом, неоднородность пласта только по проницаемости или водопроводимости. Очевидно, при этом отпадает необходимость в определении поправки Δ в формулах (VI.3), которая во всех зонах пласта в этом случае будет равна нулю.

Отметим, прежде всего, некоторые обобщения приведенных выше решений.

Понижение уровня в области, прилегающей к водозабору, когда водоносный пласт состоит из двух зон с прямолинейной границей раздела, как видно из формул (VI.3), выражается двумя слагаемыми. Первое из них характеризует понижение уровня в однородном пласте, имеющем водопроводимость всюду такую же, как в зоне расположения скважины; второе — представляет собой дополнительное понижение уровня в результате работы некоторой фиктивной скважины, расположенной в точке зеркального отображения реальной скважины относительно границы раздела и имеющей дебит

$$Q_\Phi = \frac{(km)_1 - (km)_2}{(km)_1 + (km)_2} Q, \qquad \text{(VI.20)}$$

где $(km)_1$ — водопроводимость в зоне расположения скважины.

Этот вывод можно использовать для построения расчетных зависимостей при некоторых более сложных схемах строения неоднородного пласта, в частности, когда границы зон с различной водопроводимостью схематично можно представить в виде нескольких параллельных линий. Расчет проводится так же, как при оценке производительности водозаборов в пластах-полосах, пластах-квадрантах и т. д. с использованием метода зеркальных отображений [25, 26]. Проиллюстрируем применение этого метода на примере трех зон с двумя границами раздела между ними.

Реальная скважина отображается относительно одной из линий раздела. Полученная, таким образом, некоторая фиктивная скважина

должна иметь дебит, определяемый по соотношению (VI.20). Затем эта скважина отображается относительно другой границы раздела, и получаем новую скважину с дебитом:

$$Q_{\Phi} = \frac{(km)_1 - (km)_2}{(km)_1 + (km)_2} \frac{(km)_2 - (km)_3}{(km)_2 + (km)_3} Q, \qquad \text{(VI.21)}$$

где $(km)_2$, $(km)_3$ — водопроводимости пласта в соседних зонах.

Новая фиктивная скважина затем отображается относительно первой границы, и процесс повторяется. Затем реальная скважина должна быть отображена относительно второй линии раздела, и снова повторяются те же операции.

Для определения понижения уровня в зоне расположения скважины складывают понижения уровня от всех полученных таким образом скважин (реальной и отображенных). Строго говоря, число таких слагаемых равно бесконечности. Учитывая, что с каждым последующим отображением увеличивается удаление фиктивных скважин от водозабора и, кроме того, уменьшается их дебит, для практических расчетов обычно достаточно одного-двух отображений. Указанный прием зеркальных отображений можно применять при наличии трех-четырех параллельных линий, разделяющих зоны с различной водопроводимостью пласта.

Рассмотрим теперь решение (VI.3) для случая, когда скважина расположена на линии раздела, т. е. $x_0=0$. Понижения уровня подземных вод в обеих зонах составляют:

$$S_{1,2} = -\frac{Q}{2\pi km_{\text{ср}}} \operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right), \qquad \text{(VI.22)}$$

где

$$km_{\text{ср}} = \frac{(km)_1 + (km)_2}{2}. \qquad \text{(VI.23)}$$

Интересно отметить, что, несмотря на различие проводимостей пласта в зонах I и II, понижения уровней в этих зонах одинаковы, а воронка депрессии, образующаяся при откачке, радиально симметрична относительно скважины. При этом расходы подземных вод, притекающих к скважине из различных зон, пропорциональны их водопроводимости, т. е.:

$$Q_1 = \frac{(km)_1}{(km)_1 + (km)_2} Q; \qquad \text{(VI.24)}$$

$$Q_2 = \frac{(km)_2}{(km)_1 + (km)_2} Q. \qquad \text{(VI.25)}$$

Обобщая этот вывод на случай большого числа зон с различными значениями водопроводимости, когда линии раздела являются радиусами, исходящими из скважины (линиями тока), получим, что понижения уровня во всей области фильтрации также определяются формулой (VI.22), в которой величина $(km)_{\text{ср}}$ будет равна:

$$km_{\text{ср}} = \frac{(km)_1 \varphi_1 + (km)_2 \varphi_2 + \cdots + (km)_n \varphi_n}{2\pi}. \qquad \text{(VI.26)}$$

где φ_1, φ_2, ..., φ_n — углы между линиями, ограничивающими отдельные зоны пласта.

Из (VI.26) видно, что в этом случае величина $km_{\text{ср}}$ является средневзвешенной по площади.

Рассмотрим теперь более общий случай, когда водоносный горизонт состоит из большого количества зон с различной водопроводимостью и сложной и неправильной конфигурацией.

Как видно из решения для скважины в пласте, состоящем из двух зон различной водопроводимости с прямолинейной границей раздела, понижения уровня в районе расположения водозабора, в первую очередь, определяются первым членом в формуле (VI.3), характеризующим работу скважины в однородном пласте. Поправка, учитывающая иные фильтрационные свойства пласта в удалении от водозабора, обычно незначительная, поэтому часто в расчетах ею можно пренебречь. Если водопроводимость в соседних зонах примерно равна или больше водопроводимости пласта в районе расположения скважины, то понижения уровня на водозаборе будут определены с некоторым завышением.

В других случаях при вычислении понижения уровня в скважинах водозабора указанную поправку можно установить приближенно. Вполне допустимым, по-видимому, является осреднение водопроводимости в соседних, удаленных от водозабора зонах пласта. Например, неограниченный водоносный горизонт, состоящий из большого количества зон с различной водопроводимостью, можно привести к пласту, состоящему из двух областей: первая, в которой расположен водозабор и где сохраняется присущее этой области значение водопроводимости, и вторая — соседняя зона со средним значением водопроводимости. При этом осреднение следует проводить с учетом размеров зон с той или иной водопроводимостью, т. е.:

$$km_{\text{ср}} = \frac{(km)_1 F_1 + (km)_2 F_2 + \cdots + (km)_n F_n}{F_1 + F_2 + \cdots + F_n}, \qquad \text{(VI.27)}$$

где $(km)_1$, $(km)_2$, ... — водопроводимость пласта в различных зонах; F_1, F_2, ... — площадь этих зон.

Кроме того, общая площадь, в пределах которой должно проводиться осреднение водопроводимости, ограничивается радиусом влияния водозаборного сооружения. Этот радиус определяется в соответствии с рекомендациями, приведенными в гл. IV.

Дальнейший расчет водозаборного сооружения проводится в зависимости от строения водоносного пласта по формуле (VI.3) или (VI.18). Из решения (VI.3) видно, что понижение уровня в удалении от водозабора в зонах, отличающихся по проницаемости от пород в зоне расположения водозабора, обусловливается средней величиной водопроводимости всего водоносного пласта. Таким образом, для приближенной оценки производительности водозаборных сооружений в неоднородных пластах можно руководствоваться следующими положениями:

а) понижение уровня в скважинах водозабора определяется исходя из водопроводимости пласта в зоне расположения скважины. Поправку, учитывающую иную водопроводимость пород в удалении, можно оценить, осреднив водопроводимость во всей остальной области;

б) срезка уровня от действия водозабора в удаленных от него точках пласта оценивается путем осреднения водопроводимости во всей области фильтрации.

Указанное относится к случаю, когда на всей площади пласта в радиусе влияния водозабора коэффициент пьезопроводности одинаковый. Если это условие не выполняется, то необходимо определить поправку Δ. Наиболее просто и с некоторым запасом в расчетах (т. е. с завышением понижения уровня) при $a_1 > a_2$ (a_1 — коэффициент пьезопроводности в зоне расположения водозабора) можно принять $\Delta = 0$, а при

$a_1 < a_2$ значение Δ следует найти по формуле (VI.10) для однородного по проницаемости пласта ($\nu = 1$). В гл. V указано, что в этом случае поправка имеет максимальную величину.

2. ВЛИЯНИЕ ОСУШЕНИЯ ПЛАСТА В КРАЕВОЙ ЕГО ЧАСТИ НА ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬ ВОДОЗАБОРА

Схема водозабора в пласте с осушением его в краевой части представлена на рис. VI.5. Вся область фильтрации в этом случае может быть разделена на две зоны. В первой зоне, где водоносный пласт выходит на поверхность или перекрывается хорошо водопроницаемыми породами, подземные воды связаны с атмосферой и являются безнапорными. При понижении уровня здесь происходит осушение пласта и изъятие некоторой части статических запасов.

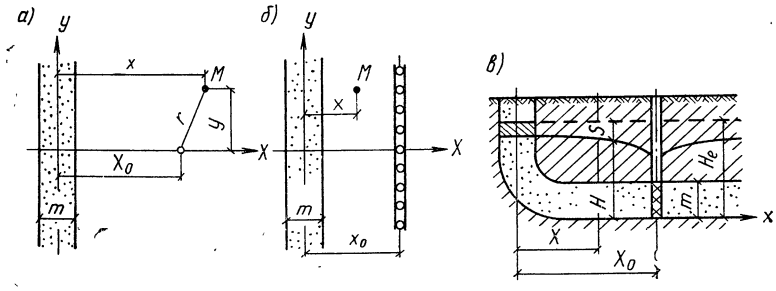


Рис. VI.5. Схемы к расчету скважин с учетом частичного осушения пласта в области выхода его на поверхность

а и *б* — план (для скважины и линейной системы скважин); *в* — разрез

Во второй зоне, охватывающей остальную, бóльшую часть пласта, как правило, сохраняются напорные условия. При отсутствии перетекания из соседних слоев производительность водозаборных сооружений здесь обеспечивается за счет высвобождения упругих запасов, обусловленных расширением воды и сжатием пласта вследствие понижения напора при откачке.

В таких условиях в каждый момент времени справедливо следующее балансовое соотношение:

$$\int_0^t Q dt = V_{01} + V_{02}, \tag{VI.28}$$

где Q — расход водозабора; t — длительность откачки; V_{01} и V_{02} — объем воды, получаемой соответственно из безнапорной зоны в результате ее осушения (статические запасы) и напорной зоны (упругие запасы).

При этом

$$V_{01} = \mu V_{пл1}; \tag{VI.29}$$

$$V_{02} = \mu^* V_{пл2} \frac{S_{ср}}{m}. \tag{VI.30}$$

где $V_{пл1}$ и $V_{пл2}$ — объемы пласта соответственно в области выхода его на поверхность (осушенная часть) и в напорной зоне (в пределах которой имеется упругая отдача); μ' и μ^* — коэффициент водоотдачи пласта соответственно при его осушении и в напорных условиях.

Как указывалось ранее (см. гл. III), значения μ колеблются от 0,03—0,05 для трещиноватых пород до 0,1—0,25 для песков и гравелисто-

галечниковых отложений. Значения коэффициента водоотдачи в напорных условиях варьируют в пределах $3\cdot10^{-6}$—$5\cdot10^{-6}$ для трещиноватых пород и 10^{-2}—10^{-4} для песков и рыхлых песчаников.

При таких соотношениях μ и μ^* объем воды V_{01} за счет осушения пласта во многих случаях может быть значительным и вполне соизмеримым с объемом воды V_{02} из напорной зоны.

Задача о фильтрации подземных вод к водозабору с учетом осушения пласта в области выхода его на поверхность решается на основе следующего уравнения:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 S}{\partial y^2}=\frac{1}{a^*}\frac{\partial S}{\partial t}. \qquad \text{(VI.31)}$$

Условие на внешней границе пласта в области выхода его на поверхность формулируется следующим образом:

$$x=0,\quad \lambda\frac{\partial S}{\partial x}=\frac{\partial S}{\partial t}, \qquad \text{(VI.32)}$$

где $\lambda=\dfrac{k}{\mu}$, $a^*=\dfrac{km}{\mu^*}$; k — коэффициент фильтрации пласта; m — его мощность.

Условие на бесконечности $x=\infty$, $y=\pm\infty$, $S=0$.

Начальное условие $t=0$, $S=0$.

На водозаборном сооружении принимается условие постоянства расхода.

Ниже приведены решения для указанных условий для отдельной скважины (и ограниченной группы взаимодействующих скважин) и линейного ряда скважин весьма значительной протяженности.

Одиночная скважина

Схема расположения скважины показана на рис. VI.5, *а*. Условие на скважине записывается так:

$$\lim_{r\to0} r\frac{\partial S}{\partial r}=-\frac{Q}{2\pi km}. \qquad \text{(VI.33)}$$

Для сравнительно значительного времени откачки решение будет иметь вид [32]:

$$S=\frac{Q}{4\pi km}(R_1-R_2), \qquad \text{(VI.34)}$$

где

$$R_1=-\operatorname{Ei}\left(-\frac{(1-\bar{x})^2+\bar{y}^2}{4\mathrm{Fo}}\right)-\operatorname{Ei}\left(-\frac{(1+\bar{x})^2+\bar{y}^2}{4\mathrm{Fo}}\right); \qquad \text{(VI.35)}$$

$$R_2=\frac{2}{\delta x_0}\sqrt{\frac{\pi}{\mathrm{Fo}}}\,e^{-\frac{\bar{y}^2}{4\mathrm{Fo}}}\operatorname{erfc}\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}; \qquad \text{(VI.36)}$$

$$\delta=\frac{\mu^*}{\mu m};\quad \bar{x}=\frac{x}{x_0};\quad \bar{y}=\frac{y}{x_0};\quad \mathrm{Fo}=\frac{a^*t}{x_0^2}.$$

Формула (VI.36) применима при

$$\mathrm{Fo}\geqslant\frac{3-5}{(x_0\delta)^2}.$$

Из рассмотрения расчетных зависимостей (VI.34)—(VI.36) видно, что при осушении водоносного пласта в области выхода его на поверхность понижение напорного уровня всюду меньше, чем в случае, когда пласт ограничивается непроницаемым контуром. Лишь в пределе при $\delta\to\infty$ (т. е. когда $\mu\to 0$) расчеты по обеим схемам дают один и тот же результат.

Малые значения δ приближают рассматриваемую схему с осушением пласта к схеме с постоянным напором на внешней границе.

Расход подземных вод через границу ($x=0$) составит:

$$Q_{x=0}=QR^*, \tag{VI.37}$$

где Q — расход скважины (принимается постоянным в течение всего процесса откачки); R^* — некоторое безразмерное сопротивление, приближенно определяемое следующим образом:

$$R^*\approx\frac{e^{-\frac{1}{4\mathrm{Fo}}}}{2\delta x_0\sqrt{\pi\,\mathrm{Fo}}}. \tag{VI.38}$$

Следовательно, при малых величинах δx_0 доля расхода водозаборной скважины, формирующаяся за счет осушения пласта, может достигать значительных размеров.

Линейный ряд скважин весьма значительной протяженности

Схема расположения линейного ряда скважин показана на рис. VI.5, *б*.

Для решения данной задачи всю область фильтрации следует разделить на две части: первую (левую) — между областью выхода пласта на поверхность и рядом скважин, расположенных на расстоянии x_0 от контура пласта, и вторую (правую) — неограниченную.

На линии ряда скважин условия имеют вид:

$$x=x_0;\quad \frac{\partial S_1}{\partial x}-\frac{\partial S_2}{\partial x}=\frac{q_0}{km}, \tag{VI.39}$$

где S_1 и S_2 — понижения уровня соответственно в первой и второй зонах пласта; $q_0=\dfrac{Q}{L}$ — удельный расход галереи; Q — суммарный расход всех скважин; L — общая длина ряда.

В окончательном виде решение записывается так [32]:

$$S_1=\frac{q_0x_0}{km}(R_1-R_2); \tag{VI.40}$$

$$R_1=\sqrt{\mathrm{Fo}}\left(\mathrm{ierfc}\,\frac{|1-\bar{x}|}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}+\mathrm{ierfc}\,\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}\right); \tag{VI.41}$$

$$R_2=\frac{1}{\delta x_0}\left[\mathrm{erfc}\,\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}-e^{\delta x_0(1+\bar{x})+(\delta x_0)^2\,\mathrm{Fo}}\mathrm{erfc}\left(\frac{1+\bar{x}}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}+\delta x_0\sqrt{\mathrm{Fo}}\right)\right]. \tag{VI.42}$$

Расход на границе пласта для данной схемы определяется по зависимости:

$$q_{x=0}=q_0R^*, \tag{VI.43}$$

где

$$R^*=e^{\delta x_0+(\delta x_0)^2\,\mathrm{Fo}}\,\mathrm{erfc}\left(\frac{1}{2\sqrt{\mathrm{Fo}}}+\delta x_0\sqrt{\mathrm{Fo}}\right). \tag{VI.44}$$

В рассмотренных решениях было принято, что в области выхода на поверхность водоносный пласт как бы находится в вертикальном положении, в реальных же условиях он имеет наклонное залегание. В. М. Шестаковым методом последовательной смены стационарных состояний решена аналогичная задача с учетом наклона пласта [32].

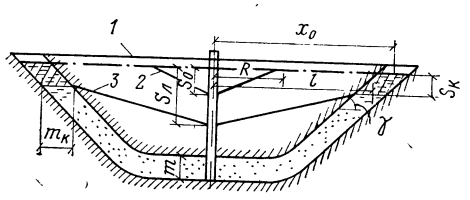


Рис. VI.6. Схема к расчету линейного ряда скважин в полосообразном пласте с учетом наклона его кровли и подошвы

1 — начальный уровень подземных вод; *2* и *3* — уровень при откачке в первый и во второй периоды

В данном случае контур водоносного пласта по мере его осушения будет передвигаться в горизонтальном направлении (рис. VI.6), причем на движущейся границе должно выполняться следующее условие:

$$\frac{k}{\mu}\frac{\partial S}{\partial x}=\frac{\partial l}{\partial t}. \qquad \text{(VI.45)}$$

При этом получается следующая приближенная формула для определения понижения уровня на линии водозабора:

$$S \approx \frac{q_0 l}{km} R_л, \qquad \text{(VI.46)}$$

где
$$R_л = \frac{(1-\lambda)\,\delta_к x_0 \left\{Fo + \frac{1}{1-\lambda}\left[(1-\lambda)^2 - 0{,}5\right] + \frac{1}{\delta_к x_0}\right\}}{2\left[(1-0{,}5\lambda)\,\frac{1-2\lambda}{1-\lambda}\,\delta_к x_0 + 1\right]}; \qquad \text{(VI.47)}$$

$$\lambda = \frac{q_0}{2km \operatorname{tg}\gamma};\quad \delta_к = \frac{\mu^*}{\mu m_к};$$

$$Fo = \frac{a^* t}{x_0^2},\ \gamma \text{ — угол наклона пласта}$$

В частном случае, без учета наклона пласта (при $\gamma=90°$ и $\lambda=0$) имеем:

$$R_л = \frac{\delta_к x_0}{2(1+\delta_к x_0)}\left(Fo + 0{,}5 + \frac{1}{\delta_к x_0}\right). \qquad \text{(VI.48)}$$

При учете наклона пласта снижение уровня на линии скважин оказывается несколько меньшим. Следовательно, допущение о вертикальности пласта в области выхода его на поверхность обеспечивает запас в расчете понижения уровня и соответственно дебита водозабора.

При сложных геометрических очертаниях водоносного пласта для ориентировочных расчетов расхода водозабора можно применять очевидное балансовое соотношение:

$$q \approx \frac{2S_{ср}\left[\mu m_к + \mu^*(x_0 - m_к)\right]}{t}, \qquad \text{(VI.49)}$$

где $S_{ср}$ — среднее допустимое понижение уровня, принимаемое в зависимости от общей мощности пласта и технических возможностей откачки; t — расчетный период.

Необходимо отметить, что все приведенные решения для рассматриваемой схемы частичного осушения водоносного пласта в области выхода его на поверхность получены на основе предпосылки, что интенсивность инфильтрационного питания в этой области в процессе эксплуатации водозабора не изменяется по сравнению с бытовыми условиями.

3. ЗАКРЫТЫЕ ПЛАСТЫ

Под закрытыми пластами подразумеваются ограниченные в плане водоносные структуры, окруженные слабопроницаемыми породами. Основными источниками питания водозаборов подземных вод в закрытых пластах являются:

а) упругая водоотдача пород, слагающих пласты, при снижении напора подземных вод до кровли водоносного горизонта;

б) статические запасы воды, извлекаемые из осушаемых частей водоносного пласта при снижении напора ниже кровли горизонта; в определенной мере, как и в полузакрытых пластах, статические запасы поступают также из краевых частей структуры, где водоносные пласты выходят на поверхность;

в) инфильтрационное питание атмосферными осадками, а также потери поверхностного стока из постоянных или периодически действующих водотоков.

Кроме того, некоторое количество воды может поступать из окружающих водоносные пласты пород, несмотря на их относительно слабую водопроницаемость, а также из ниже-и вышележащих водоносных слоев через слабопроницаемые подошву и кровлю основных водоносных пластов.

Таким образом, общие водопритоки или ресурсы подземных вод $Q_э$ в рассматриваемых условиях могут быть выражены следующим уравнением:

$$Q_э = Q_{упр} + Q_{ст} + Q_{вн} + Q_{инф} + Q_{пер}, \qquad (VI.50)$$

где величины с индексами «упр», «ст», «вн», «инф» и «пер» обозначают количество воды, обеспечиваемое соответствующими источниками — упругими и статическими запасами, притоком из внешних зон, инфильтрацией атмосферных осадков и перетеканием воды из соседних горизонтов.

Для водоносных пластов ограниченной площади распространения, как правило, целесообразно сначала определять общие ресурсы, оценивая каждую составляющую балансового уравнения (VI.50) с последующим их суммированием, а затем уже производить выбор и расчет водозаборных сооружений.

Преимущество указанного метода заключается в том, что общие ресурсы можно определить с более полным учетом реальной природной обстановки. Например, можно довольно точно установить площадь водоносных пластов и изменение их мощности, непосредственными наблюдениями определить потери поверхностного стока и расходы источников в пределах закрытой структуры и граничащих с ней участков и т. д.

Выявленные указанным путем общие ресурсы подземных вод рассматриваются в качестве основы для расчетов водозаборных сооружений и используются для контроля правильности результатов таких расчетов. Во многих случаях инженерные решения могут приниматься непосредственно по результатам балансовых определений. Так, например, задаваясь той или иной производительностью скважин $Q_э$, можно ориентировочно оценить общую длительность возможной их эксплуатации $T_э$

$$T_э = \frac{V_{упр} + V_{ст}}{Q_э - Q_{вн} - Q_{инф} - Q_{пер}}, \qquad (VI.51)$$

где $V_{упр}$ и $V_{ст}$ — упругие и статические запасы, определяемые по зависимостям, приведенным в п. 2 гл. III.

При оценке эксплуатационных запасов подземных вод для водоснабжения обычно принимается не полная величина $V_{упр}$ и $V_{ст}$, а только некоторая их часть (около 50—60%). Если же задан эксплуатационный срок $T_э$, то по формуле (VI.51) при известных величинах $Q_{вн}$, $Q_{инф}$ и $Q_{пер}$ определяют производительность скважин $Q_э$.

Обычно возникают затруднения при определении водопритоков $Q_{вн}$ из окружающих закрытые структуры горных пород, характеризующихся слабой водопроницаемостью. Поступление воды из них в естественных условиях до начала откачки будет соответствовать минимальным размерам внешних водопритоков; в процессе эксплуатации величина $Q_{вн}$ может только возрасти, но не уменьшиться. В связи с этим с определенным запасом надежности в смысле заведомого преуменьшения расчетного дебита водозабора по сравнению с действительным можно принимать:

$$Q_{вн} \approx Q_б, \qquad (VI.52)$$

где $Q_б$ — приток подземных вод из окружающих пород в естественных условиях.

Питание водоносного пласта за счет инфильтрации атмосферных осадков и потерь поверхностного стока в пределах площади закрытой структуры составит:

$$Q_{инф} = \chi\omega F_{пл} + Q_р, \qquad (VI.53)$$

где χ — коэффициент просачивания или стока, показывающий, какая доля от суммы осадков идет на питание водоносного пласта на площади его распространения; $F_{пл}$ и $Q_р$ — площадь и потери воды из поверхностных источников.

В практике нередко суммарная величина $Q_{инф}$ может быть приближенно оценена по расходам источников, выходящих по периферии «закрытой структуры».

Наконец, поступление воды в эксплуатируемый пласт из соседних по вертикали слоев для предварительного суждения об общих водопритоках может быть вычислено по выражению

$$Q_{пер} \approx \frac{k_0}{m_0}(H_0 - H_{ср})\, F_{пл}, \qquad (VI.54)$$

где k_0 и m_0 — коэффициент фильтрации и мощность раздельного слабопроницаемого слоя; H_0 — напор питающего слоя; $H_{ср}$ — средний пониженный напор эксплуатируемого пласта за прогнозируемый период откачки.

Гидрогеологические расчеты скважин, выполняемые на последующем этапе после указанной приближенной оценки общих ресурсов подземных вод закрытой структуры, как и во всех других случаях, требуют определенной схематизации природных условий. В частности, для этих целей реальные пласты могут быть в плане представлены в виде правильной геометрической фигуры, например круга, радиусом

$$R_к \approx \sqrt{\frac{F_{пл}}{\pi}}. \qquad (VI.55)$$

Точно так же реальную систему скважин нередко можно «привести» к «большому колодцу» (т. е. одной скважине) радиусом

$$r_0 = \sqrt{\frac{F_н}{\pi}}, \qquad \text{(VI.56)}$$

где $F_{пл}$ и $F_н$ — соответственно действительные площади всего пласта и участка расположения водозабора.

Схематизируются также действительные границы пласта в разрезе, распределение проводимости в различных направлениях.

Водозаборная скважина в изолированном круговом пласте

Пусть в круговом пласте радиусом $R_к$ действует водозабор в виде одиночной скважины, расположенной на расстоянии Δ от центра круга (рис. VI.7). Расчет понижения уровня в пласте в указанной схеме может быть выполнен на основе следующего уравнения [32, 144]:

$$S = \frac{Q}{2\pi km}\left(2\mathrm{Fo} + \ln\frac{R}{r^*} - 2\varphi_1\right), \qquad \text{(VI.57)}$$

где r^* — приведенное расстояние от точки M до центра скважины (или кольцевой системы скважин);

$$\left.\begin{aligned} r^* &= \psi r; \\ \psi &= \sqrt{1 - \bar{r}_M^2\left(1 - \bar{\Delta}^2\right) - \bar{\Delta}^2 + \bar{r}^2}\, e^{\nu}; \\ \nu &= \frac{3}{4} - \frac{1}{2}\left(\bar{r}_M^2 - \bar{\Delta}^2\right); \\ \mathrm{Fo} &= \frac{at}{R_к^2};\ \bar{r} = \frac{r}{R_к};\ \bar{r}_M = \frac{r_M}{R_к};\ \bar{\Delta} = \frac{\Delta}{R_к}; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.58)}$$

r_M — расстояние от центра пласта до точки M; r — расстояние от скважины до точки M (см. рис. VI.7).

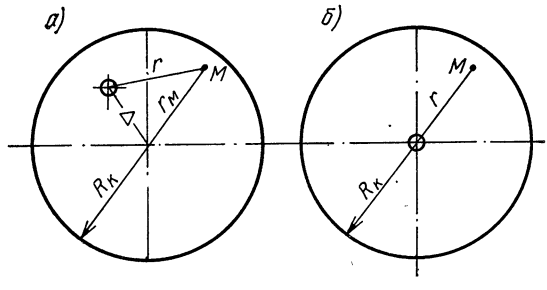


Рис. VI.7. Схема к расчету при эксцентричном (*а*) и центральном (*б*) расположении скважин в круговом пласте

При центральном расположении скважины

$$\Delta = 0, \quad r = r_M. \qquad \text{(VI.59)}$$

При удалении водозаборных скважин от центра пласта на расстояние не более 0,5 $R_к$ для ориентировочных расчетов можно принимать $\psi = 1{,}5 \div 1{,}7$.

Функция φ_1, входящая в уравнение (VI.57), со временем быстро убывает. Расчеты показали, что пренебрежение величиной φ_1 в основной расчетной зависимости (VI.57) при времени $t \geqslant (1 \div 1{,}5)\, R_к^2/a^*$ дает относительную ошибку не более 5—7%. На основе этого для группы взаи-

модействующих скважин, пользуясь методом суперпозиции течений, можно составить общую расчетную зависимость:

$$S \approx \frac{Q_{\text{сум}}}{\pi k m}\,\text{Fo} + \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{2\pi k m} \ln \frac{R_{\text{к}}}{r_i^*}, \qquad \text{(VI.60)}$$

где $Q_i = Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ — расход каждой скважины; $Q_{\text{сум}}$ — суммарный расход всех скважин; $r_i^* = r_1^*, r_2^*, \ldots, r_n^*$ — приведенное расстояние от точки, в которой определяется понижение уровня, до соответствующих скважин, вычисляемое по формулам (VI.58) в зависимости от $\bar{r}_м$, $\bar{\Delta}_i$, $\bar{r}_i$ (см. рис. VI.7).

Формулы (VI.57) и (VI.60) показывают, что при откачке из скважин в закрытом круговом пласте с непроницаемой внешней границей понижение уровня в любой точке как бы складывается из двух частей:

а) понижения, происходящего в течение всего периода откачки и выражаемого членами $\frac{Q}{\pi k m}\,\text{Fo}$ и $\frac{Q_{\text{сум}}}{\pi k m}\,\text{Fo}$. Это понижение одинаково во всех точках пласта, линейно зависит от времени и численно равно понижению, которое было бы достигнуто при равномерном отборе воды из пласта (т. е. при постоянном удельном расходе в пределах всей его площади);

б) понижения, обусловленного наличием скважин и выражаемого членами $\frac{Q}{2\pi k m} \ln \frac{R_{\text{к}}}{r^*}$ и $\sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{2\pi k m} \ln \frac{R_{\text{к}}}{r_i^*}$. Эта часть понижения уровня не зависит от времени и по своей величине приблизительно равна понижению в круговом пласте в условиях установившегося движения.

Действительная скорость понижения уровня в любой точке определяется по формуле

$$v_{\text{д}} = \frac{Qa}{\pi k m R_{\text{к}}^2}. \qquad \text{(VI.61)}$$

Таким образом, действительная скорость постоянна во времени и не зависит от координаты r, т. е. кривая депрессии в круговом пласте снижается параллельно самой себе (рис. VI.8).

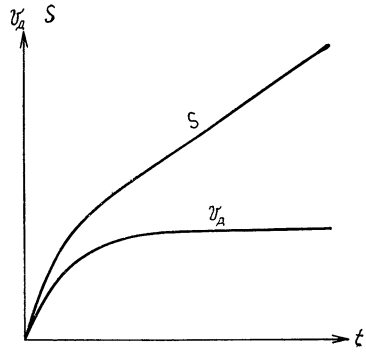


Рис. VI.8. График изменения величины S и скорости понижения v_g уровня в круговом пласте

Практический интерес представляет динамика понижения уровня на контуре кругового пласта в рассматриваемых условиях (при $r = R_{\text{к}}$). В этом случае, как следует из (VI.57) — (VI.58), при расположении скважин в центре пласта

$$S = \frac{Q}{2\pi k m}(2\text{Fo} - 0{,}25), \qquad \text{(VI.62)}$$

т. е. общие закономерности изменения уровня здесь в общем те же, что в остальной части пласта, но абсолютная величина понижения несколько меньше, чем в самой скважине.

Расчет скважин в круговом пласте с учетом притока из внешней области

Решение задачи в этом случае проводится при граничном условии

$$2\pi kmR_к \frac{\partial S}{\partial r} = -Q_{вн} < Q. \qquad (VI.63)$$

Здесь величина $Q_{вн}$ представляет собой дополнительный приток подземных вод к круговому пласту со стороны слабопроницаемых пород при эксплуатации водозабора. Увеличение естественного бокового притока при работе водозаборного сооружения происходит за счет общего снижения уровня в основном пласте и увеличения градиентов на контакте водоносного горизонта с внешней областью.

Приближенная расчетная зависимость для определения понижений уровня в пласте, действительная для длительных периодов откачки (когда $t > (1 \div 1{,}5) R_к^2/a^*$, имеет вид:

$$S = \frac{Q - Q_{вн}}{\pi km} \mathrm{Fo} + \frac{Q}{2\pi km}\left[\ln \frac{R_к}{r} + \frac{1}{2}\left(\frac{r}{R_к}\right)^2 - 0{,}75\right] + \\ + \frac{Q_{вн}}{2\pi km}\left[\frac{1}{2}\left(\frac{r}{R_к}\right)^2 - 0{,}25\right]. \qquad (VI.64)$$

Следует отметить, что указанная методика расчета скважины в круговом пласте с постоянным расходом из внешней области, так же как в рассматриваемой далее схеме с площадной инфильтрацией и перетоком через слабопроницаемые слои, строго говоря, действительна при расположении скважин в центре пласта, когда поток симметричен.

Исходя из общих соображений, можно, однако, предположить, что и в этих случаях эксцентричность расположения скважин приближенно может быть учтена так же, как в схеме собственно закрытого пласта с непроницаемым круговым контуром, т. е. во всех расчетных формулах вместо координаты точки следует принимать некоторую приведенную величину r^*. Тогда, например, приведенную формулу (VI.64) для длительных периодов откачки можно представить в виде:

$$S \approx \frac{Q - Q_{вн}}{\pi km} \mathrm{Fo} + \frac{Q}{2\pi km} \ln \frac{R_к}{r^*}, \qquad (VI.65)$$

а для группы взаимодействующих скважин

$$S \approx \frac{Q_{сум} - Q_{вн}}{\pi km} \mathrm{Fo} + \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{2\pi km} \ln \frac{R_к}{r_i^*}, \qquad (VI.66)$$

где r_i^* определяется по выражениям (VI.58).

Расчет скважин в круговом пласте с учетом инфильтрационного питания

Под инфильтрационным питанием подразумеваются собственно инфильтрация атмосферных осадков, а также потери поверхностного стока в пределах кругового пласта при эксплуатации водозабора. Они условно считаются распределенными равномерно по площади, т. е.

$$\varepsilon = \frac{Q_{\text{инф}}}{\pi R_{\text{к}}^2},$$

где $Q_{\text{инф}}$ — суммарный расход инфильтрационных вод.

При длительных откачках выражение для определения понижения уровня S имеет вид:

$$S \approx \frac{Q - Q_{\text{вн}} - Q_{\text{инф}}}{\pi km} \text{Fo} + \frac{Q}{2\pi km} \ln \frac{R_{\text{к}}}{r^*}, \qquad \text{(VI.67)}$$

а для взаимодействующих скважин

$$S \approx \frac{Q_{\text{сум}} - Q_{\text{вн}} - Q_{\text{инф}}}{\pi km} \text{Fo} + \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{2\pi km} \ln \frac{R_{\text{к}}}{r_i^*}. \qquad \text{(VI.68)}$$

Таким образом, поступление воды при инфильтрации в пласт на площади структуры $Q_{\text{инф}}$ отражается в результатах расчетов так же, как приток из окружающих горных пород $Q_{\text{вн}}$.

Глава VII

БЕРЕГОВЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

Подземные воды речных долин являются одним из основных источников водоснабжения населенных пунктов и промышленных объектов. К долинам рек приурочены многочисленные водозаборные сооружения нередко весьма значительной производительности.

Важнейшим фактором, определяющим условия эксплуатации водозаборов в долинах рек, является наличие в них постоянно или периодически действующих поверхностных водотоков, с которыми гидравлически связаны водоносные аллювиальные отложения. Благодаря этому производительность береговых водозаборов обеспечивается в основном за счет фильтрации речных вод.

1. РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРОВ ВБЛИЗИ СОВЕРШЕННОЙ РЕКИ В ПОЛУОГРАНИЧЕННОМ ПЛАСТЕ

Под совершенными в фильтрационном отношении реками понимаются такие, в которых фильтрация поверхностных вод в водоносный пласт через русловые отложения происходит без существенных потерь напора и деформаций потока в подрусловой зоне, в связи с чем уровни подземных и поверхностных вод на урезе реки практически совпадают.

К совершенным водотокам можно отнести реки значительной ширины (ширина больше мощности водоносного горизонта под руслом реки), без большого слоя донного, илистого или кольматированного материала, препятствующего фильтрации речных вод в водоносные пласты.

Одиночные скважины и групповые водозаборы

Расчеты водозаборов вблизи совершенных водотоков можно производить методом зеркальных отображений и сложения фильтрационных течений. Расчетные формулы при этом представляются в виде [25, 32] (рис. VII.1, *а*):

для одиночной скважины

$$S = -\frac{Q}{4\pi km}\left[\mathrm{Ei}\,(-\alpha) - \mathrm{Ei}\,(-\alpha')\right]; \qquad \text{(VII.1)}$$

для группы взаимодействующих скважин

$$S = -\frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi km}\sum_{i=1}^{n}\beta_i\left[\mathrm{Ei}\left(-\alpha_i\right) - \mathrm{Ei}\left(-\alpha_i'\right)\right], \qquad \text{(VII.2)}$$

где

$$\alpha_i = \frac{r_i^2}{4at}\,,\quad \alpha_i' = \frac{\rho_i^2}{4at}\,;$$

r_i и ρ_i — расстояние от точки, в которой определяется понижение уровня, соответственно до реальной скважины и до зеркального отображения скважины; $Q_i = Q_1, Q_2, \ldots$ ..., Q_n — расход каждой скважины; $Q_{\text{сум}}$ — суммарный расход скважин; $\beta_i = \dfrac{Q_i}{Q_{\text{сум}}}$, $i = 1, 2, \ldots, n$ (n — число взаимодействующих скважин).

При длительных откачках, когда $\frac{\rho_{i\,\text{макс}}^2}{4at} < 0{,}05 \div 0{,}1$, из зависимости (VII.2) получаем известную формулу Форхгеймера для стационарных условий:

$$S = \frac{Q_{\text{сум}}}{2\pi km} \sum_{i=1}^{n} \beta_i \ln \frac{\rho_i}{r_i}. \qquad \text{(VII.3)}$$

В связи с извилистостью береговой линии реки и наличием меандр нередко бывает целесообразно принимать в схеме контур пласта

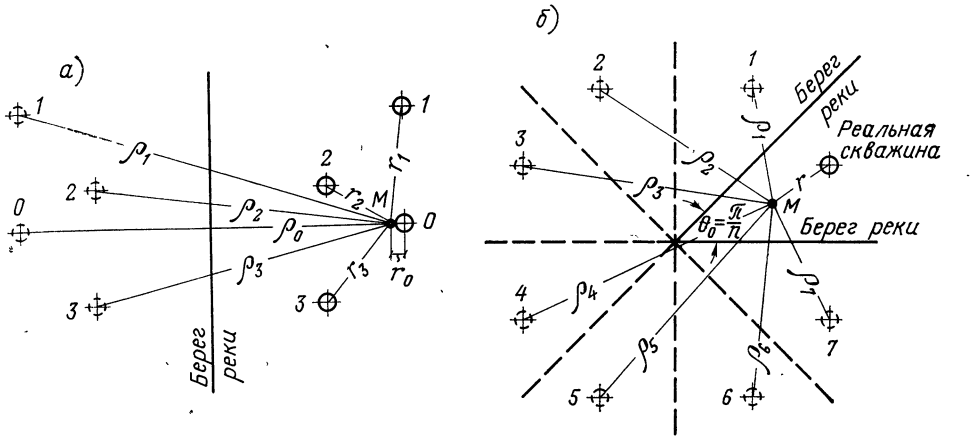


Рис. VII.1. Схемы к расчету скважин вблизи совершенных рек

а — берег русла реки прямолинейный; *б* — берег русла реки схематически представляется в виде угла

в виде некоторого угла (см. рис. VII.1,*б*). В этом случае, если считать угол равным $\theta = \frac{\pi}{n}$, где n — целое положительное число ($n = 1, 2, 3, \ldots$), формула для расчета скважин может быть выражена следующим образом:

$$S = -\frac{Q}{4\pi km} \operatorname{Ei}(-\alpha) + \frac{Q}{4\pi km} \sum_{i=1}^{2n-1} (-1)^i \operatorname{Ei}\left(-\alpha_i'\right). \qquad \text{(VII.4)}$$

Эта формула получается из решения, данного М. М. Гылыбовым [68]. При $n = 1$ она становится идентичной формуле (VII.1) (для одиночной скважины, т. е. без суммы в правой части), а при $n = 2$, $\theta = \frac{2}{\pi}$ кроме реальной скважины следует учитывать три зеркальных отображения, что соответствует схеме «пласта-квадранта» [25].

При длительных откачках вместо формулы (VII.4) имеем:

$$S = \frac{Q}{2\pi km} \ln \frac{\rho_1 \rho_3 \cdots \rho_{n-1}}{r \rho_2 \cdots \rho_{2n-2}}. \qquad \text{(VII.5)}$$

Линейный ряд скважин весьма значительной протяженности

При большом числе скважин, расположенных параллельно реке в удалении от нее на расстоянии L, для расчета можно использовать

зависимость, получающуюся при замене реального ряда скважин галереей с расходом на 1 м длины (рис. VII.2)

$$q = \frac{Q_{\text{сум}}}{2l} = \frac{Q}{2\sigma},$$

где $Q_{\text{сум}}$ — суммарный расход скважин; Q — расход одной скважины; l — полудлина галереи; σ — половина расстояния между скважинами; $\sigma = \frac{l}{n-1}$; n — общее число скважин.

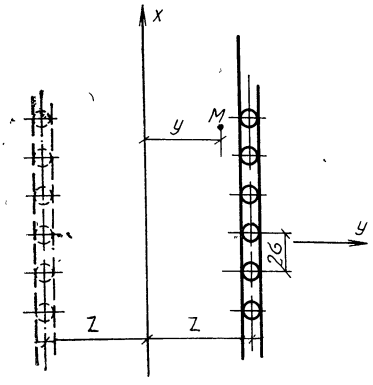


Рис. VII.2. Схема к расчету линейного ряда скважин вблизи реки

При этом

$$S = \frac{Ql}{2km\sigma}\sqrt{\text{Fo}}\left(\text{ierfc}\frac{|\bar{L}-\bar{y}|}{2\sqrt{\text{Fo}}} - \text{ierfc}\frac{\bar{L}+\bar{y}}{2\sqrt{\text{Fo}}}\right), \qquad \text{(VII.6)}$$

где $\text{ierfc}(z)$ — функция, значения которой приведены в приложении II;

$$\bar{L} = \frac{L}{l};\ \bar{y} = \frac{y}{l};\ \text{Fo} = \frac{at}{l^2};$$

Q — дебит одной скважины ряда.

При длительных откачках, когда $t \geqslant (2 \div 2{,}5)\ L^2/a$, формула (VII.6) принимает следующий вид:

$$S = \frac{Q}{2km\sigma}y. \qquad \text{(VII.7)}$$

При определении понижения уровня на линии ряда (при $\bar{y}=\bar{L}$), а также в точках, удаленных от ряда в глубь берега, при $y \geqslant L$

$$S_0 = \frac{QL}{2km\sigma}. \qquad \text{(VII.8)}$$

Для определения понижения уровня непосредственно в скважинах ряда к выражениям (VII.6) и (VII.8) следует добавить величину дополнительного сопротивления, вычисляемого в зависимости от размеров скважин, степени их несовершенства и расстановки в пределах ряда. В частности, используя формулу (VII.8), получим [8, 26, 126]:

$$S_0 = \frac{Q}{2\pi km}\left(\frac{\pi L}{\sigma} + \ln\frac{\sigma}{\pi r_0} + \zeta\right), \qquad \text{(VII.9)}$$

где ζ — поправка на несовершенство скважины; r_0 — радиус скважины.

Линейный ряд скважин ограниченной длины

Если линейный ряд скважин имеет длину, соизмеримую с расстоянием от реки (т. е. при $2l \approx L$), для расчета можно применить соответствующую исходную формулу для галереи конечной длины. В этом случае, используя метод зеркальных отображений, получим зависимость для определения понижения уровня в любой точке пласта M в любой момент времени (см. рис. VII.2):

$$S = \frac{Ql}{4\pi km\sigma}(R_{\text{л}} + R_{\text{л.отобр}}), \qquad \text{(VII.10)}$$

где $R_{\text{л}}$ — функция, определяемая по формулам (IV.54)—(IV.57) и табл. IV.2.

Функцию $R_{\text{л.отобр}}$ находят по тем же формулам и таблицам, но вместо y в них следует принимать $y+2L$ и соответственно

$$\beta_{\pm} = \frac{y+2L}{|l \pm x|}.$$

При длительных периодах откачки вместо формулы (VII.10) будет [28, 91, 137]:

$$S = \frac{Ql}{2\pi km\sigma} R_{\text{л.уст}}; \qquad \text{(VII.11)}$$

$$R_{\text{л.уст}} = \frac{1}{2} \ln \frac{1+(\bar{y}+\bar{L})^2}{1+(\bar{y}-\bar{L})^2} - \bar{y} \operatorname{arctg} \frac{2\bar{L}}{\bar{y}^2-\bar{L}^2+1} + \bar{L} \operatorname{arctg} \frac{2\bar{y}}{\bar{y}^2-\bar{L}^2-1}. \qquad \text{(VII.12)}$$

По этим формулам можно найти понижение уровня в точках, удаленных от ряда скважин и лежащих на линии, проходящей посередине ряда, нормально к нему.

При определении понижения уровня непосредственно в скважинах функция $R_{\text{л.уст}}$ выражается следующим образом:

$$R_{\text{л.уст}} = \frac{1}{2} \ln (1+2\bar{L}) + 2\bar{L} \operatorname{arctg} \frac{1}{2\bar{L}} + \frac{\sigma}{L} \left(\ln \frac{\sigma}{\pi r_0} + \zeta \right). \qquad \text{(VII.13)}$$

Горизонтальная дрена

При устройстве водозабора в виде горизонтальной дрены, параллельной руслу реки, расчеты в условиях установившегося движения подземных вод можно производить по следующим формулам:

дрена весьма значительной протяженности:

$$S_0 = \frac{Q}{2km\sigma} R_{\text{др}}; \qquad \text{(VII.14)}$$

$$R_{\text{др}} = \bar{L} + \zeta_{\text{др}}; \qquad \text{(VII.15)}$$

$$\zeta_{\text{др}} = 0{,}16 \frac{h_{\text{ср}}}{L} \ln \frac{h_{\text{ср}}}{2\pi r_{\text{др}} \sin \frac{\pi C}{h_{\text{ср}}}}; \qquad \text{(VII.16)}$$

дрена ограниченной длины:

$$S_0 = \frac{Q}{2\pi km\sigma} R_{\text{др.о}}; \qquad \text{(VII.17)}$$

$$R_{\text{др.о}} = \frac{1}{2} \ln (1+2\bar{L}) + 2\bar{L} \operatorname{arctg} \frac{1}{2\bar{L}} + \zeta_{\text{др.о}}; \qquad \text{(VII.18)}$$

$$\zeta_{\text{др.о}} = 0{,}5 \frac{h_{\text{ср}}}{l} \ln \frac{h_{\text{ср}}}{2\pi r_{\text{др}} \sin \frac{\pi C}{h_{\text{ср}}}}, \qquad \text{(VII.19)}$$

где $r_{\text{др}}$ — радиус дрены; C — заглубление дрены под первоначальный уровень воды в пласте.

Поскольку горизонтальные дрены обычно устраивают в безнапорном потоке, в приведенных формулах принята средняя глубина (мощность) потока $h_{\text{ср}}$. Для приближенных расчетов можно принимать $h_{\text{ср}} \approx \approx 0{,}8 h_{\text{е}}$, где $h_{\text{е}}$ — первоначальная глубина потока.

При расположении дрены на водоупоре, т. е. при $C=h_{ср}-r_{др}$, имеем:

$$\zeta_{др}=0{,}32\,h_{ср}\ln\frac{0{,}225\,h_{ср}}{r_{др}}; \qquad \text{(VII.16')}$$

$$\zeta_{др.о}=\frac{h_{ср}}{l}\ln\frac{0{,}225\,h_{ср}}{r_{др}}. \qquad \text{(VII.19')}$$

Лучевой водозабор

Производительность лучевого водозабора приближенно можно определить исходя из следующих предпосылок. Лучевой водозабор представляется в виде колодца с приведенным радиусом, определяемым в зависимости от числа и длины лучей и степени их несовершенства. В этом случае, используя результаты исследований, изложенных в работах [7, 28, 106], формулы для определения понижения уровня S_0 в центре сборного колодца (шахте) при соответствующем суммарном расходе всех лучей Q будут иметь вид:

$$S_0=\frac{Q}{2\pi k h_{ср}(R_б+R_р)}; \qquad \text{(VII.20)}$$

$$\left.\begin{aligned} R_б&=\frac{1}{\ln\dfrac{2L}{\alpha l_0}+\dfrac{2}{n_б}\zeta_б};\\ R_р&=\frac{1}{\zeta_р}; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.21)}$$

$$\zeta_б=\frac{0{,}16\,\pi\,h_{ср}}{l_0}\ln\frac{h_{ср}}{2\pi r_{др}\sin\dfrac{\pi C}{h_{ср}}}; \qquad \text{(VII.22)}$$

$$\zeta_р=\frac{0{,}32\,\pi h_{ср}}{n_р l_0}\ln\left(\frac{4h_{ср}}{\pi r_{др}}\operatorname{tg}\frac{\pi C}{2h_{ср}}\right), \qquad \text{(VII.23)}$$

где α — численный коэффициент, равный 0,55—0,7 (меньшее значение принимается при количестве лучей $n=3$, большее при $n=5$); $n=n_б+n_р$; $n_б$ — количество береговых лучей (не заходящих под русло реки); $n_р$ — количество подрусловых лучей; l_0 — средняя длина лучей (принимается одинаковой для всех лучей); L — расстояние от центра шахты до реки.

При действии береговых водозаборов фильтрация со временем приобретает установившийся характер, кривая изменения уровня подземных вод в этих условиях довольно быстро выполаживается и становится параллельной оси абсцисс (рис. VII.3). В соответствии с этим прогнозы на длительные эксплуатационные периоды практически следует производить по формулам (VII.3) — (VII.5), (VII.7) — (VII.9) для стационарного потока.

Пример VII.1. Проектируется береговой водозабор из пяти скважин с расходами $Q_1=1000$ м³/сут, $Q_2=Q_3=Q_4=800$ м³/сут и $Q_5=500$ м³/сут (рис. VII.4). Мощность водоносного пласта $m=30$ м; коэффициент фильтрации $k=15$ м/сут; радиус скважин $r_0=0{,}2$ м; расстояния между скважинами показаны на рисунке; водоотдача грунта $\mu=0{,}15$. Требуется определить понижения уровня в скважине 5 через $t=10\,000$ сут.

Находим коэффициент пьезопроводности:

$$a=\frac{15\cdot 30}{0{,}15}=3000\ \text{м}^2/\text{сут},$$

Определяем $Q_{сум}=1000+3\cdot800+500=3900$ м³/сут и коэффициенты

$$\beta_1=\frac{1000}{3900}=0{,}256;\ \beta_2=\beta_3=\beta_4=\frac{800}{3900}=0{,}205;\ \beta_5=\frac{500}{3900}=0{,}128.$$

В соответствии с формулой (VII.2) имеем

$$S=-\frac{3900}{12{,}56\cdot30\cdot15}\left\{0{,}128\left[\mathrm{Ei}\left(-\frac{0{,}2^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)-\mathrm{Ei}\left(-\frac{1000^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)\right]+\right.$$

$$+0{,}256\left[\mathrm{Ei}\left(-\frac{100^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)-\mathrm{Ei}\left(-\frac{913^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)\right]+0{,}205\left[\mathrm{Ei}\left(-\frac{100^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)-\right.$$

$$\left.-\mathrm{Ei}\left(-\frac{1060^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)\right]+0{,}205\left[\mathrm{Ei}\left(-\frac{300}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)-\mathrm{Ei}\left(-\frac{1300^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)\right]+$$

$$\left.+0{,}205\left[\mathrm{Ei}\left(-\frac{150^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)-\mathrm{Ei}\left(-\frac{935^2}{4\cdot3\cdot10^3\cdot10^4}\right)\right]\right\}=3{,}8\ \text{м}.$$

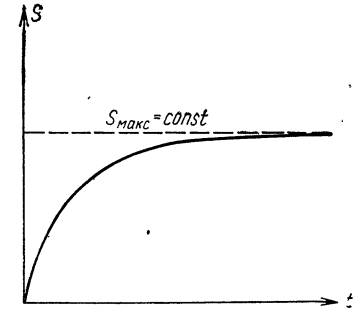


Рис. VII.3. График понижения уровня при откачке вблизи реки

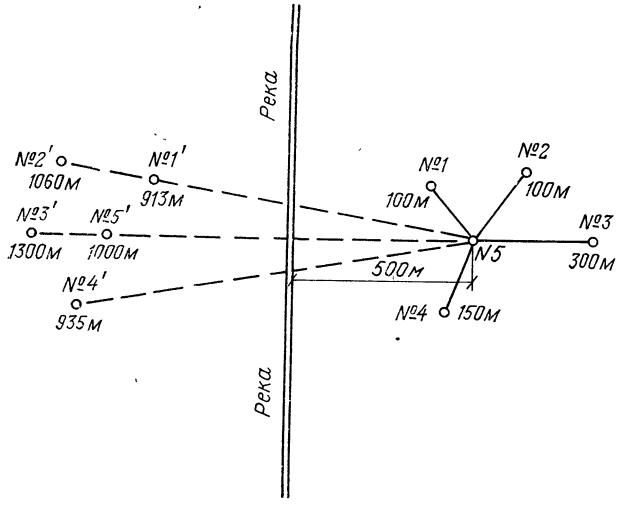


Рис. VII.4. Схема к примеру расчета взаимодействующих скважин у реки

2. РАСЧЕТ ВОДОЗАБОРОВ ВБЛИЗИ СОВЕРШЕННОЙ РЕКИ В ПОЛОСООБРАЗНОМ ПЛАСТЕ

Здесь рассматриваются водозаборы, расположенные в ограниченных по ширине речных долинах. Такие долины при расчетах можно схематизировать в виде полосообразных пластов, ограниченных двумя параллельными контурами [4, 28, 32, 137]:

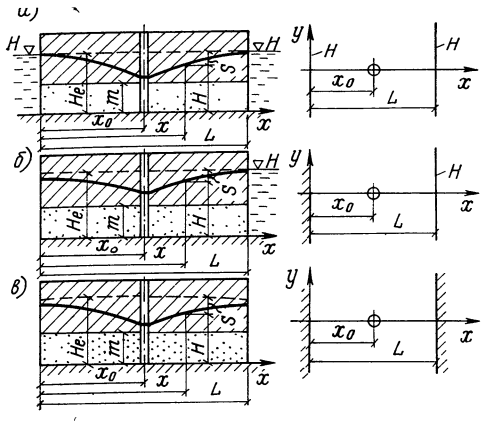


Рис. VII.5. Схемы к расчету скважин в полосообразных пластах

Схемы таких долин показаны на рис. VII.5. Как и во всех рассмотренных случаях, скважины моделируются стоком с постоянным дебитом.

В соответствии с этим для вывода расчетных формул в пластах ограниченных поперечных размеров, представляемых в форме вытянутых полос, ограниченных параллельными прямолинейными контурами, можно воспользоваться методом зеркальных отображений и сложения фильтрационных течений.

В полученных таким образом расчетных зависимостях общее гидравлическое сопротивление R разделено на основную часть R_1, не зависящую от времени и являющуюся функцией только координат области фильтрации, и дополнительное сопротивление R_2, изменяющееся (как видно из дальнейшего — быстро убывающее) во времени.

Применительно к каждому типу пласта имеем следующие схемы.

Схема *а* — на обоих контурах пласта $S_{1,2}=0$

Общая зависимость для определения понижения уровня S в любой точке пласта в любой момент времени имеет вид:

$$S^{(a)} = \frac{Q}{2\pi km} R^{(a)}. \qquad \text{(VII.24)}$$

В соответствии с изложенным суммарное сопротивление может быть представлено так:

$$R^{(a)} = R_1^{(a)}(x, x_0, y) - R_2^{(a)}(x, x_0, y, t); \qquad \text{(VII.25)}$$

$$R_1^{(a)} = \frac{1}{2} \ln \frac{\operatorname{ch} 2\varepsilon - \cos 2(\eta + \lambda)}{\operatorname{ch} 2\varepsilon - \cos 2(\eta - \lambda)}; \qquad \text{(VII.26)}$$

$$R_2^{(a)} = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} [\cos 2n(\eta + \lambda) - \cos 2n(\eta - \lambda)] \left[e^{-2n\varepsilon} \operatorname{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha} - \alpha\right) + \right.$$

$$\left. + e^{2n\varepsilon} \operatorname{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha} + \alpha\right) \right]; \qquad \text{(VII.27)}$$

$$\varepsilon = \frac{\pi y}{2L}; \quad \eta = \frac{\pi x}{2L}; \quad \lambda = \frac{\pi x_0}{2L}; \quad \alpha = \frac{y}{2\sqrt{at}};$$

$$\operatorname{erfc}(z) = 1 - \Phi(z).$$

На стенке скважины радиусом r_0 при $y=0$ и $x=x_0 \pm r_0$

$$R_1^{(a)} = \ln \frac{0{,}64\, L \sin 2\lambda}{r_0}; \qquad \text{(VII.28)}$$

$$R_2^{(a)} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} [\cos 4n\lambda - \cos 2n\rho_0] \operatorname{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha}\right); \quad \rho_0 = \frac{\pi r_0}{2L}. \qquad \text{(VII.29)}$$

Легко показать, что при $\mathrm{Fo}=at/L^2>0{,}5\div0{,}1$, при определении понижения уровня в скважине значением $R_2^{(a)}$ ввиду его малости по сравнению с $R_1^{(a)}$, определяемым из уравнения (VII.28), можно пренебречь. Для точек, удаленных от скважины, как следует из анализа выражений (VII.26) и (VII.27), дополнительное сопротивление $R_2^{(a)}$ можно не учитывать при $\mathrm{Fo}>0{,}5\div0{,}8$.

Формулы (VII.26) и (VII.28), вытекающие как частный случай из приведенного здесь общего решения, совпадают с формулами, полученными при расчете скважин в такой же схеме пласта, но в условиях установившегося движения.

Схема *б* — на одном контуре $S=0$, на другом $q=0$ (непроницаемый контур)

В данном случае

$$S^{(б)}=\frac{Q}{2\pi km}R^{(б)}. \tag{VII.30}$$

Как и в предыдущем случае, получим:

$$R^{(б)}=R_1^{(б)}(x, x_0, y)-R_2^{(б)}(x, x_0, y, t), \tag{VII.31}$$

причем

$$R_1^{(б)}=\frac{1}{2}\ln\frac{[\mathrm{ch}\,\varepsilon+\cos(\eta+\lambda)]\,[\mathrm{ch}\,\varepsilon+\cos(\eta-\lambda)]}{[\mathrm{ch}\,\varepsilon-\cos(\eta+\lambda)]\,[\mathrm{ch}\,\varepsilon-\cos(\eta-\lambda)]}; \tag{VII.32}$$

$$R_2^{(б)}=\frac{1}{2}\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{1-(-1)^n}{n}\right][\cos n(\eta+\lambda)+\cos n(\eta-\lambda)]\times$$

$$\times\left[e^{-n\varepsilon}\,\mathrm{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{2\alpha}-\alpha\right)+e^{n\varepsilon}\,\mathrm{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{2\alpha}+\alpha\right)\right]. \tag{VII.33}$$

Соответственно при определении понижения уровня в скважине

$$R_1^{(a)}=\ln\frac{1{,}27\,L\,\mathrm{ctg}\,\lambda}{r_0}; \tag{VII.34}$$

$$R_2^{(б)}=\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{1-(-1)^n}{n}\right][\cos 2n\lambda+\cos n\rho_0]\,\mathrm{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{2\alpha}\right)]. \tag{VII.35}$$

Дополнительное сопротивление $R_2^{(б)}$ становится относительно малой величиной при $\mathrm{Fo}>0{,}25\div0{,}5$ — в случае определения понижения уровня в скважине и при $\mathrm{Fo}>0{,}5\div0{,}8$ — в удаленных от скважины точках пласта.

Схема *в* — на обоих контурах $q_{1,2}=0$ (два непроницаемых контура)

Общая зависимость для определения понижения уровня в таких условиях по аналогии с рассмотренными схемами записывается так:

$$S^{(в)}=\frac{Q}{2\pi km}R^{(в)}. \tag{VII.36}$$

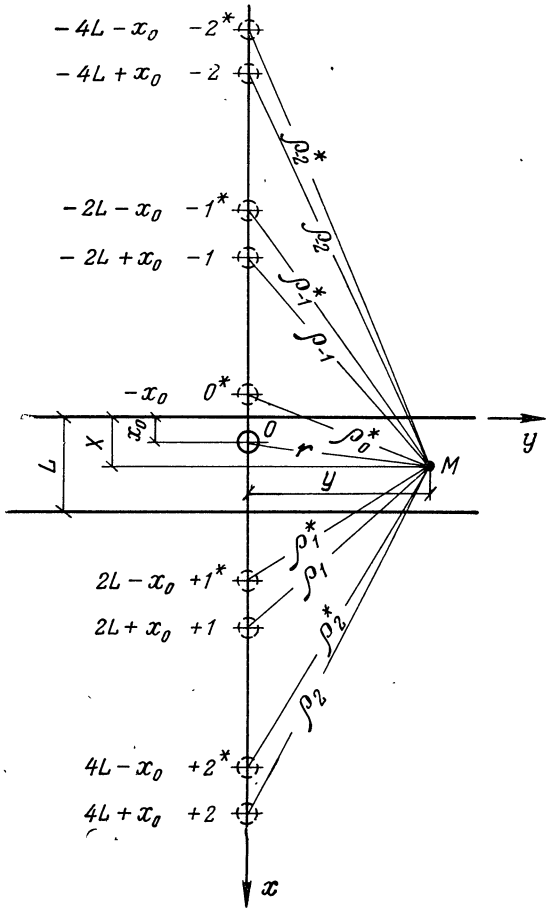


Рис. VII.7. Схема к расчету взаимодействующих скважин в полосообразных пластах

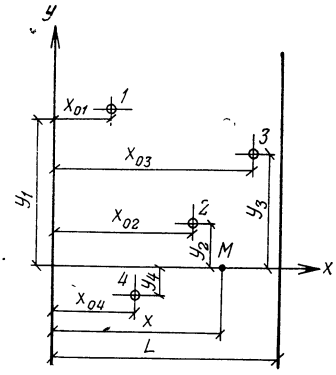


Рис. VII.6. К выводу зависимостей для расчета скважин в полосообразных пластах

При разделении суммарного сопротивления находим:

$$R^{(s)} = 2\pi \sqrt{\mathrm{Fo}}\ \mathrm{ierfc}\,\alpha + R_1^{(s)}(x, x_0, y) - R_2^{(s)}(x, x_0, y, t), \qquad \text{(VII.37)}$$

где

$$R_1^{(s)} = \frac{1}{2}\ln\frac{e^{4\varepsilon}}{4\,[\mathrm{ch}\,2\varepsilon - \cos 2(\eta+\lambda)][\mathrm{ch}\,2\varepsilon - \cos 2(\eta-\lambda)]}; \qquad \text{(VII.38)}$$

$$R_2^{(s)} = \frac{1}{2}\sum_1^\infty \frac{1}{n}\left[\cos 2n(\eta+\lambda) + \cos 2n(\eta-\lambda)\right] \times$$

$$\times\left[e^{-2n\varepsilon}\,\mathrm{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha} - \alpha\right) + e^{2n\varepsilon}\,\mathrm{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha} + \alpha\right)\right]. \qquad \text{(VII.39)}$$

При определении уровня в скважине при $y=0$, $x=x_0 \pm r_0$

$$R^{(s)} = 3{,}55\sqrt{\mathrm{Fo}} + R_1^{(s)}(x_0, 0) - R_2^{(s)}(x_0, 0, t), \qquad \text{(VII.40)}$$

причем

$$R_1^{(s)} = \ln\frac{0{,}16\,L}{r_0 \sin 2\lambda}; \quad \mathrm{Fo} = \frac{at}{L^2}; \qquad \text{(VII.41)}$$

$$R_2^{(в)} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} [\cos 4n\lambda + \cos 2n\rho_0] \operatorname{erfc}\left(\frac{n\varepsilon}{\alpha}\right). \quad \text{(VII.42)}$$

Время, в течение которого следует учитывать при расчетах $R_2^{(в)}$, определяется теми же критериями, что и в первой схеме.

Как показали результаты вычислений функций $R_2^{(а,б,в)}$, для длительных эксплуатационных периодов в большинстве случаев в расчетных уравнениях эти функции могут быть опущены ввиду их малости по сравнению с другими членами. При необходимости же прогноза производительности скважины на короткие отрезки времени можно использовать приближенные формулы, полученные путем однократного отображения реальной скважины относительно контуров пласта. При этом имеем:

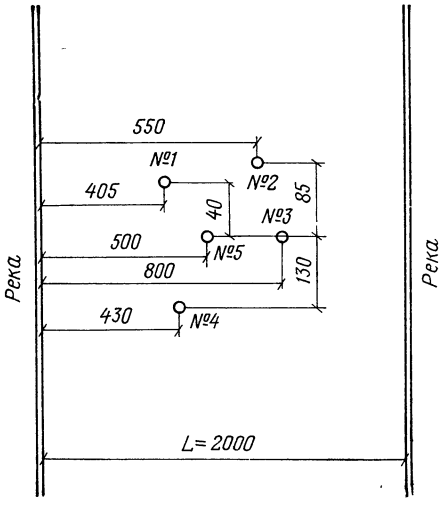


Рис. VII.8. Схема к примеру расчета взаимодействующих скважин в пласте-полосе

$$S^{(а,б,в)} \approx -\frac{Q}{4\pi km}\left[\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right) \pm \operatorname{Ei}\left(-\frac{\rho_0^{*2}}{4at}\right) \pm \operatorname{Ei}\left(-\frac{\rho_1^{*2}}{4at}\right)\right], \quad \text{(VII.43)}$$

где выражения для r, ρ_0^* и ρ_1^* и знаки в прямых скобках принимаются по рис. VII.6.

Расчеты по приближенной формуле (VII.43) при времени, в течение которого оказывается ощутимой величина R_2, практически совпадают с расчетами по точным формулам (отклонения, как правило, не превышают 3—5%).

На основе изложенных решений для одиночной скважины нетрудно по методу сложения фильтрационных течений получить формулы для расчета взаимодействующих скважин. Общая зависимость для определения понижения уровня $S_{вз}$ в точке M будет иметь вид (рис. VII.7):

$$S_{вз}^{(а,б,в)} = \frac{Q_{сум}}{2\pi km} \sum_{i=1}^{\nu} \beta_i R^{(а,б,в)}(x, x_{0i}, y_i, t), \quad \text{(VII.44)}$$

где $Q_{сум}$ — суммарный расход всех скважин;

$$\beta_i = \frac{Q_i}{Q_{сум}};$$

Q_i — расход i-й скважины; x_{0i} — абсциссы точек расположения скважин; x — абсцисса точки M, в которой определяется понижение уровня; y_i — ординаты этой точки, отсчитанные относительно каждой скважины в отдельности, т. е. начало координат является «скользящим», оно проходит через каждую скважину ($i=1, 2, ..., \nu$); ν — число взаимодействующих скважин.

В формуле (VII.44) безразмерное сопротивление $R^{(а,б,в)}$ определяется по формулам для соответствующих схем *а*, *б*, *в*. В сущности здесь, так же как в неограниченных водоносных пластах, эффект взаимодействия скважин может учитываться путем суммирования понижений уровня, вызванных каждой скважиной в отдельности. Это справедливо

и при разновременном включении скважин (или их остановке); во всех случаях следует учитывать время от фактического начала (или остановки) скважины до конца прогнозируемого периода.

Рассмотренная методика расчета скважин в долинах рек ограниченных поперечных размеров приобретает практическое значение при проектировании водозаборов на длительное время, когда в процессе откачек влияние контуров пласта, иначе говоря, коренных склонов долин или склонов более высоких террас, становится ощутимым и поэтому должно учитываться при оценке эксплуатационных запасов подземных вод и производительности водозаборов.

Пример VII.2. Поместим группу скважин, которая рассматривалась в примере VII.1, в пласт, ограниченный двумя параллельными контурами — реками (рис. VIII.8) Определим понижение уровня в скважине 5 через $t=10\,000$ сут.

Вычислим параметр

$$\mathrm{Fo}=\frac{at}{L^2}=\frac{3\cdot10^3\cdot10^4}{2000^2}=7{,}5>0{,}8.$$

Таким образом, для определения функции $R^{(a)}$ можно использовать лишь первый ее член R_1^a.

Сопротивление R_1^a, обусловленное влиянием каждой скважины в отдельности, составит [см. формулы (VII.25) и (VII.28)]:

$$R_{5-5}=0{,}128\ln 0{,}64\frac{2000}{0{,}2}\sin\frac{3.14\cdot500}{2000}=0{,}79;$$

$$R_{5-1}=\frac{0{,}256}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot40}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500+405)}{2000}}{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot40}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500-405)}{2000}}=0{,}53;$$

$$R_{5-2}=\frac{0{,}205}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot85}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500+550)}{2000}}{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot85}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500-550)}{2000}}=0{,}46;$$

$$R_{5-3}=\frac{0{,}205}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot0}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500+800)}{2000}}{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot0}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500-800)}{2000}}=0{,}26;$$

$$R_{5-4}=\frac{0{,}205}{2}\ln\frac{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot130}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500+430)}{2000}}{\operatorname{ch}\dfrac{3{,}14\cdot130}{2000}-\cos\dfrac{3{,}14\,(500-430)}{2000}}=0{,}23.$$

По формуле (VII.36) имеем

$$S=\frac{3900}{6{,}28\cdot30\cdot15}(0{,}79+0{,}53+0{,}46+0{,}26+0{,}23)=3{,}2\text{ м}.$$

3. РАСЧЕТ ПРИТОКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД К БЕРЕГОВЫМ ВОДОЗАБОРАМ С УЧЕТОМ НЕСОВЕРШЕНСТВА РЕЧНЫХ РУСЕЛ

При прогнозах производительности береговых водозаборов, предназначенных для забора подземных вод аллювиальных отложений в условиях постоянного их пополнения путем фильтрации из рек, в большинстве случаев необходимо учитывать несовершенство речных русел.

Под несовершенством в данном случае понимается неполная врезка русел в водоносный пласт (их «висячесть»), а также заиленность русловых отложений и наличие в них слабопроницаемых глинистых прослоев и линз, затрудняющих фильтрацию воды из реки в водоносный пласт.

При оценке заиленности и неоднородности русловых отложений можно исходить из двух предпосылок.

Согласно первой предпосылке, интенсивность процесса заиления и аккумуляции глинистого материала в руслах рек в основном определяется естественными гидрогеологическими и геологическими условиями и практически не зависит от интенсивности эксплуатации водозабора. Этот процесс является длительным и, вообще говоря, нестационарным, поскольку режим речного стока изменяется как по сезонам одного года, так и в многолетнем разрезе. Тем не менее, учитывая постоянное чередование аккумуляции и эрозии речных наносов, во многих случаях можно принимать некоторую среднюю (условно постоянную) степень заиленности и неоднородности ложа реки на участке расположения водозабора. Ввод в действие водозабора если и приводит к активизации и усилению заиления, то в таких размерах, которые по своим масштабам не могут сравниваться с естественными русловыми процессами.

Вторая предпосылка основана на том, что заиление русел и формирование глинистого экрана, затрудняющего фильтрацию из реки, — это процессы, в значительной степени связанные с существованием и эксплуатацией самих водозаборных сооружений. Последние в соответствии с такой точкой зрения всегда вызывают заиление или во всяком случае существенно усиливают и активизируют его. В связи с этим со временем производительность береговых водозаборов обязательно должна уменьшаться.

Опыт эксплуатации многих береговых водозаборов подтверждает реальность обеих предпосылок: первой — на незарегулированных реках, особенно в тех случаях, когда они находятся в стадии активного формирования русла, второй — на зарегулированных реках (водохранилищах).

Ниже рассматривается задача расчета береговых водозаборов на основе первой предпосылки, т. е. без учета изменения степени заиленности и неоднородности русловых отложений в процессе эксплуатации водозаборов.

Схематизируя действительную картину фильтрации, можно принять, что заиленность русловых отложений и заключенные в них глинистые прослои в фильтрационном отношении проявляются одинаково и могут поэтому оцениваться обобщенно. Это тем более допустимо, что практически даже при самых тщательных изысканиях нельзя отделить собственно заиленный слой от глинистых прослоев, которые также чрезвычайно изменчивы по мощности и составу.

Учитывая это обстоятельство, заиленные и неоднородные русловые отложения можно представить в виде единого слоя со средней проницаемостью, существенно более низкой, чем водопроницаемость нижерасположенных русловых отложений, а также отложений в берегах.

Всю область, в которой происходит фильтрация к береговому водозабору, в этом случае можно разделить на три зоны (рис. VII.9):

I — русловую, в которой фильтрация речных вод происходит через заиленные и слабопроницаемые глинистые слои с постоянной суммарной мощностью m_0 со средним коэффициентом фильтрации k_0 в нижележащие отложения мощностью m_1 и коэффициентом фильтрации k_1;

II — береговую зону расположения водозабора, где существует поток подземных вод, в естественных условиях (до начала эксплуатации водозабора) направленный нормально к реке (или от реки). Средняя мощность этого потока m_2, коэффициент фильтрации k_2;

III — береговую зону на противоположной по отношению к водозабору стороне реки. В этой зоне также имеется естественный поток подземных вод, связанный с рекой; средняя мощность его m_3; коэффициент фильтрации k_3.

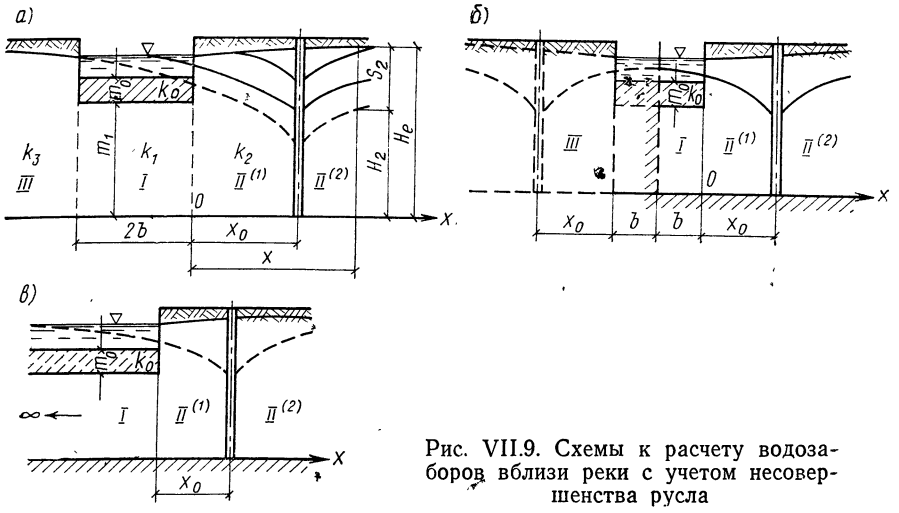


Рис. VII.9. Схемы к расчету водозаборов вблизи реки с учетом несовершенства русла

Поскольку водопроницаемость заиленного и глинистого слоя в русле сравнительно мала, т. е. $k_0 \ll k_1$, можно пренебречь в нем горизонтальными составляющими скорости фильтрации. Кроме того, можно считать, что непосредственно в русле фильтрация уже через короткий промежуток времени будет происходить при жестком режиме и упругие силы будут сказываться в малой степени (во всяком случае по сравнению с береговой областью их роль здесь можно считать ничтожной).

Тогда исходные дифференциальные уравнения для каждой зоны могут быть представлены в таком виде:

для зоны I

$$\frac{\partial^2 S_1}{\partial x^2} - \alpha_0^2 S_1 = 0;\ \alpha_0^2 = \frac{k_0}{(km)_1 m_0}; \qquad \text{(VII.45)}$$

для зон II и III

$$\frac{\partial^2 S_i}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 S_i}{\partial y^2} = \frac{1}{a_i}\frac{\partial S_i}{\partial t}\ (i = 2, 3); \qquad \text{(VII.46)}$$

$$S_i = H_{ei} - H_i,$$

где H_{ei} и H_i — отметки уровня в береговых зонах до начала откачки и в процессе откачки; a_i — коэффициент пьезопроводности $\left(a_i = \frac{(km)_i}{\mu_i^*}\right)$; $(km)_i$ — водопроводимость; μ_i^* — коэффициент водоотдачи пласта в береговых зонах (в безнапорных потоках $(km)_i = kh_{cpi}$ и $\mu_i^* = \mu$); x, y — координаты области движения подземных вод; t — время; k_0 — коэффициент фильтрации русловых отложений; m_0 — их мощность.

В общем случае граничные условия для зоны I будут такими:

$$\text{при } x = 0 \quad S_1 = S_1(0, t);$$

$$\text{при } x = -2b_1 \quad S_1 = S_1(-2b, t).$$

Решение уравнения (VII.45) с учетом этих условий запишется следующим образом:

$$S_1 = S_1(0, t)\frac{\operatorname{sh}[\alpha_0(2b+x)]}{\operatorname{sh}(2b\,\alpha_0)} - S_1(-2b, t)\frac{\operatorname{sh}(\alpha_0 x)}{\operatorname{sh}(2b\alpha_0)}. \qquad \text{(VII.47)}$$

Указанное решение существенно упрощается, если пренебречь влиянием фильтрационного потока с противоположной по отношению к водозабору стороны реки. Это может быть сделано в двух случаях. Во-первых, можно принять, что при ограниченной ширине русла на противоположном берегу на таком же расстоянии от реки располагается водозабор с тем же расходом (см. рис. VII.9, *б*). Во-вторых, можно считать ширину русла бесконечно большой, т. е. практически рассматривать не реку, а водохранилище (см. рис. VII.9, *в*). И в том и в другом случае фильтрационный поток будет симметричным, причем ось симметрии в первой схеме располагается посередине русла, а во второй она относится в бесконечность.

Граничные условия для зоны I при этом формулируются следующим образом:

при ограниченной ширине русла:

$$x = 0, \quad S_1 = S_1(0, t);$$

$$x = -b, \quad \frac{\partial S_1}{\partial x} = 0;$$

при бесконечно большой ширине русла:

$$x = 0, \quad S_1 = S_1(0, t);$$

$$x = -\infty, \quad S_1 = 0.$$

В соответствии с этим для первой схемы (ограниченная ширина русла) будем иметь решение в таком виде:

$$S_1 = S_1(0, t)\frac{\operatorname{ch}[\alpha_0(b+x)]}{\operatorname{ch}(b\alpha_0)}; \qquad \text{(VII.48)}$$

для второй схемы (бесконечно большая ширина русла)

$$S_1 = S_1(0, t)\, e^{\alpha_0 x}. \qquad \text{(VII.49)}$$

Начальное условие для уравнения (VII.46) принимается нулевым, т. е. при $t=0$, $S_i=0$, $(i=2,3)$.

Граничные условия, при которых должно решаться уравнение (VII.46), будут иметь вид:

при $x=0$, $x=-2b$ (на контакте русловой и береговых зон)

$$S_i = S_1;$$

$$(km)_i\frac{\partial S_i}{\partial x} = (km)_1\frac{\partial S_1}{\partial x}.$$

Эти равенства представляют собой условия четвертого рода. Продифференцировав уравнения (VII.47), (VII.48) и (VII.49), получим:

для асимметричной схемы фильтрации

$$\left.\begin{aligned} x=0;\ \frac{\partial S_2}{\partial x}&=\lambda_2\left[S_2(0,t)-\frac{S_3(-2b,t)}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right];\\ x=-2b,\ \frac{\partial S_3}{\partial x}&=\lambda_3\left[\frac{S_2(0,t)}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}-S_3(-2bt)\right];\end{aligned}\right\} \tag{VII.50}$$

$$\left.\begin{aligned}\lambda_2&=\frac{(km)_1}{(km)_2}\alpha_0\operatorname{cth}(2b\alpha_0);\\ \lambda_3&=\frac{(km)_1}{(km)_3}\alpha_0\operatorname{cth}(2b\alpha_0);\end{aligned}\right\} \tag{VII.51}$$

для симметричной схемы фильтрации

$$x=0;\ \frac{\partial S_2}{\partial x}=\lambda S_2; \tag{VII.52}$$

где

$$\lambda=\frac{(km)_1}{(km)_2}\alpha_0\operatorname{th}(b\alpha_0); \tag{VII.53}$$

для второй схемы (бесконечно большая ширина русла)

$$\lambda=\frac{(km)_1}{(km)_2}\alpha_0. \tag{VII.54}$$

Уравнения (VII.50) и (VII.52) представляют собой граничные условия третьего рода.

На удаленных границах области фильтрации в берегах при $x\to\pm\infty$ и $y\to\pm\infty$, $S_i=0$.

Водозаборные сооружения, как уже указывалось, располагают во II зоне. При этом рассматриваются две схемы: а) одиночная скважина и группа взаимодействующих скважин (двухмерный поток); б) линейный ряд скважин весьма значительной протяженности (одномерный поток). В обоих случаях на водозаборах принимается условие постоянства расхода. Математическая формулировка этого условия приводится далее для каждой из указанных схем водозабора.

Одиночная скважина и группа взаимодействующих скважин

Примем, что скважина расположена в точке с координатами $x=x_0$, $y=0$. Условие на скважине, работающей с постоянным расходом Q, будет:

$$\lim_{r\to 0} r\frac{\partial S_2}{\partial r}=-\frac{Q}{2\pi(km)_2}=\text{const}, \tag{VII.55}$$

где

$$r=\sqrt{(x-x_0)^2+y^2}\,.$$

Решение уравнения (VII.46) с учетом указанных условий представляется в следующем виде.

Для асимметричной схемы фильтрации решение получено для стационарного движения подземных вод, причем принято, что $(km)_2=(km)_3=km$ (и соответственно $\lambda_2=\lambda_3=\lambda$). Тогда выражение для функции понижения запишется следующим образом:

для зоны II ($x>0$)

$$S_2 = \frac{Q}{2\pi km}(R_1 + R_2); \qquad \text{(VII.56)}$$

для зоны III ($x<-2b$)

$$S_3 = \frac{Q}{2\pi km} R_3, \qquad \text{(VII.57)}$$

где

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= \ln\frac{\rho}{r}; \\ R_2 &= I_{2+} + I_{2-}; \\ R_3 &= I_{3+} - I_{3-}; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.58)}$$

$$\left.\begin{aligned} I_{i\pm} &= \int_0^\infty \frac{e^{-u\xi_i\pm}}{1+u}\cos(u\eta_\pm)\,du, \quad (i=2,3); \\ \rho &= \sqrt{(x+x_0)^2+y^2}; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.59)}$$

$$\left.\begin{aligned} \xi_{2\pm} &= \lambda(x+x_0)\left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right]; \\ \xi_{3\pm} &= \lambda(|x|+x_0-2b)\left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right]; \\ \eta_\pm &= \lambda y\left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right]; \\ \lambda &= \frac{(km)_1}{km}\alpha_0 \operatorname{cth}(2b\alpha_0). \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.60)}$$

При определении понижения уровня в русловой зоне необходимо сначала найти понижения $S_2(0)$ и $S_3(-2b)$ на урезе реки соответственно во II и III зонах по формулам (VII.56) и (VII.57) и подставить их значения в формулу (VII.47).

Сумма $R=R_1+R_2$ в решении (VII.56) представляет собой общее сопротивление при действии скважины вблизи реки. Функция R_1, определяемая по (VII.58), может быть названа основным сопротивлением при условии, что река имеет непосредственную гидравлическую связь с водоносным горизонтом, т. е. без учета несовершенства русла, его заиленности и неоднородности. Функция R_2 характеризует дополнительное гидравлическое сопротивление, обусловленное именно этими факторами, — несовершенством русла, заиленностью и неоднородностью русловых отложений.

Функция R_3, определяемая по (VII.58), представляет собой гидравлическое сопротивление фильтрационного потока на противоположном (по отношению к скважине) берегу реки.

Значения интеграла $I_{i\pm}$ по формуле (VII.59) приведены в табл. VII.1.

При $\eta_\pm=0$ (т. е. при $y=0$) этот интеграл равен:

$$I^0_{i\pm} = -e^{\xi i\pm}\,\mathrm{Ei}(-\xi_{i\pm}) \qquad \text{(VII.61)}$$

и тогда

$$R_2 = -e^{\xi_{2+}}\,\mathrm{Ei}(-\xi_{2+}) - e^{\xi_{2-}}\,\mathrm{Ei}(-\xi_{2-}); \qquad \text{(VII.62)}$$

$$R_3 = -e^{\xi_{3+}}\,\mathrm{Ei}(-\xi_{3+}) + e^{\xi_{3-}}\,\mathrm{Ei}(-\xi_{3-}). \qquad \text{(VII.63)}$$

Таблица VII. 1

Значения интеграла $I_i\pm$ по формуле (VII.59)

$\xi_i\pm$ \ $\eta\pm$	0	10^{-6}	$3\cdot10^{-6}$	10^{-5}	$3\cdot10^{-5}$	10^{-4}	$3\cdot10^{-4}$	10^{-3}	$3\cdot10^{-3}$	10^{-2}	$3\cdot10^{-2}$	10^{-1}	$3\cdot10^{-1}$
10^{-6}	13,24	12,89	12,09	10,93	9,84	8,63	7,53	6,33	5,24	4,04	2,98	1,88	1,05
$5\cdot10^{-6}$	11,63	11,61	11,48	10,82	9,82	8,63	7,53	6,33	5,24	4,04	2,98	1,88	1,05
10^{-5}	10,94	10,93	10,89	10,59	9,78	8,63	7,53	6,33	5,24	4,04	2,98	1,88	1,05
$5\cdot10^{-5}$	9,33	9,33	9,32	9,31	9,17	8,52	7,52	6,33	5,24	4,04	2,98	1,88	1,05
10^{-4}	8,63	8,63	8,63	8,63	8,59	8,29	7,48	6,33	5,24	4,04	2,98	1,88	1,05
$5\cdot10^{-4}$	7,03	7,03	7,03	7,03	7,03	7,01	6,87	6,22	5,23	4,04	2,98	1,88	1,05
10^{-3}	6,34	6,34	6,34	6,34	6,34	6,29	5,99	5,19	4,04	3,98	2,98	1,88	1,05
$5\cdot10^{-3}$	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,73	4,60	3,95	2,98	1,88	1,05
10^{-2}	4,08	4,08	4,08	4,08	4,08	4,08	4,08	4,08	4,04	3,74	2,95	1,88	1,05
$5\cdot10^{-2}$	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,45	1,84	1,05
10^{-1}	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,01	1,98	1,70	1,05
$5\cdot10^{-1}$	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91
1	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,59	0,57
2	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
3	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
5	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
8	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11

Из табл. VII.1 видно, что дополнительное сопротивление, обусловленное несовершенством русла, достигает максимального значения в точке $x=0$, $y=0$, т. е. на урезе реки в створе, проходящем через водозаборную скважину. С удалением от этой точки как в направлении, перпендикулярном реке, так и вдоль нее дополнительное сопротивление уменьшается.

Из приведенных соотношений видно также, что при $b\geqslant\frac{1{,}5\div2}{\alpha_0}$, ширина русла практически не влияет на результаты расчетов и ее можно принимать равной бесконечности, т. е. не учитывать влияния противоположного берега на понижение уровня в зоне расположения водозабора. При этом для *симметричной схемы фильтрации*

$$I_2+ = I_2- = I_2 = \int_0^\infty \frac{e^{-u\xi}}{1+u}\cos(u\eta)\,du; \qquad \text{(VII.64)}$$

$$I_3+ = I_3-;$$

$$\xi = \lambda(x+x_0);\ \eta = \lambda y;\ \lambda = \frac{(km)_1}{km}\alpha_0; \qquad \text{(VII.65)}$$

тогда

$$R_2 = 2I_2,\ R_3 = 0. \qquad \text{(VII.66)}$$

В этом случае при $\eta=0$ (т. е. $y=0$)

$$I_2^0 = -e^{\xi}\,\mathrm{Ei}(-\xi); \qquad \text{(VII.67)}$$

$$R_2 = 2I_2^0 = -2e^{\xi}\,\mathrm{Ei}(-\xi). \qquad \text{(VII.68)}$$

Рис. VII.10. Область применения формул (VII.61) — (VII.63), (VII.67) и (VII.68)

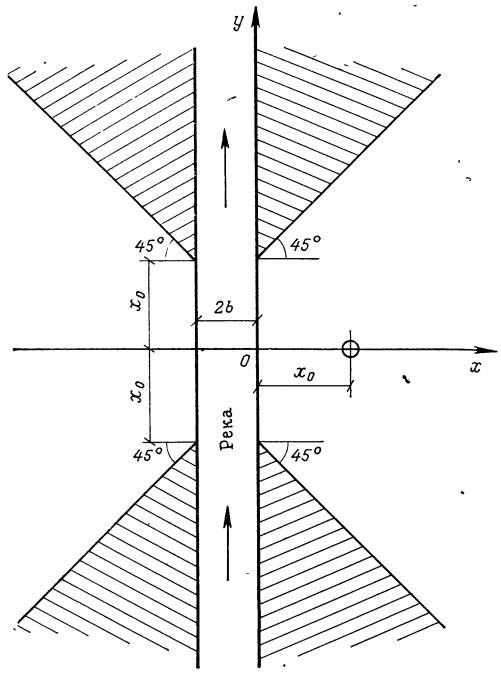


Таблица VII. 2

Значения функции $I_i\pm$ по формуле (VII.69)

$\eta\pm$	$I_i\pm$	$\eta\pm$	$I_i\pm$
10^{-6}	13,24	0,8	0,43
10^{-5}	10,94	0,9	0,39
10^{-4}	8,63	1	0,34
10^{-3}	6,33	2	0,14
10^{-2}	4,04	3	0,079
10^{-1}	1,87	4	0,050
0,2	1,29	5	0,034
0,3	1,00	6	0,025
0,4	0,81	7	0,019
0,5	0,67	8	0,015
0,6	0,57	9	0,012
0,7	0,50	10	0,009

При практических расчетах следует использовать следующие свойства и приближенные выражения интеграла (VII.59).

Оказывается, что не только на линии, проходящей через скважину перпендикулярно урезу реки (т. е. при $y=0$), но и в довольно обширной области при любых $|y|<x+x_0$ во II зоне и $|y|<|x|+x_0-2b$ в III зоне справедливы формулы (VII.61), (VII.63), (VII.67), (VII.68). Область $|y|<x+x_0$ и $|y|<|x|+x_0-2b$ применения этих формул представлена незаштрихованной на рис. VII.10.

Вместе с тем при $|y|>x+x_0$ во II зоне и $|y|>|x|+x_0-2b$ в III зоне интеграл (VII.59) будет иметь следующее приближенное выражение

$$I_i\pm \approx -\cos\eta_\pm \operatorname{ci}(\eta_\pm) - \sin\eta_\pm \operatorname{si}(\eta_\pm), \qquad \text{(VII.69)}$$

где $\operatorname{ci}(\eta)$ — интегральный косинус; $\operatorname{si}(\eta)$ — интегральный синус.

В табл. VII.2 приведены значения функции $I_{i\pm}$ по формуле (VII.69).

Как видно из приведенных формул, интеграл (VII.59) в приближенном его выражении (VII.61) не зависит от координаты y и является функцией только аргумента $\xi_{i\pm}$, т. е. $I_{i\pm}=I(\xi_{i\pm})$. И, наоборот, приближенное выражение интеграла (VII.69) не зависит от координаты x и является функцией только $\eta_\pm$, т. е. в этом случае $I_{i\pm}=I(\eta_\pm)$.

На рис. VII.11 представлены графики приближенных выражений (VII.61) и (VII.69) интеграла (VII.59). На оси абсцисс отложен $\ln u$, а на оси ординат — функции $I_1=-e^u\operatorname{Ei}(-u)$ (здесь $u=\xi_{i\pm}$) и $I_2=-\cos u \operatorname{ci}(u)-\sin u \operatorname{si}(u)$ (в этом случае $u=\eta_\pm$).

Из рис. VII.11 видно, что при $\ln u\leqslant -2{,}3$ (т. е. при $u\leqslant 0{,}1$) графики функций I_1 и I_2 совпадают и представляют собой прямую с уравнением

$$I=-\ln u-0{,}577. \qquad \text{(VII.70}$$

Уравнение (VII.70) представляет собой асимптотическое выражение функций (VII.61) или (VII.69) при малых аргументах $\xi_{i\pm}$ или $\eta_{\pm}$.

Таким образом, при расчетах для вычисления интеграла (VII.59) следует пользоваться либо формулой (VII.70) при $u<0{,}1$, либо (при любых u) графиками на рис. VII.11.

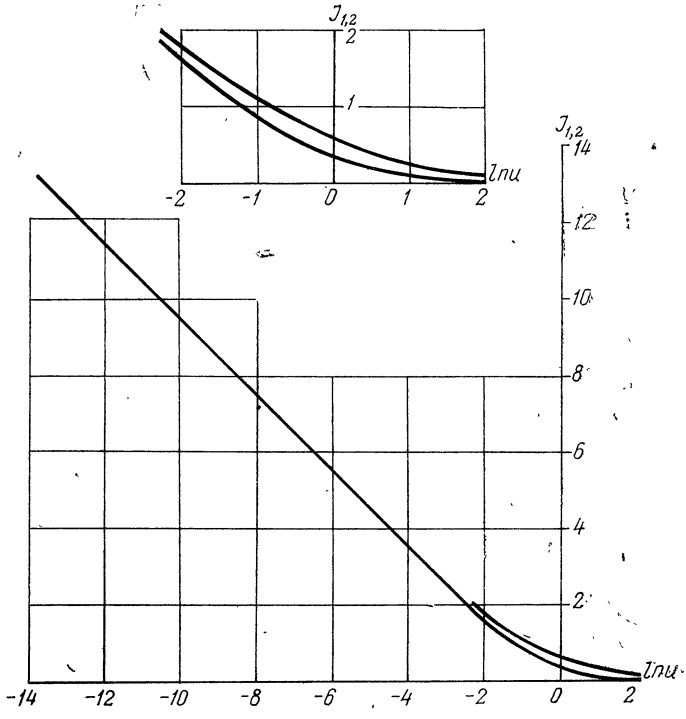


Рис. VII.11. График функции I_1 по формуле (VII.61) и I_2 по формуле (VII.69)

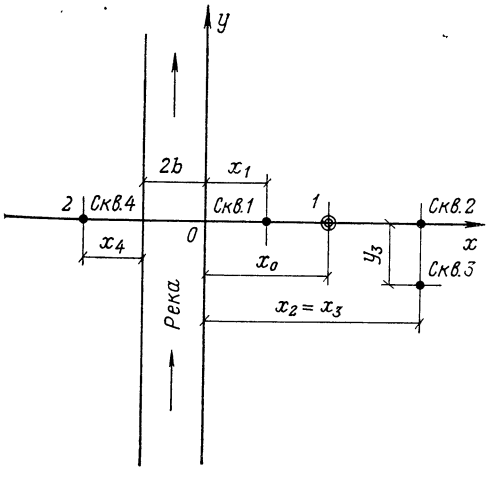


Рис. VII.12. Схема расположения скважин для определения параметров по данным кустовой откачки вблизи реки

1 и *2* — соответственно откачечная и наблюдательная скважины

Приведенное решение можно использовать для определения водопроводимости пласта km и показателя несовершенства русла λ по данным кустовых откачек вблизи рек. Для этого наблюдательные скважины целесообразно располагать по двум створам, один из которых перпендикулярен реке, другой — параллелен ей (рис. VII.12).

Используем то свойство интеграла (VII.59) и (соответственно сопротивлений R_2 и R_3), что при $|y|<x+x_0$ (для II зоны) и $|y|<|x|+x_0-2b$ (для III зоны) $I_{i\pm}$, R_2 и R_3 практически не зависят от y и являются функциями только от x. Тогда для скважин *2* и

3, располагающихся в створе, параллельном реке, с одинаковыми $x_2 = x_3$ выражения для функций понижения можно записать так:

$$S_2^2 = \frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{\rho_2}{r_2} + R_2^2\right);$$

$$S_2^3 = \frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{\rho_3}{r_3} + R_2^3\right).$$

Вычитая второе выражение из первого и учитывая, что для указанных скважин можно считать $R_2^2 = R_2^3$, находим:

$$km = \frac{0{,}16Q}{S_2^2 - S_2^3}\ln\frac{\rho_2 r_3}{r_2 \rho_3}. \qquad \text{(VII.71)}$$

Затем, зная водопроводимость km, можно найти показатель несовершенства русла реки λ. Для определения величины λ лучше всего воспользоваться показаниями наблюдательных скважин, расположенных вблизи реки на линии, проходящей через опытную скважину нормально к руслу. При этом если ширина реки невелика и имеются основания предполагать, что при откачке понижение уровня будет происходить и на противоположном берегу (в зоне III), наблюдательные скважины следует размещать симметрично относительно середины реки, т. е. на одинаковом расстоянии от берегов (как скважины *1* и *4* на рис. VII.12).

В этом случае $\xi_{2\pm} = \xi_{3\pm}$ и, следовательно, будут равны интегралы (VII.61):

$$I_{2+}^0 = I_{3+}^0, \quad I_{2-}^0 = I_{3-}^0, \qquad \text{(VII.72)}$$

а так как для скважин *1* и *4*

$$S_2^1 = \frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{x_0 + x_1}{x_0 - x_1} + I_{2+}^0 + I_2^0\right);$$

$$S_3^4 = \frac{Q}{2\pi km}\left(I_{3+}^0 - I_{3-}^0\right),$$

то, складывая эти два выражения и учитывая равенства (VII.72), найдем:

$$I_{2+}^0 = \frac{\pi km\left(S_2^1 + S_3^4\right)}{Q} - 0{,}5\ln\frac{x_0 + x_1}{x_0 - x_1}, \qquad \text{(VII.73)}$$

а вычитая второе из первого, получим:

$$I_{2-}^0 = \frac{\pi km\left(S_2^1 - S_3^4\right)}{Q} - 0{,}5\ln\frac{x_0 + x_1}{x_0 - x_1}. \qquad \text{(VII.74)}$$

Зная значения интегралов I_{2+}^0 и I_{2-}^0, по табл. VII.1 или графикам на рис. VII.11 найдем их аргументы ξ_{2+} и ξ_{2-}:

$$\xi_{2+} = \lambda(x_1 + x_0)\left(1 + \frac{1}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right); \qquad \text{(VII.75)}$$

$$\xi_{2-} = \lambda(x_1 + x_0)\left(1 - \frac{1}{\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}\right). \qquad \text{(VII.76)}$$

Складывая эти два выражения, получим:

$$\lambda = \frac{\xi_{2+} + \xi_{2-}}{2(x_1 + x_0)}. \qquad \text{(VII.77)}$$

Зная параметр λ, вычитая из (VII.75) формулу (VII.76), найдем:

$$\alpha_0 = \frac{1}{2b} \operatorname{arch} \frac{2\lambda(x_1 + x_0)}{\xi_{2+} - \xi_{2-}}. \qquad \text{(VII.78)}$$

Теперь из выражения (VII.60) можно определить водопроводимость зоны I:

$$(km)_1 = \frac{\lambda km}{\alpha_0 \operatorname{cth}(2b\alpha_0)}. \qquad \text{(VII.79)}$$

По известным значениям α_0 и $(km)_1$ из выражения

$$\alpha_0^2 = \frac{k_0}{(km)_1 m_0} \qquad \text{(VII.80)}$$

находим

$$\frac{k_0}{m_0} = \alpha_0^2 (km)_1. \qquad \text{(VII.81)}$$

При значительной ширине реки, когда понижения уровня на противоположном берегу заведомо можно считать пренебрежимо малыми, для определения λ можно использовать данные, полученные по любой наблюдательной скважине, расположенной в створе, проходящем через опытную скважину нормально реке.

Тогда, например, для скважины *1* (см. рис. VII.12)

$$S_2^1 = \frac{Q}{2\pi km}\left(\ln \frac{x_0 + x_1}{x_0 - x_1} + 2I_2^0\right), \qquad \text{(VII.82)}$$

где I_2^0 имеет вид (VII.67).

Из выражения (VII.82)

$$I_2^0 = \frac{\pi km S_2^1}{Q} - 0{,}5 \ln \frac{x_0 + x_1}{x_0 - x_1}. \qquad \text{(VII.83)}$$

По полученному значению интеграла I_2^0 по табл. VII.2 или рис. VII.11 находим величину

$$\xi = \lambda(x_1 + x_0),$$

откуда

$$\lambda = \frac{\xi}{x_1 + x_0}. \qquad \text{(VII.84)}$$

Если принимать $(km)_1 = km$, то из (VII.65)

$$\alpha_0 = \lambda$$

и тогда

$$\frac{k_0}{m_0} = \alpha_0^2 km. \qquad \text{(VII.85)}$$

При ограниченной ширине русла *для симметричной схемы фильтрации* справедливы выражения для рассмотренного случая бесконеч-

ной ширины реки (VII.48), (VII.50), (VII.58), (VII.60) — (VII.62), в которых, однако, λ имеет вид (VII.53).

Водопроводимость в этом случае также определяется по формуле (VII.71), параметр несовершенства λ — по формуле (VII.84).

Если по формуле (VII.5) принять $(km)_1=(km)_2=km$, то α_0 может быть определено из уравнения:

$$\lambda = \alpha_0 \operatorname{th}(b\alpha_0), \tag{VII.86}$$

а $\frac{k_0}{m_0}$ — по формуле (VII.85).

Величина, обратная (VII.85), т. е. $A=\frac{m_0}{k_0}=\frac{1}{km\alpha_0^2}$; представляет собой сопротивление экранирующего слоя в русле (при вертикальной фильтрации через единицу площади этого слоя).

Все приведенные здесь решения для одной скважины можно применять при расчете систем взаимодействующих скважин.

Тогда

$$S_{\text{сум}}=\sum_{i=1}^{n} S_i, \tag{VII.87}$$

где $S_{\text{сум}}$ — суммарное понижение уровня в любой точке пласта под влиянием откачки из всех скважин; S_i — понижение, обусловленное действием i-й скважины ($i=1, 2, \ldots, n$); n — общее число скважин.

Линейный ряд скважин значительной протяженности у несовершенной реки

Понижения уровня подземных вод при работе линейного ряда скважин у несовершенной реки (рис. VII.9) для установившегося движения подземных вод имеют вид [30]:

$$S_{\text{II}}^1=\frac{q_0}{(km)_2}\left(x+\frac{1}{\lambda}\right); \tag{VII.88}$$

$$S_{\text{II}}^2=\frac{q_0}{(km)_2}\left(x_0+\frac{1}{\lambda}\right); \tag{VII.89}$$

$$S_{\text{III}}=\frac{q_0}{(km)_2\,\lambda\operatorname{ch}(2b\alpha_0)}, \tag{VII.90}$$

где q_0 — единичный расход линейного водозабора; x — расстояние от водозабора до реки; b — половина ширины реки; $(km)_2$ — водопроводимость пород водоносного горизонта.

Параметр λ определяется по формулам (VII.53) и (VII.54) соответственно для ограниченной и «бесконечной» ширины русла реки, причем в этих формулах α_0 вычисляется по (VII.45).

Первый член в выражении (VII.88) характеризует основное фильтрационное сопротивление, не учитывающее несовершенство реки. Второй член определяет дополнительное гидравлическое сопротивление за счет несовершенства речного русла. В отличие от ранее рассмотренной схемы притока воды к одиночной скважине в данном случае дополнительное сопротивление не зависит от координаты x и постоянно для всей области фильтрации.

При достаточно интенсивном водоотборе из скважин, когда заиленный слой не в состоянии пропустить соответствующее водозабору количество речной воды, наступает отрыв уровня подземных вод от подошвы слабопроницаемого слоя. Отрыв может быть частичным и полным. При частичном отрыве уровня в полосе шириной 2δ от уреза происходит свободная фильтрация («дождевание») речных вод через экранирующий слой. На остальной части русла шириной $2(b-\delta)$ сохраняется подпертый режим фильтрации. В этом случае расчеты можно вести по приведенным выше формулам, считая, что урез реки сдвинут и проходит не через точку $x=0$, а через точку $x=-2\delta$. Для учета же свободной фильтрации в зоне отрыва можно считать, что через точку $x=-\delta$ параллельно урезу проходит линейный ряд нагнетательных скважин с единичным (на единицу длины водозабора) дебитом:

$$q = 2\frac{H_0 + m_0}{m_0} k_0 \delta. \qquad \text{(VII.91)}$$

В случае полного отрыва уровня всю реку при расчетах можно представить в виде ряда скважин, расположенных на линии $x=-b$ с удельным дебитом

$$q = 2\frac{H_0 + m_0}{m_0} k_0 b. \qquad \text{(VII.92)}$$

В формулах (VII.91) и (VII.92), учитывая, что максимальное фильтрационное сопротивление обусловливается тонким заиленным слоем в русле, можно принять $m_0 \ll H_0$ и пренебречь величиной m_0 в числителе.

Для установления наличия отрыва необходимо знать коэффициент фильтрации k_0 и мощность m_0 экранирующего слоя или комплексную величину $A_0 = m_0/k_0$, характеризующую сопротивление этого слоя.

Наличие отрыва и переход от подпертой к свободной фильтрации наиболее надежно можно определить по наблюдениям за понижением уровня подземных вод эксплуатируемого пласта на урезе и под руслом реки.

При $S_0 \geqslant H_0 + m_0$ или приближенно $S_0 \geqslant H_0$ будет происходить свободная фильтрация (S_0 — понижение уровня на урезе реки).

Если водозабор обеспечивается полностью фильтрацией из реки, указанные соотношения можно представить так [91]:

$$q_р < q_в \qquad \text{(VII.93)}$$

или при $m_0 \ll H_0$

$$A_0 > H_0/q_в. \qquad \text{(VII.94)}$$

Критериями (VII.93) и (VII.94) оценивается наличие отрыва уровня подземных вод от экранированного ложа реки и переход к свободной фильтрации.

О применении приближенного метода «дополнительного слоя» ΔL при расчетах водозаборов вблизи несовершенных рек

Из формулы (VII.88) следует, что для учета несовершенства реки можно увеличить координату расчетной точки x на величину $\Delta L = 1/\lambda$ и расчет производить так же, как если бы река была совершенной. Иначе говоря, для учета фильтрационного несовершенства реки необходимо сдвинуть ее русло на величину $\Delta L = 1/\lambda$ в сторону от водозабора. На этом принципе основан так называемый метод «дополнитель-

ного слоя» расчета водозаборов вблизи несовершенных водотоков. Для линейной схемы фильтрации, как видно из выражения (VII.88), применение этого метода дает точный результат.

В случае же двумерной фильтрации к одиночной скважине метод «дополнительного слоя» может привести к значительным погрешностям, особенно при определении действительной скорости и времени продвижения частиц воды.

Следует отметить, что метод «дополнительного слоя» можно применять лишь при рассмотрении симметричной схемы фильтрации. В этом случае дополнительное сопротивление R_2 по точному решению определяется по формуле (VII.66), которая при $\eta=0$ (т. е. при $y=0$) имеет вид (VII.68). Если ввести «дополнительный слой» ΔL, то выражение для понижения уровня на линии $y=0$ запишется следующим образом:

$$S=\frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{x+x_0}{|x-x_0|}+R_{\Delta L}\right), \qquad \text{(VII.95)}$$

где

$$R_{\Delta L}=\ln\left(1+\frac{2}{\xi}\right); \qquad \text{(VII.96)}$$

$$\xi=\frac{x+x_0}{\Delta L};$$

$R_{\Delta L}$ — приближенное выражение дополнительного сопротивления R_2 с учетом ΔL.

В табл. VII.3 приведены значения сопротивлений R_2 по точной формуле (VII.68) и $R_{\Delta L}$ по приближенной формуле (VII.96) для различных ξ, а также относительные ошибки δ.

Таблица VII. 3

Значения дополнительных сопротивлений R_2 и $R_{\Delta L}$

ξ	R_2	$R_{\Delta L}$	$\delta=\frac{R_2-R_{\Delta L}}{R_2}100\%$	ξ	R_2	$R_{\Delta L}$	$\delta=\frac{R_2-R_{\Delta L}}{R_2}100\%$
0,001	12,68	7,60	40,1	0,1	4,03	3,04	24,6
0,002	11,30	6,91	38,8	0,2	2,99	2,40	19,7
0,005	9,50	5,99	36,9	0,5	1,85	1,61	13,0
0,008	8,59	5,53	35,6	0,8	1,38	1,25	9,4
0,01	8,16	5,30	35,0	1	1,19	1,10	7,6
0,02	6,84	4,62	32,5	2	0,72	0,69	4,2
0,05	5,19	3,71	28,5	5	0,341	0,337	1,2
0,08	4,39	3,26	25,7	8	0,225	0,223	0,9
				10	0,183	0,182	0,5

Из табл. VII.3 видно, что всегда $R_2>R_{\Delta L}$, т. е. дополнительное сопротивление русла несовершенной реки будет на самом деле больше определенного расчетами по приближенной формуле (VII.96) с учетом ΔL. Относительные погрешности увеличиваются с уменьшением аргумента $\xi=\frac{x+x_0}{\Delta L}$, т. е. с ростом степени несовершенства и заиленности русла реки. При увеличении расстояния x_0 от реки до скважины или при увеличении координаты x исследуемой точки водоносного пласта относительная ошибка δ уменьшается. При $\xi\geqslant 0{,}2$ ошибка $\delta<20\%$.

Однако при $y \neq 0$ погрешности будут больше, чем на линии $y=0$. В табл. VII.4 приведены относительные погрешности $\delta = \frac{R_2 - R_{\Delta L}}{R_2} 100\%$ при $x=x_0$ и различных y.

Таблица VII. 4

Относительная погрешность δ приближенного метода при $y \neq 0$

ξ	$y=0$	$\frac{y}{x_0}=1$	$\frac{y}{x_0}=1{,}5$	ξ	$y=0$	$\frac{y}{x_0}=1$	$\frac{y}{x_0}=1{,}5$
0,001	38,9	39,9	40,8	0,05	24,4	27,2	29,9
0,002	37,4	38,6	39,7	0,1	19,7	23,4	27,3
0,005	35,0	36,4	37,7	0,2	14,5	19,7	24,8
0,01	32,6	34,2	35,8	0,5	7,9	16,1	26,3
0,02	29,6	31,6	33,5	1,0	4,1	15,3	25,9

Из изложенного следует, что приближенными формулами с учетом ΔL можно пользоваться лишь в ограниченной области и при небольшой степени несовершенства и заиленности русла реки.

Более надежные и точные результаты получаются при расчетах по приведенному выше строгому решению с использованием аналитических или графических выражений интеграла (VII.59).

Во всех случаях сопротивление экранирующего слоя в реке вызывает дополнительное понижение уровня в водозаборе (или в любой точке пласта, в которой определяется понижение уровня). Поэтому общую зависимость для расчета можно представить в виде:

$$S = S_{\text{сов}} + \Delta S_{\text{экр}}. \qquad \text{(VII.97)}$$

При расчетах береговых водозаборов различных типов с учетом несовершенства русла реки рекомендуется вначале определять $S_{\text{сов}}$ по решениям для совершенных водотоков (см. пп. 1 и 2 данной главы), а затем оценивать $\Delta S_{\text{экр}}$. При этом для водозаборов из скважин, а также схематически представляемых в виде укрупненных скважин (больших колодцев), к которым, в частности, могут быть отнесены лучевые водозаборы, $\Delta S_{\text{экр}}$ определяется по формуле

$$\Delta S_{\text{экр}} = \frac{Q}{2\pi km} R_2, \qquad \text{(VII.98)}$$

где R_2 вычисляется по выражениям (VII.58), (VII.62) и (VII.68) с учетом соответствующих замечаний.

Для водозаборов линейного типа (ряды скважин, горизонтальные галереи)

$$\Delta S_{\text{экр}} = \frac{q}{km\lambda}, \qquad \text{(VII.99)}$$

где λ вычисляется по формулам (VII.53), (VII.54) с учетом (VII.45).

4. ОЦЕНКА ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ВБЛИЗИ РОДНИКОВ

Обширные выходы родниковых вод наиболее характерны для областей развития пролювиально-аллювиальных отложений конусов выноса предгорных равнин, широко распространенных на юге страны (Узбекистан, Азербайджан, Казахстан, Киргизия). Именно здесь сосредоточены большие запасы подземных вод.

Области естественного выхода подземных вод на поверхность весьма благоприятны для размещения водозаборов, в процессе эксплуатации которых происходит интенсивное привлечение родниковых вод в эксплуатируемый водоносный горизонт. Целью гидрогеологических расчетов при оценке эксплуатационных запасов подземных вод в районах развития родникового стока является не только определение возможной производительности водозаборного сооружения и понижений уровня в

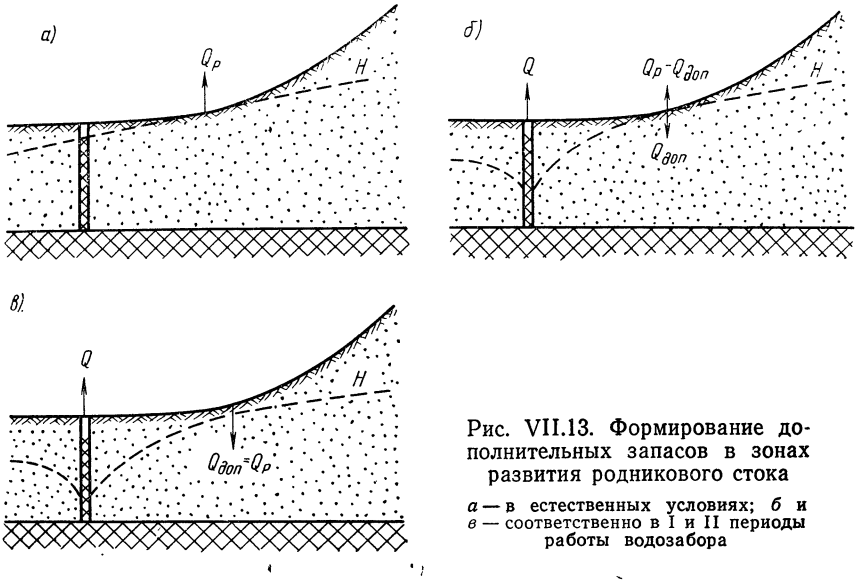


Рис. VII.13. Формирование дополнительных запасов в зонах развития родникового стока

а — в естественных условиях; *б* и *в* — соответственно в I и II периоды работы водозабора

области фильтрации, но и прогноз возможных изменений в режиме действующих к моменту включения водозабора родников. Последняя задача во многих случаях определяет экономическую эффективность проектируемого водозабора, так как существующие родниковые воды обычно широко используются для орошения.

Весьма существенная с гидродинамической точки зрения особенность родников, которая должна быть отражена в расчетах, заключается в том, что положение уровня подземных вод в зоне выхода родников в течение всего периода их функционирования сохраняется практически постоянным— на отметках поверхности земли или близких к ним. При этом часть потока подземных вод, питающего родники, перехватывается водозабором и дебит родников уменьшается (рис. VII.13, *а*, *б*). Дополнительные запасы или количество привлекаемых в пласт родниковых вод в этот период определяются разностью между начальными расходами родников и их дебитом в процессе эксплуатации водозабора. Со временем родники могут иссякнуть полностью и лишь в этом случае уровень подземных вод на участке расположения родников может опуститься ниже поверхности земли. При этом дополнительные запасы включают в себя весь родниковой сток (рис. VII.13, *в*).

Таким образом, при работе водозабора в области развития родникового стока можно выделить два периода [31, 32] (рис. VII.14).

1) дебиты родников отличны от нуля; в этом случае на границах зоны выхода родников выдерживается условие I рода, т. е. уровень

подземных вод остается неизменным. Дебит родников уменьшается во времени:

$$S = 0, \quad Q_{доп} = f(t); \tag{VII.100}$$

2) дебиты родников равны нулю; в этот период наблюдается обратная картина: понижение уровня на участке родников непрерывно изменяется во времени, а расход привлекаемых в пласт родниковых вод является величиной постоянной, равной дебиту родников до включения водозабора:

$$S = f(t); \quad Q_{доп} = Q_{род}. \tag{VII.101}$$

На этих представлениях о механизме фильтрации родниковых вод к водозаборным сооружениям основан так называемый метод «инверсии» [32]. Согласно этому методу понижения уровня на первом этапе

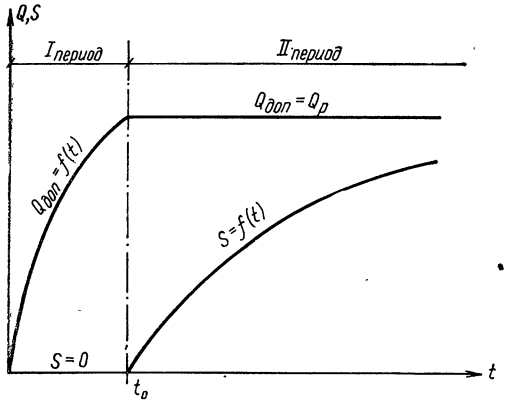


Рис. VII.14. Изменение дополнительного питания за счет привлечения родниковых вод и понижения уровня в зоне родника

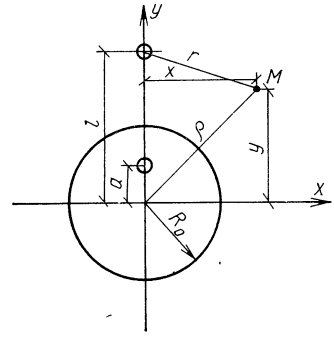


Рис. VII.15. Схема к расчету скважин вблизи кругового родника

работы водозабора определяются при условиях I рода на контуре родниковых зон. На втором этапе эксплуатации понижения уровня в водоносном горизонте находят как результат взаимодействия откачки из водозаборных скважин и «закачки» расхода, равного дебиту родников, осуществляемой в местах выходов последних.

Рассмотрим особенности формирования дополнительных запасов подземных вод в областях развития родникового стока на примере простейшей схемы фильтрации, включающей водозабор в виде одиночной скважины и родниковую зону округлых очертаний (рис. VII.15).

В первый период работы действие родника аналогично действию литологического «окна» при постоянном уровне подземных вод в питающем водоносном горизонте, следовательно, величина дополнительного питания или количество родниковых вод, привлекаемых к водозабору, будут изменяться следующим образом (см. п. 4 главы V):

$$Q_{доп} = Q \frac{\ln \dfrac{2{,}25at}{l^2}}{\ln \dfrac{2{,}25at}{R_0^2}}, \tag{VII.102}$$

где Q — дебит скважины, постоянный во времени; a — коэффициент пьезопроводности пласта; l — расстояние от центра родника до скважины; R_0 — радиус зоны выхода родников.

Из соотношения (VII.102) можно установить также, что функция $Q_{доп}$ для рассматриваемых условий численно равна хорошо известной функции $R_п$, характеризующей действие скважины с заданным постоянным понижением уровня. Поэтому для определения $Q_{доп}$ можно пользоваться также графиком на рис. IV.7.

Понижения уровня в области фильтрации в первый период эксплуатации водозабора будут равны:

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\left(\frac{r^2}{4at}\right)+\frac{\ln\frac{2{,}25at}{l^2}}{\ln\frac{2{,}25at}{R_0^2}}\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)\right], \qquad \text{(VII.103)}$$

где km — водопроводимость пласта;

$$r = \sqrt{x^2+(y-l)^2}; \quad \rho = \sqrt{x^2+y^2};$$

r — расстояние от исследуемой точки до скважины; ρ — удаление точки от центра родника.

Между литологическим «окном», в пределах которого уровень поддерживается постоянным, и родником в гидродинамическом отношении имеется существенное различие. В первом случае величина дополнительного питания возрастает во времени, стремясь к максимальному значению, равному дебиту водозабора. Во втором случае, т. е. при роднике, величина дополнительного питания, как уже отмечалось, ограничена, она возрастает лишь до того момента, пока не станет равной расходу родника (см. рис. VII.14). Далее дополнительный расход сохраняется постоянным $Q_{род}$. Начало этого периода t_0 определяется по формуле (VII.102), в которой следует принять $Q_{доп} = Q_{род}$.

Соответственно получаем:

$$t_0 = \frac{l^2}{2{,}25a}\left(\frac{l}{R_0}\right)^{\frac{2Q_{род}}{Q-Q_{род}}}. \qquad \text{(VII.104)}$$

Понижение уровня на моменты времени

$$\frac{at}{l^2} > \frac{at_0}{l^2} > 10$$

можно рассчитывать по формуле

$$S = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\mathrm{Ei}\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+Q_{род}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right)\right]. \qquad \text{(VII.105)}$$

Последнее равенство представляет собой математическую запись метода «инверсии» для рассматриваемого случая.

Формулу (VII.105) можно применить для более общего случая, когда водоотбор производится системой произвольно расположенных скважин, а выходы родниковых вод распределены по области фильтрации. Тогда расчетные понижения уровня при полном исчезновении родников можно записать следующим образом:

$$S = -\frac{1}{4\pi km}\left[\sum_{i=1}^{n} Q_i^{в}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{r_i^2}{4at}\right)-\sum_{i=1}^{k} Q_i^{р}\,\mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho_i^2}{4at}\right)\right], \qquad \text{(VII.106)}$$

где $Q_i^{в}$ — расход i-й скважины водозабора; $Q_i^{р}$ — расход i-го родника; n — количество водозаборных скважин; k — количество исчезнувших родников; r_i — расстояние от

исследуемой точки до скважин водозабора; ρ_i — расстояние от исследуемой точки до родников.

Стационарная фильтрация подземных вод при работе скважины вблизи родника возможна лишь в том случае, если дебит родника превышает или равен производительности скважины. Тогда условия работы водозабора в течение всего периода эксплуатации не выйдут за пределы I этапа формирования подземного потока вблизи родника, когда на контуре его выдерживается условие I рода ($S=0$).

Строгое решение задачи имеет вид [82, 140]:

$$S=\frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{\sqrt{\rho^2-2\frac{R_0^2}{l}y+\frac{R_0^4}{l^2}}}{r}+\ln\frac{l}{R_0}\right). \qquad \text{(VII.107)}$$

Выражение (VII.107) отражает особенности использования метода «инверсии» при расчетах стационарной фильтрации вблизи родников. Первый член в правой части выражения (VII.107) характеризует результат откачки из скважины и «инверсии» — закачки родниковых вод, привлекаемых в водоносный пласт. Из (VII.107) видно также, что фиктивная нагнетательная скважина, моделирующая действие родника, должна располагаться не в центре зоны, а на расстоянии от него $a=R_0^2/l$ в сторону водозаборной скважины (см. рис. VII.14) или на расстоянии $l-(R_0^2/l)$ от водозабора, т. е. фиктивная нагнетательная скважина симметрична откачивающей скважине относительно окружности R_0. Такая симметрия в теории конформных отображений носит название инверсии.

Здесь наблюдается прямая аналогия с задачами, в которых условия I рода задаются на прямолинейной бесконечной границе. Инверсию, таким образом, можно считать более общим случаем метода зеркальных отображений, применяемого при расчетах в полуограниченных пластах.

В частности, рассчитывая систему взаимодействующих водозаборных скважин, расположенных вблизи зоны выхода родников радиусом R_0, можно каждую из скважин отобразить относительно окружности R_0, а затем определить общее понижение уровня с учетом отображенных нагнетательных скважин в зоне родников, т. е.

$$S=\frac{1}{2\pi km}\sum_{i=1}^{n}Q_i\ln\frac{\sqrt{\rho_i^2-2\frac{R_0^2}{l_i}y_i+\frac{R_0^4}{l_i^2}}\;l_i}{r_i R_0}, \qquad \text{(VII.108)}$$

где Q_i — дебит одной из скважин рассредоточенного водозабора; r_i — удаление расчетной точки от этой скважины; ρ_i — то же, от отображения рассматриваемой скважины; y_i — расстояние между расчетной точкой и осью, нормальной к линии, проходящей через центр родника и скважину; l_i — расстояние от скважины до центра родника; n — количество скважин.

При $R_0^2/l<0{,}1\rho$ расстояние a незначительно и нагнетательная скважина может быть расположена в центре родника. В этом случае формула (VII.106) приобретает вид

$$S=\frac{Q}{2\pi km}\left(\ln\frac{\rho}{2}+\ln\frac{l}{R_0}\right) \qquad \text{(VII.109)}$$

и полностью совпадает с выражением, полученным при рассмотрении задач, связанных с перетеканием воды через круглые литологические

«окна», в которых нагнетательная скважина, отображающая действие «окна», располагалась в его центре.

Упрощается и выражение (VII.107):

$$S = \frac{1}{2\pi km}\sum_{i=1}^{n} Q_i \ln\frac{l_i}{r_i} + \frac{Q_{\text{сум}}}{2\pi km}\ln\frac{\rho}{R_0}, \qquad \text{(VII.110)}$$

где $Q_{\text{сум}}$ — суммарный дебит водозаборных скважин; ρ — расстояние от расчетной точки до центра родника.

Решение (VII.106) имеет интересную особенность. Понижения уровня даже в бесконечном удалении от системы «водозабор — родник» имеют конечную величину. Такой же результат получается при рассмотрении стационарной задачи о притоке воды к галерее у реки. Это обусловлено тем, что указанное решение получено при условии равенства нулю расхода подземного потока в удалении от водозабора, когда дебит водозабора целиком компенсируется притоком воды из родниковой зоны. Такая постановка задачи является правильной при определении понижения уровня в области, прилегающей к водозабору. Однако в удалении от водозабора, как показывают натурные наблюдения, понижения уровня быстро уменьшаются и использование формулы (VII.106) может дать нереальный результат. Поэтому при оценке понижений уровня в удаленной области более правильно использовать формулу

$$S = \frac{Ql}{2\pi kmr}, \qquad \text{(VII.111)}$$

которая получается в том случае, если представить систему «водозабор — родник» в виде диполя.

Пример VII.3. Водозаборная скважина расположена на расстоянии $l=500$ м от грунтового выхода родников, который в плане можно представить в виде круга радиусом $R_0=100$ м. Суммарный дебит родников $Q_{\text{род}}=53$ л/с (4,6 тыс. м³/сут). Производительность скважины 6000 м³/сут ($r_0=0{,}2$ м). Параметры водоносного горизонта следующие: водопроводимость $km=500$ м²/сут, коэффициент пьезопроводности $a=2\cdot10^5$ м²/сут. Требуется определить понижение уровня и расход родников при 25-летней ($t=10\,000$ сут) эксплуатации водозабора.

По формуле (VII.102) сначала находим величину дополнительного питания за счет привлечения родниковых вод на конец расчетного срока:

$$Q_{\text{доп}} = 6000\,\frac{\ln\dfrac{2{,}25\cdot2\cdot10^4\cdot10^5}{500^2}}{\ln\dfrac{2{,}25\cdot2\cdot10^4\cdot10^5}{100^2}} = 4{,}5 \text{ тыс. м}^3/\text{сут}.$$

Величина дополнительного питания оказалась меньше дебита родника и, следовательно, при работе водозабора родник полностью не иссякнет, хотя расход его существенно уменьшится и через 25 лет эксплуатации водозабора будет равен:

$$\Delta Q = Q_{\text{род}} - Q_{\text{доп}} = 4{,}6 - 4{,}5 = 0{,}1 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Понижение уровня на водозаборе определяем по формуле (VII.103):

$$S = \frac{6000}{12{,}56\cdot500}\left[-\text{Ei}\left(-\frac{0{,}04}{4\cdot2\cdot10^5\cdot10^4}\right) + \frac{4500}{6000}\text{Ei}\left(-\frac{2500}{4\cdot2\cdot10^5\cdot10^4}\right)\right] = 17{,}2 \text{ м}.$$

Для того чтобы проверить возможность использования расчетных формул, найдем величину параметра:

$$\frac{at}{l^2} = \frac{2\cdot10^5\cdot10^4}{500^2} = 8000 \gg 200.$$

Таким образом, временный критерий применимости указанных формул удовлетворяет условию (VII.104).

Глава VIII

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ВОДОВОДОВ НА ВОДОЗАБОРАХ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Сборные водоводы предназначены для сбора воды от водозахватных сооружений и подачи ее до узла сооружений насосной станции II подъема, а при отсутствии насосной станции — до приемных резервуаров.

По режиму работы сборные водоводы подразделяются на напорные, самотечные, напорно-самотечные, сифонные.

Количество линий сборного водовода следует принимать в зависимости от категории надежности подачи воды рассматриваемой системы водоснабжения, а также с учетом наличия других независимых систем водоснабжения для данного водопотребителя. При выключении одной из линий сборного водовода или водозабора в целом, когда сборный водовод уложен в одну линию, необходимо обеспечивать подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды по остальным линиям или по другим системам водоснабжения в размере не менее 70% общего расхода. На производственные нужды подача воды должна производиться по аварийному графику водопотребления.

Вопросы автоматизации управления задвижками, устанавливаемыми на сборных водоводах, должны быть увязаны с общим уровнем автоматизации водозаборных сооружений.

Для использования подземных вод, как указано в гл. II, сооружают водозаборы различных типов: вертикальные, горизонтальные, лучевые, каптажи. В зависимости от типа водозабора и рельефа местности могут быть различные плановые и гидравлические схемы сборных водоводов, поэтому не представляется возможным рекомендовать какие-либо единые типовые решения по их проектированию. Если учитывать только способ подачи подземных вод из скважин на поверхность (самоизлив или насосный) и наиболее часто встречающиеся случаи расположения скважин, то в зависимости от режима работы сборных водоводов можно обобщить некоторые решения по ним с обязательным последующим уточнением в каждом конкретном случае.

При выборе режима работы сборных водоводов и трассы их прокладки следует учитывать и анализировать все факторы, определяющие правильное и наиболее экономичное техническое решение, в частности, самоизлив скважин, остаточный напор от водоподъемного оборудования, динамический уровень подземных вод и отметки воды в приемных резервуарах, топографические условия местности, наличие оврагов, рек и других пересечений, гидрогеологические условия по трассе водовода, а также возможные и наиболее простые методы производства строительно-монтажных работ. Необходимо также учитывать материал труб сборных водоводов, так как при значительном протяжении водоводов это может иметь решающее значение в оценке экономичности того или иного варианта. Для устройства сифонных сборных водоводов, как правило, применяют стальные трубы, для самотечных водоводов — бетонные, железобетонные, асбестоцементные, для напорных — железобетонные, асбестоцементные, чугунные, стальные.

При выборе материала труб необходимо руководствоваться техническими правилами по экономному расходованию строительных мате-

риалов и нормами проектирования наружных сетей и сооружений водоснабжения.

В зависимости от значимости водозабора в целом и его общей производительности в некоторых случаях для обслуживания сборных водоводов в период их эксплуатации предусматривается автомобильная дорога соответствующей категории, которая также предназначается и для технического обслуживания водозахватных сооружений. При нецелесообразности устройства автодорог необходимо предусматривать транспортные средства связи для доставки к сооружениям людей и оборудования.

Строительно-монтажные работы по возведению наземных помещений насосных станций I подъема (павильоны над скважинами) и укладка сборных трубопроводов независимо от их режима выполняются обычными методами без специальных указаний.

Способы производства работ при строительстве дюкеров и других переходов необходимо разрабатывать в каждом конкретном случае. В частности, при укладке дюкеров через реки могут быть применены: метод свободного опуска труб, укладка труб со льда, строительство за временной перемычкой (по частям) и, наконец, с временным отводом русла реки.

При сравнении технико-экономических показателей того или иного варианта рекомендуется пользоваться укрупненными сметными нормами (УСН), утвержденными Госстроем СССР.

2. НАПОРНЫЕ СБОРНЫЕ ВОДОВОДЫ

На рис. VIII.1 показана наиболее простая схема подключения линейного ряда скважин к сборному водоводу при укладке его в одну нитку. Диаметр труб по длине сборного водовода может быть разный (водовод телескопического типа). Давление воды P_1 в трубопроводе от скважины в месте подключения к сборному водоводу должно быть несколько больше давления P_2 в сборном водоводе. Режим работы водовода необходимо определять с учетом совместной по единому графику его работы со скважинами, насосной станцией II подъема или регулирующими резервуарами.

На рис. VIII.2 приведены другие варианты подключения линейного ряда скважин к сборному водоводу, укладываемому в две нитки. При этом предусмотрена возможность переключения водоводов с подачей воды не менее 70% общего расхода.

На рис. VIII.3 показан вариант подключения скважин при их площадном расположении. Скважины объединены в группы (в данном случае линейные ряды) с самостоятельным подключением к сборному

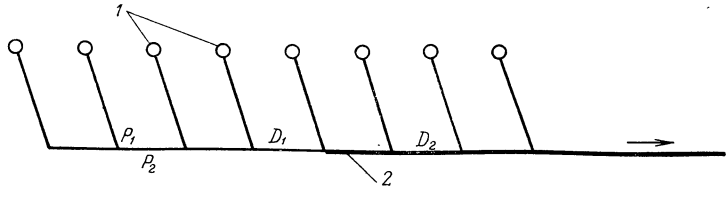


Рис. VIII.1. Схема подсоединения линейного ряда скважин к сборному водоводу, укладываемому в одну нитку

1 — водозаборные скважины; *2* — сборный водовод

водоводу (из одной или двух ниток). Подключение следует производить под углом по ходу движения воды. Аналогично решается схема подключения к сборным водоводам отдельно расположенных скважин или кустов скважин.

При размещении водозабора (скважин) на затапливаемой территории, например на пойме реки, скважины должны находиться на расстоянии не менее 50—60 м от уреза при меженнем уровне воды. В этом случае сборный водовод, как правило, укладывают в две нитки.

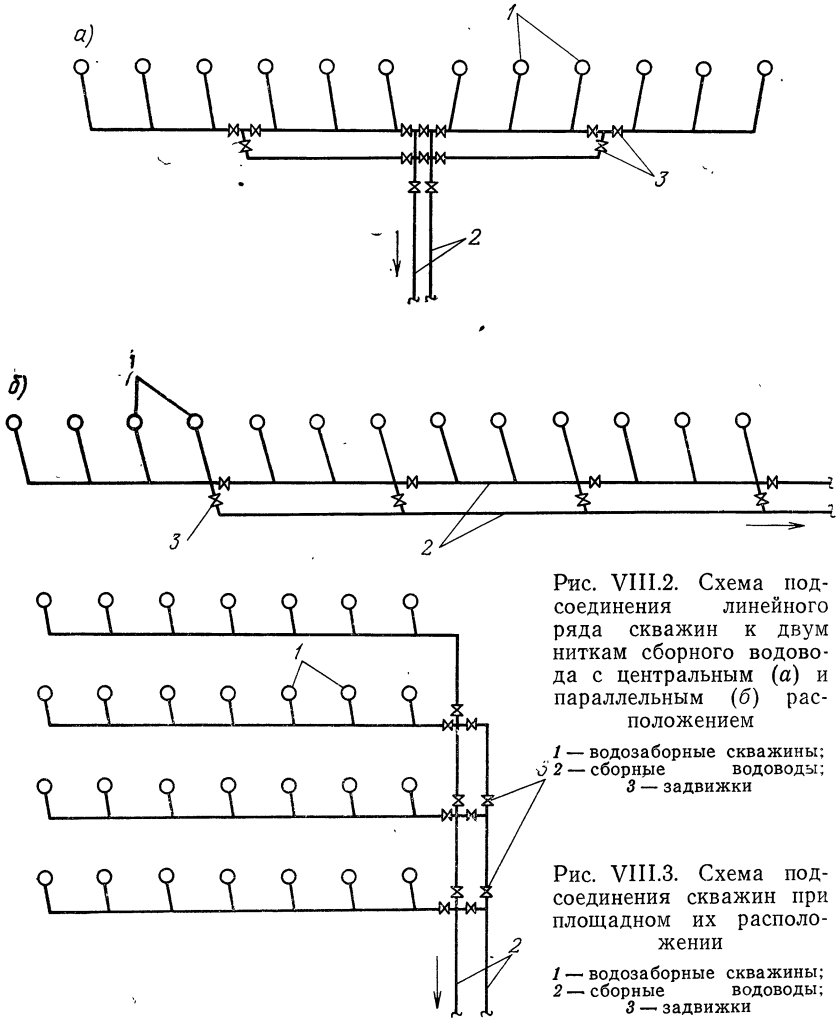


Рис. VIII.2. Схема подсоединения линейного ряда скважин к двум ниткам сборного водовода с центральным (*а*) и параллельным (*б*) расположением

1 — водозаборные скважины; *2* — сборные водоводы; *3* — задвижки

Рис. VIII.3. Схема подсоединения скважин при площадном их расположении

1 — водозаборные скважины; *2* — сборные водоводы; *3* — задвижки

Гидравлический расчет напорных водоводов сводится к определению потерь напора по длине водовода и на местные сопротивления.

Полный напор H, м, развиваемый водоподъемным оборудованием, складывается из следующих величин:

$$H = \Sigma h_{\text{н.ст}} + \Sigma h_{\text{дл}} + \Sigma h_{\text{м}} + H_{\text{г}}, \qquad \text{(VIII,1)}$$

где H — напор, создаваемый водоподъемным оборудованием; $\Sigma h_{\text{н.ст}}$ — сумма потерь напора в насосной станции, включая потери в водоподъемной трубе скважины; $\Sigma h_{\text{дл}}$ и $\Sigma h_{\text{м}}$ — сумма потерь напора по длине водовода и на местные сопротивления; $H_{\text{г}}$ — геометрическая высота нагнетания.

Для водоводов протяженностью в несколько километров потери напора на местные сопротивления можно не определять, учитывая их коэффициентом $K=1{,}05\div1{,}1$. Тогда

$$H = \Sigma h_{\text{н.ст}} + \Sigma h_{\text{дл}}(1+K) + H_{\text{г}}. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Потери напора по длине водовода

$$h_{\text{дл}} = il, \qquad \text{(VIII.3)}$$

где i — гидравлический уклон (потеря напора на 1 м длины водовода, м); l — длина рассчитываемого участка водовода, м.

Гидравлический уклон определяется по формулам:

$$i = \lambda \frac{1}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(VIII.4)}$$

или

$$i = 0{,}0827\lambda \frac{Q^2}{d^5}, \qquad \text{(VIII.5)}$$

где λ — безразмерный коэффициент сопротивления трения по длине; v — средняя скорость движения воды в водоводе, м/с; Q — расход, м^3/с; g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с^2; d — диаметр водовода, м.

На основе проведенных во ВНИИ ВОДГЕО исследований, Ф. А. Шевелев рекомендует гидравлический расчет водопроводных стальных труб (кроме особых случаев) производить по формулам, учитывающим увеличение коэффициента сопротивления труб в процессе эксплуатации, т. е. как для не новых труб [2].

Потери по длине водовода из стальных (или чугунных) труб следует определять по формулам в зависимости от скорости движения воды в водоводе:

при $v \geqslant 1{,}2$ м/с

$$i = 0{,}00107 \frac{v^2}{d^{1,3}}; \qquad \text{(VIII.6)}$$

при $v < 1{,}2$ м/с

$$i = 0{,}000912 \frac{v^2}{d^{1,3}} \left[1 + \frac{0{,}867}{v}\right]^{0,3}. \qquad \text{(VIII.7)}$$

Для асбестоцементных труб потери напора по длине водовода рекомендуется определять по формуле

$$i = 0{,}000561 \frac{v^2}{d^{1,19}} \left[1 + \frac{3{,}51}{v}\right]^{0,19}. \qquad \text{(VIII.8)}$$

В связи с тем, что в асбестоцементных трубах в период эксплуатации не происходит заметного увеличения шероховатости, указанную формулу можно использовать как для новых, так и не новых водопроводных труб.

Для расчета потерь напора в железобетонных трубах рекомендуется значения i и λ принимать по формулам как для не новых металлических труб.

В целях упрощения гидравлических расчетов по указанным формулам составлены таблицы, в которых для определенных диаметров условного прохода d даны значения $1000\,i$, соответствующие потере напора, мм на 1 м или м на 1 км длины водопровода, и значения v, м/с, для различных расходов Q, л/с [2]. В этом случае потери напора по длине водовода определяют по формуле

$$h_{\text{дл}} = (1000i)\, l, \qquad \text{(VIII.9)}$$

или

$$h_{дл} = \frac{(1000i)}{1000} l, \qquad \text{(VIII.9а)}$$

где $1000i$ — табличные значения потери напора, м, на 1 км длины водовода. В формуле (VIII.9) значения l принимаются в км, в формуле (VIII.9а) — в м.

Потери напора на местные сопротивления вычисляют по формуле

$$h_м = \zeta \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(VIII.10)}$$

где ζ — коэффициент местных сопротивлений; v — средняя скорость движения воды в сечении, расположенном ниже по течению за данным сопротивлением (например, за задвижкой).

Для некоторых местных сопротивлений коэффициент ζ можно принимать равным:

Выход из трубы	1
Колено с плавным закруглением под углом:	
30°	0,07
45°	0,18
75°	0,63
90°	0,98
Задвижка при степени открытия:	
полном	0,00
на 7/8	0,07
6/8	0,26
5/8	0,81
1/2	2,06
3/8	5,52
Обратный клапан	5

Среднюю скорость в напорном водопроводе определяют по формуле Шези:

$$v = C\sqrt{Ri}, \qquad \text{(VIII.11)}$$

где R — гидравлический радиус, м; для круглой цилиндрической трубы $R = d/4$; C — коэффициент Шези — скоростной множитель, $м^{1/2}/с$.

При расчете напорных водоводов коэффициент C рекомендуется определять по формуле Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \qquad \text{(VIII.12)}$$

где n — коэффициент шероховатости.

Показатель степени y является функцией коэффициента шероховатости и гидравлического радиуса. Приближенно, по Н. Н. Павловскому, можно принимать: $y = 1{,}5$ при $R < 1$ м и $y = 1{,}3$ при $R > 1$ м.

В зависимости от материала труб коэффициент шероховатости n принимается равным:

Стальные трубы:	
новые	0,011
несколько загрязненные	0,012
сильно загрязненные	0,014
Чугунные	0,013
Асбестоцементные	0,012
Керамические	0,013
Бетонные и железобетонные	0,014

3. САМОТЕЧНЫЕ СБОРНЫЕ ВОДОВОДЫ

При проектировании самотечных сборных водоводов большой протяженности (в несколько километров) всегда возникают затруднения в выборе трассы водовода. Это объясняется прежде всего необходимостью соблюдения требуемых уклонов водовода в увязке с местностью с целью уменьшения объема земляных работ, обхода жилых и промышленных объектов, сложным пересечением оврагов, рек, искусственных сооружений и др.

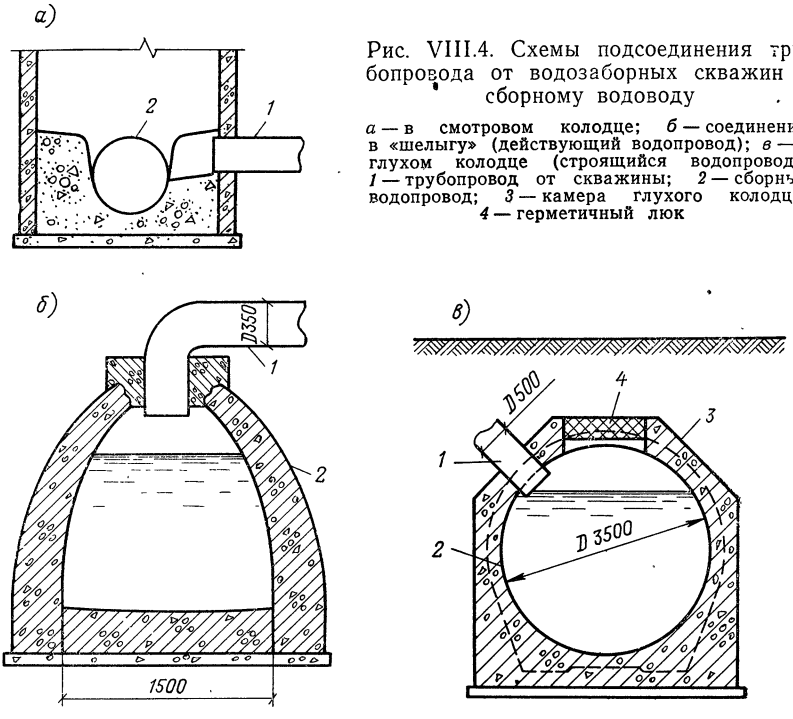


Рис. VIII.4. Схемы подсоединения трубопровода от водозаборных скважин к сборному водоводу

а — в смотровом колодце; *б* — соединение в «шелыгу» (действующий водопровод); *в* — в глухом колодце (строящийся водопровод); *1* — трубопровод от скважины; *2* — сборный водопровод; *3* — камера глухого колодца; *4* — герметичный люк

Самотечный сборный водовод следует принимать телескопического типа. Протяженность участков водовода с разными диаметрами определяется расчетом в зависимости от уклона, скорости и расхода воды, а также наполнения водовода.

В ряде случаев места подключения скважин к сборному водоводу могут иметь различные частные конструктивные особенности, зависящие от диаметра соединяемых труб и глубины их заложения. На рис. VIII.4, *а* показано подключение трубопровода от скважины к сборному водоводу в смотровом колодце. Такое подключение применяется, как правило, при диаметре сборного водовода до 1200 мм. На рис. VIII.4, *б* и *в* показаны подключения скважин в «шелыгу» трубы сборного водовода. Подобные подключения встречаются при больших диаметрах сборного водовода (1600, 2000 мм и более). На рис. VIII.5 приведен пример подключения самоизливающейся скважины (действующий водозабор) к сборному самотечному водоводу через промежуточную камеру.

Смотровые колодцы следует устраивать в начале и конце сборного водовода, в местах изменения диаметра труб водовода и направления его трассы. На прямолинейных участках сборного водовода смотровые

колодцы в зависимости от диаметра труб водовода можно устанавливать на расстоянии 200 — 500 м. При больших диаметрах сборного водовода в местах подсоединения трубопровода от скважины смотровые колодцы предусматривать не обязательно (рис. VIII.4, *б*); их можно совмещать с глухими колодцами (рис. VIII.4, *в*), которые проектируют на ремонтный случай.

Пересечения трассы сборного водовода с железными дорогами и автодорогами следует выполнять по типовым проектам (или применительно к ним). Такие переходы должны иметь в начале и конце смотро-

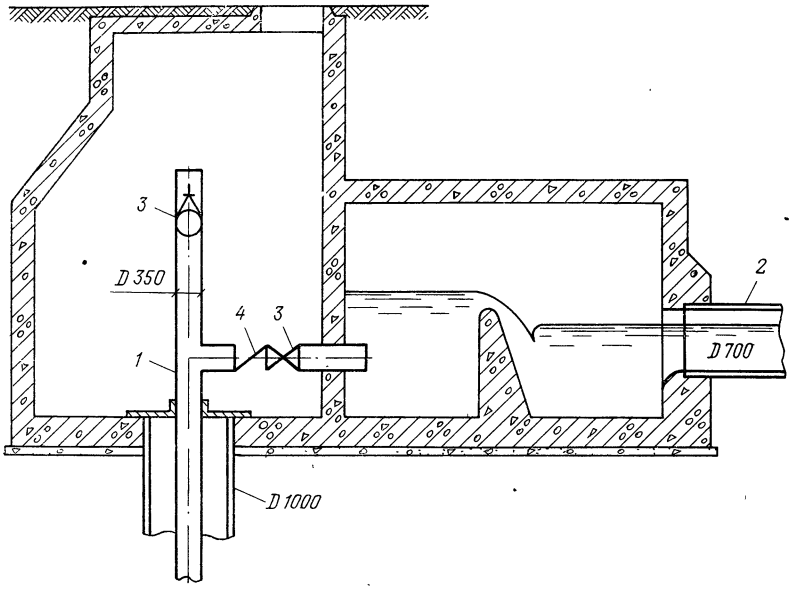


Рис. VIII.5. Подключение самоизливающейся скважины к сборному водоводу действующего водопровода через промежуточную камеру

1 — водоподъемная труба скважины; *2* — сборный самотечный водовод; *3* — задвижка; *4* — обратный клапан

вые колодцы и выпуск в нижнем колодце с установкой запорной арматуры. Проекты переходов под железными и автомобильными дорогами необходимо согласовывать с соответствующими управлениями этих дорог.

При пересечении сборными водоводами оврагов, рек, каналов или других каких-либо естественных препятствий и сооружений предусматривают переходы в виде эстакад или дюкеров. Конструкция перехода определяется технико-экономическим расчетом и способом производства строительно-монтажных работ. Эстакады применяются редко и в каждом случае они имеют свои конструктивные особенности.

Дюкеры через овраги, суходолы и другие препятствия при соответствующем обосновании можно укладывать в одну нитку. При пересечении рек, озер, водохранилищ и других водоемов дюкеры необходимо укладывать не менее чем в две нитки труб. В начале и конце дюкера следует предусматривать входную (головную) и выходную (концевую) камеры.

При малом диаметре труб в начале и конце дюкера можно устраивать камеры упрощенного типа (колодцы). При расположении на затапливаемой территории верх камер (колодцев) должен быть выше максимального горизонта воды в водоеме не менее чем на 0,5 м. Процент обес-

печенности максимального горизонта определяется по СНиП в зависимости от категории потребителя.

Разность отметок труб в начале и конце дюкера должна быть равна или больше суммы потерь напора воды в нем при пропуске 70% общего расхода по одной нитке. При этом режим работы дюкера определяется как напорно-самотечный.

При проектировании самотечного сборного водовода предварительно намечают ряд вариантов трассы. При этом следует учитывать, что при большом заглублении водовода не только увеличиваются объемы земляных работ, но и неоправданно усложняется производство строительно-монтажных работ.

С другой стороны, при малых уклонах водовода (порядка 0,0004 — 0,0005) необходимо увеличивать диаметр труб для пропуска требуемого расхода воды и, кроме того, затрудняется производство строительно-монтажных работ в части подготовки основания под трубы. Поэтому при проектировании необходимо сопоставить различные варианты с учетом всех основных факторов, влияющих как на конструкцию водовода, так и на его технико-экономические показатели.

Гидравлический расчет самотечных сборных водоводов производится по формуле Шези (VIII.11), в которой гидравлический радиус R вычисляется как отношение площади живого сечения потока к смоченному периметру, а коэффициент Шези C определяется по формуле (VIII.12).

Расчет по указанным формулам весьма трудоемкий, так как значения расхода воды, гидравлического уклона и наполнения водовода, которыми задаются в расчете, взаимосвязаны. Поэтому расчеты приходится выполнять несколько раз до получения необходимых результатов.

В связи с этим при расчетах самотечных водоводов рекомендуется пользоваться вспомогательными графиками и таблицами, составленными для расходных и скоростных характеристик в зависимости от наполнения водовода. Таблицы для расчета канализационных трубопроводов использовать не следует, так как они составлены с учетом наличия взвешенных частиц, т. е. для повышенной вязкости и большего коэффициента шероховатости, что приводит к увеличению диаметра водопровода.

4. СИФОННЫЕ СБОРНЫЕ ВОДОВОДЫ

Сифонные водоводы в отличие от напорного и самотечного имеют ряд особенностей. Водовод, как правило, устраивают из стальных труб, которые обеспечивают наибольшую плотность соединений.

Сифонный водовод может работать только при условии предварительной его «зарядки». Необходимо, чтобы

$$h_{\text{вак.макс}} \leqslant h_{\text{вак.доп}}, \qquad \text{(VIII.13)}$$

где $h_{\text{вак.доп}}$ — допустимый вакуум, определяемый неразрывностью струи в водоводе (обычно не превышает 6—7 м вод. ст.).

Разность уровней воды в скважине (динамический горизонт) и в приемном резервуаре, в который подается по сифонному водоводу вода, должна быть равна или несколько больше суммы всех потерь напора в трубопроводе.

Подключение водозаборных скважин к сифонному водоводу в зависимости от их размещения в плане производится аналогично подключению к напорному сборному водоводу. Конструкция скважины в этом случае несколько отличается от скважины с водоподъемным оборудованием.

Сифонные водоводы можно укладывать с подъемом 1/200—1/500 к месту сбора и откачки воздуха. При очень длинных водоводах допускается уменьшение подъема до 1/1000—1/4000. Сифонные водоводы можно укладывать с уклоном по движению воды при условии обеспечения выпуска содержащегося в воде воздуха.

На концевых участках сифонного водовода следует устанавливать задвижки. Конец сифонного водовода при изливе в резервуар (или ка-

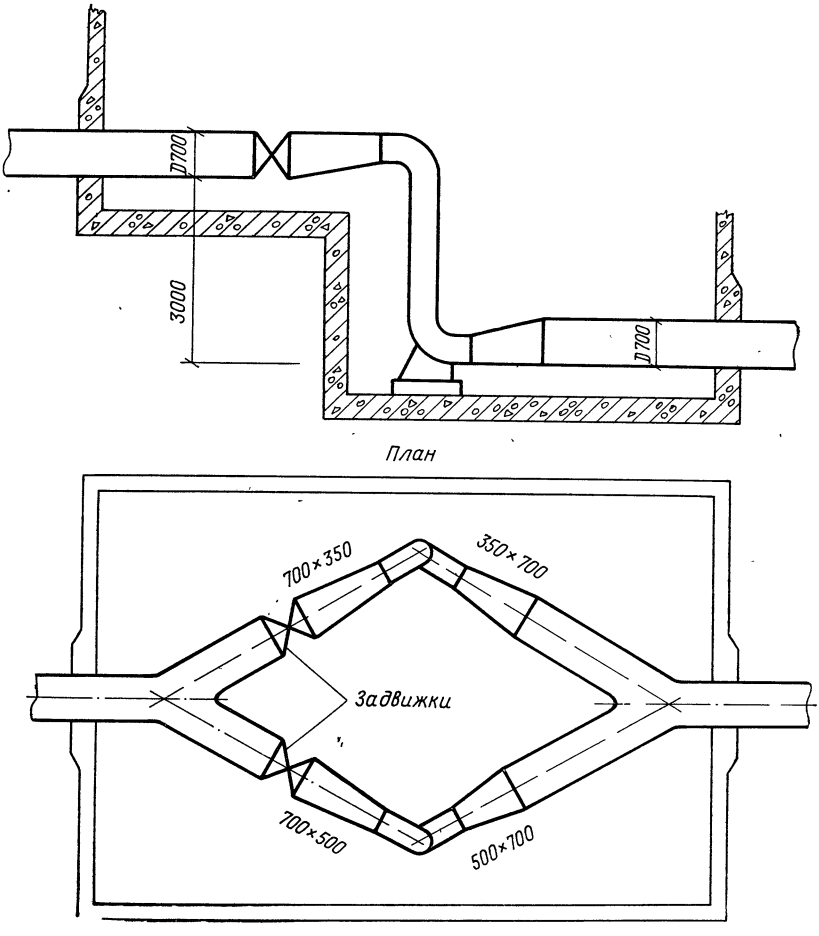


Рис. VIII.6. Схема перепадного устройства на сифонном водоводе действующего водопровода

меру) должен быть заглублен не менее чем на 0,5 м ниже наинизшего горизонта воды в резервуаре.

Скорость движения воды в сифонных водоводах допускается снижать до 0,3 м/с, а на участках с прямым уклоном, т. е. по движению воды, рекомендуется принимать не менее 0,6—0,7 м/с.

Для пуска сифона применяют вакуум-насосы с автоматическим или ручным пуском и остановкой. На сифонах малого диаметра можно применять воздушные колпаки с автоматически действующими гидравлическими эжекторами. Количество воздуха, которое необходимо отсасывать из сифона, определяется по формуле, учитывающей содержание

воздуха в подземных водах в среднем 2,5%, из которых выделяется 1,5%:

$$q_{\text{возд}} = \frac{0{,}15Q + 0{,}01l}{10h_{\text{вак}}}, \qquad \text{(VIII.14)}$$

где $q_{\text{возд}}$ — количество воздуха, л/с; Q — расход воды, проходящей через сифон, л/с; l — длина сифона, м; $h_{\text{вак}}$ — вакуум в сифоне.

Величина вакуума в наивысшей точке водовода составляет:

$$h_{\text{вак}} = z + \frac{v^2}{2g} + \Sigma h, \qquad \text{(VIII.15)}$$

где z — расстояние по высоте между уровнем воды в скважине и наивысшей точкой водовода; Σh — сумма дополнительных потерь напора.

На рис. VIII.6 показана схема сифонного водовода из чугунных труб, действующего в течение нескольких лет. Особенностью водовода является следующее. Прямые участки водовода уложены с нулевым уклоном, т. е. горизонтально. Через каждые 200—300 м на таком горизонтальном участке водовода установлены перепады на 3—3,5 м по высоте. Каждый перепад состоит из двух труб меньшего диаметра, чем диаметр горизонтального участка водовода; на них установлены переходные конусы, выполняющие роль эжекторов.

В местах сужения скорость движения воды в трубопроводе значительно возрастает, в результате чего выделяемый из воды воздух захватывается потоком и переносится в следующий «нижний» участок. На выходе из водовода наблюдается периодическое «выплескивание» струи с воздухом.

Гидравлическим расчетом сифонного водовода определяются потери напора по длине водовода с учетом потерь на местные сопротивления. Для этого могут быть использованы формулы (VIII.1), (VIII.3), (VIII.4), (VIII.9), (VIII.10).

Статический расчет труб сборных водоводов производится с целью определения их прочностных показателей. Трубопровод, находящийся в грунте, работает совместно с ним. Грунт создает нагрузки на трубопровод, является основанием для него и средой, через которую передается давление от нагрузок, расположенных на поверхности земли. Активное и пассивное давление, передающееся от засыпки траншеи на трубопровод, зависит от глубины заложения его, физико-механических свойств грунта, способа опирания трубопровода на основание.

Кроме собственного веса, активного и реактивного давления грунта на водовод действуют нагрузки от веса транспортируемой по нему воды, внутреннее давление в напорных водоводах, внешнее атмосферное давление при образовании вакуума в водоводе, сейсмические воздействия и др.

Водовод следует рассчитывать на наиневыгоднейшее сочетание нагрузок. Статические расчеты необходимо проводить по рекомендациям СНиП II-31-74.

Глава IX

ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

1. ТРЕБОВАНИЯ К КАЧЕСТВУ ПОДЗЕМНЫХ ВОД, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ДЛЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Качество подземных вод определяется содержанием в них неорганических, органических и радиоактивных веществ, которые могут находиться в растворенном, коллоидном или грубодисперсном виде.

Характеристиками качества подземных вод служат: общее солесодержание, ионный состав, жесткость, щелочность, активная концентрация водородных ионов pH, растворенный кислород, свободная углекислота, сероводород, температура, запах, привкус, цветность, мутность, наличие микроорганизмов и некоторые другие показатели.

Общее солесодержание подземных вод, т. е. сумма катионов и анионов, количественно зависит главным образом от содержания катионов Ca^{2+}, Mg^{2+}, Na^{+}, K^{+} и анионов HCO_3^-, SO_4^{2-}, Cl^-. Остальные ионы, в том числе ионы аммония NH_4^+, нитритные ионы NO_2^-, нитратные ионы NO_3^-, железо Fe^{2+} и Fe^{3+} и др., содержатся обычно в малых количествах, хотя также оказывают существенное влияние на качество воды.

Общее солесодержание растворенных в воде веществ приближенно характеризуется величиной сухого и прокаленного остатка.

Содержание в воде органических веществ приближенно характеризуется величиной окисляемости, причем перманганатная окисляемость выявляет лишь наиболее легко окисляемые органические вещества, а бихроматная окисляемость — содержание органических веществ в воде, окисляющихся сильным окислителем в стандартных условиях проведения опыта.

В зависимости от назначения водозаборов подземных вод к качеству воды предъявляются те или иные требования. При техническом использовании воды (для охлаждения агрегатов, во многих технологических процессах) эти требования могут определяться, например, температурой воды, общим солесодержанием, количеством органических веществ, жесткостью, pH, содержанием марганца, железа и другими показателями. Общего стандарта на техническую воду не существует, так как в зависимости от характера того или иного производства требуется вода различного качества. В частности, для бумажной промышленности требуется вода с пониженной мутностью и малым содержанием органических веществ, для радиотехнической промышленности, кроме того, нормируется общее солесодержание и pH, для производств пластмасс, кинопленки, искусственного волокна, кордной целлюлозы, синтетического каучука вода должна иметь еще определенные показатели по жесткости, содержанию железа, кремнекислоты и т. д.

Важной характеристикой качества воды является, также наличие в ней свободной углекислоты CO_2, по концентрации которой, в сопоставлении с содержанием Ca^{2+}, HCO_3^-, общим солесодержанием и температурой воды, можно оценить агрессивность воды по отношению к бетону, ее способность разрушать защитные карбонатные и железистые пленки на трубопроводах и другие свойства.

Состав и свойства воды хозяйственно-питьевого назначения должны

удовлетворять гигиеническим нормативам, предусматривающим безопасность воды в эпидемическом отношении, безвредный для здоровья человека химический состав и благоприятные органолептические свойства.

Требования к качеству хозяйственно-питьевых вод в СССР определяются государственными стандартами ГОСТ 2761—74 «Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения. Правила выбора и оценки качества» и ГОСТ 2874—73 «Вода питьевая». Методы отбора, хранения и транспортирования проб воды, методы определения состава и свойств воды регламентированы в ГОСТ 3313—46, 3351—46, 4979—49. Кроме того, имеются изданные Всемирной организацией здравоохранения «Европейские нормы качества питьевой воды» и «Международный стандарт питьевой воды».

Безопасность воды в эпидемическом отношении. Водные бактериальные и вирусные инфекции могут вызвать заболевания брюшным тифом, дизентерией, холерой, туляремией, бруцеллезом, инфекционной желтухой, полиомиелитом и другими эпидемическими болезнями. Поэтому вода, предназначенная для хозяйственно-питьевого использования, не должна содержать в своем составе болезнетворных бактерий и вирусов.

Ввиду множества форм болезнетворных бактерий и сложности их определения для выяснения безопасности воды в эпидемическом отношении используют косвенные показатели: степень общего бактериального загрязнения и содержание санитарно-показательных микроорганизмов группы кишечной палочки.

Количество бактерий группы кишечной палочки в 1 л воды не должно быть более трех, что соответствует «коли-индексу», равному 3. Титр кишечной палочки («коли-титр») должен быть не менее 300, т. е. одна бактерия указанной группы не должна встречаться чаще чем в 300 $см^3$ воды. Общее количество бактерий в 1 мл неразбавленной воды не должно быть более 100.

Использование бактерий группы кишечной палочки в качестве показателя степени бактериального загрязнения воды основано на том, что кишечная палочка попадает в поверхностные и подземные воды из того же источника, что и многие патогенные (болезнетворные) бактерии — из фекального загрязнения, но она является относительно безвредной и в то же время по существующим представлениям сохраняет свою жизнедеятельность в воде обычно дольше, чем болезнетворные микроорганизмы. Поэтому малое количество кишечных палочек в воде (или большой «коли-титр» воды) принимается как признак отсутствия болезнетворных микроорганизмов.

Однако проведенными в последнее время исследованиями установлено, что между содержанием в воде бактерий группы кишечной палочки и содержанием патогенных бактерий и вирусов четкой корреляции не существует. Кроме того, имеются данные о том, что некоторые болезнетворные микроорганизмы могут выживать в подземных водах дольше, чем кишечная палочка. Поэтому в особых случаях (при расположении водозабора вблизи бактериально-загрязненных водоемов, полей фильтрации, скотных дворов и других подобных объектов, при возникновении эпидемических заболеваний) для оценки бактериального загрязнения воды определяют не только содержание бактерий группы кишечной палочки, но и содержание патогенных бактерий, кишечных вирусов, яиц гельминтов.

Безвредность химического состава воды. Показатели безвредности химического состава воды нормируют содержание веществ, встречаю-

щихся в природных незагрязненных подземных водах, а также появляющихся в воде в результате поступления в водоносный горизонт промышленных и сельскохозяйственных загрязнений.

Содержание веществ, входящих в состав природных незагрязненных подземных вод, по общетоксикологическим и органолептическим показателям не должно превышать следующих концентраций, мг/л:

Бериллий	0,0002
Железо	0,3
Марганец	0,1
Медь	1
Молибден	0,5
Мышьяк	0,05
Нитраты (по азоту)	10
Свинец	0,1
Селен	0,001
Стронций (стабильный)	2
Сульфаты	500
Фтор	0,7—1,5
Хлориды	350
Цинк	5
Сухой остаток	1000
Общая жесткость (мг-экв/л)	7

Содержание радиоактивных элементов не должно превышать: уран природный и уран-238 — 1,7 мг/л, радий-226 — $1{,}2 \cdot 10^{-10}$ Ки/л, стронций-90 — $4 \cdot 10^{-10}$ Ки/л.

Между активностью С*, Ки, и массой радиоактивного вещества P, г, существует следующая зависимость:

$$P = 2{,}8 \cdot 10^{-6}\, ATC^*, \qquad \text{(IX.1)}$$

где A — атомный вес радиоизотопа; T — период полураспада, годы.

Повышенное содержание в воде бора (сверх 1 мг/л) также является нежелательным.

В исключительных случаях по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы допускается повышенное содержание в воде сухого остатка до 1500 мг/л, общая жесткость до 10 мг-экв/л, содержание железа до 1 мг/л.

Содержание в питьевой воде химических веществ, являющихся промышленными и сельскохозяйственными загрязнениями, не должно превышать предельно-допустимых концентраций (ПДК), установленных для водоемов санитарно-бытового водопользования и лимитируемых по санитарно-токсикологическому и органолептическому признакам вредности. Списки этих веществ публикуются Министерством здравоохранения СССР и часто дополняются.

В связи с большим разнообразием используемых в промышленности и сельском хозяйстве химических веществ, которые могут попасть в подземные и поверхностные воды, ПДК установлены еще не для всех веществ, тем не менее в списке веществ, нормируемых по ПДК, значится уже около 500 наименований.

Для некоторых часто встречающихся химических загрязнений в воде водоемов санитарно-бытового водопользования установлены следующие предельно-допустимые концентрации, мг/л:

Анилин	0,1
Барий	4,0
Бензин	0,1
Бензол	0,5
Бром	0,2
Ванадий (V)	0,1
Висмут	0,1
Вольфрам (VI)	0,1
Гексахлоран	0,02
ДДТ	0,1
Диэтилртуть	0,0001
Кадмий	0,01
Карбофос	0,05
Кобальт	1,0
Нефтеновые кислоты	0,3
Нефть многосернистая	0,1
Нефть прочая	0,3
Пиридин	0,2
Поверхностно-активные вещества (алкилбензолсульфонаты, алкилсульфаты, алкилсульфонаты)	0,5
Роданиды	0,1
Ртуть (для неорганических соединений)	0,005
Симазин (нерастворенный)	отсутствие
Стирол	0,1
Сульфиды	отсутствие
Сурьма	0,05
Тетраэтилолово	0,0002
Тетраэтилсвинец	отсутствие
Тиофос	0,003
Толуол	0,5
Трихлорфенол	0,0004
Фенол (карболовая кислота)	0,001
Ферроцианиды	1,25
Хлорофос	0,05
Хром (VI)	0,1
Хром (III)	0,5
Цианиды (за исключением цианоферратов) в расчете на циан	0,1
Четыреххлористый углерод	0,3
Этилбензол	0,1

Примечание. Римские цифры в скобках обозначают валентность.

Методы определения содержания в воде многих загрязняющих веществ изложены в работе [121].

Если содержание в воде отдельных веществ не превышает предельно-допустимых концентраций, то это еще не значит, что вода пригодна для хозяйственно-питьевых целей. Качество воды может также ухудшаться вследствие суммирования неблагоприятного воздействия некоторых веществ, если даже содержание каждого из них меньше нормируемого. К числу таких веществ относятся: бериллий, молибден, мышьяк, свинец, селен, стронций (стабильный), а также все остальные вещества, нормируемые по ПДК для водоемов санитарно-бытового водопользования (за исключением фтора, нитратов, радиоактивных веществ — их действие оценивается отдельно по соответствующей ПДК).

Сумма концентраций вредных веществ в воде, выраженная в долях от предельно-допустимых концентраций каждого вещества в отдельности, не должна превышать 1. При этом расчет ведется по выражению:

$$\frac{a}{A}+\frac{b}{B}+\frac{c}{C}+\cdots+\frac{n}{N}\leqslant 1, \qquad \text{(IX.2)}$$

где a, b, c, ..., n — обнаруженные в воде концентрации веществ; A, B, C, ..., N — установленные для каждого из них ПДК.

Органолептические свойства воды (вкус, запах, цвет, прозрачность) зависят от наличия в ней некоторых химических веществ, встречающихся в природных водах (хлориды, сульфаты, железо, марганец, медь, цинк) и в промышленных и сельскохозяйственных загрязнениях. Содержание этих веществ также нормируется соответствующими предельно-допустимыми концентрациями. Органолептические свойства воды непосредственно оцениваются по запаху, привкусу, цветности и мутности:

Запах при температуре 20° С и при подогревании воды до 60° С, баллы	2
Привкус при 20° С, баллы	2
Цветность, град	20
Мутность, мг/л	1,5

В отдельных случаях по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы цветность воды может быть допущена до 35 град.

При гидрогеологических изысканиях и разведке подземных вод хозяйственно-питьевого назначения для оценки качества воды необходимо определять показатели безопасности воды в эпидемическом отношении, органолептические показатели, а также показатели безвредности химического состава воды по веществам, встречающимся в природных водах.

Кроме того, в подземных водах проверяют наличие и концентрацию тех веществ, присутствие которых можно ожидать в местных условиях, т. е. с учетом гидрогеологической и гидрохимической обстановки и, главное, с учетом наличия в районе водозаборов тех или иных производств с характерными для них технологическими и сточными водами, сельскохозяйственных территорий с интенсивным применением ядохимикатов и т. п.

В природных условиях при отсутствии источников химического и бактериального загрязнения подземные воды обычно имеют хорошее качество, удовлетворяют гигиеническим требованиям и могут быть непосредственно использованы для хозяйственно-питьевых целей без предварительной очистки. В этом, в частности, заключается большое преимущество подземных вод в сравнении с поверхностными водами, которые, как правило, перед подачей в водопроводную сеть подвергаются дорогостоящей очистке от взвешенных веществ, бактерий, вредных химических веществ.

Использование подземных вод вместо поверхностных может оказаться более эффективным и в тех случаях, когда подземные воды по некоторым показателям качества не удовлетворяют стандартам, но могут быть улучшены путем специальной обработки [78].

К показателям качества хозяйственно-питьевой воды, допускающим их улучшение технически доступными и сравнительно недорогими методами, относятся бактериальный состав, содержание железа, сероводорода, жесткость.

При низком коли-титре для устранения из воды микроорганизмов и вирусов проводится обеззараживание действием окислителей, ультрафиолетового или ионизирующего излучения, ультразвуковых колебаний, а также тепловой обработкой и фильтрованием.

Наибольшее распространение получил метод воздействия окислителями, которые, диффундируя внутрь клетки микроорганизма, вступают в реакцию с веществом клетки и отравляют ее. В качестве окислите-

лей применяют жидкий и газообразный хлор, хлорную известь, гипохлориды, двуокись хлора, озон, а также бактерицидные лампы.

Железо, находящееся в подземных водах обычно в виде бикарбоната закисного железа, удаляют сравнительно недорогим методом упрощенной аэрации с последующим отстаиванием и фильтрованием для задержания образующейся гидроокиси железа. Метод аэрации применим к подземным водам, не содержащим сероводорода, аммонийных солей и органических веществ.

В противном случае приходится применять более сложные методы: коагуляцию, известкование, хлорирование с последующим отстаиванием и фильтрованием. Целесообразно проводить пробное обезжелезивание воды, которое выполняется непосредственно на месте отбора подземных вод немедленно после взятия пробы [78].

С помощью аэрации вода может быть освобождена и от радона. Сероводород при малых его концентрациях и pH$<$9 удаляют с помощью аэрации и хлорирования, а при более высоких концентрациях, кроме того, используют подкисление воды. Известны также реагентный (с использованием гидрата окиси железа) и биохимический методы удаления сероводорода.

При повышенной жесткости можно применять умягчение воды реагентными методами (обработка известью, содой, фосфатом) или катионированием.

Поддержание в питьевой воде оптимальной концентрации фтора (0,7—1,5 мг/л) достигается фторированием (введением в воду растворов фторсодержащих реагентов) или, наоборот, ее обесфториванием. Обесфторивание является более сложным и дорогостоящим процессом; осуществляется оно с помощью ионного обмена на селективных в отношении фтора анионитах, а также методом сорбции на свежевыделенных осадках гидроокиси алюминия и магния и др.

Марганец, находящийся в воде обычно в виде солей двухвалентного марганца, удаляется окислением, для чего применяют обработку перманганатом калия, хлором, озоном или двуокисью хлора, с последующим отстаиванием выпавших в осадок гидратов окиси марганца и фильтрованием воды.

При необходимости из питьевой воды могут быть удалены и другие вредные вещества, находящиеся в малых концентрациях (свинец, цинк, мышьяк, бор, бром, фосфаты, йод, нефтепродукты, детергенты, пестициды и др.). Однако методы очистки воды от этих веществ, разработанные применительно к концентрированным сточным водам при малых расходах, становятся малоэффективными, громоздкими и дорогостоящими при использовании их для очистки питьевых подземных вод, подаваемых для водоснабжения обычно с большими расходами и при сравнительно малой концентрации загрязняющих веществ.

Высокая стоимость воды, очищенной для хозяйственно-питьевых нужд, определяется большими затратами на строительство и эксплуатацию сооружений по очистке и водоподготовке. Кроме того, возникают трудности, обусловленные доставкой больших количеств реагентов (часто дефицитных), а также энергетическим обеспечением сооружений по очистке и водоподготовке, удалением или складированием осадков и растворов, являющихся отходами процесса очистки воды. Поэтому целесообразность улучшения качества подземных вод должна всякий раз определяться технико-экономическими расчетами и реальной природной обстановкой, в том числе наличием других источников хозяйственно-питьевого водоснабжения.

В современных условиях, нередко характеризующихся загрязнением поверхностных и местами подземных вод и одновременно большим увеличением потребности в хозяйственно-питьевых водах, все чаще приходится прибегать к улучшению качества подземных вод.

В ряде районов СССР, бедных пресными поверхностными и подземными водами, уже сейчас для водоснабжения начинают использовать солоноватые и соленые подземные воды с предварительным их опреснением различными методами: дистилляцией, замораживанием, экстракцией, ионным обменом на катионитах и анионитах, электродиализом, гиперфильтрацией.

Несмотря на высокую стоимость опресненной воды, использование для водоснабжения солоноватых и соленых подземных вод становится все более актуальной задачей, особенно в районах аридной зоны СССР.

2. ИСТОЧНИКИ ЗАГРЯЗНЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

По составу и виду загрязнения подземных вод подразделяются на химическое (органическое и неорганическое), биологическое, радиоактивное и тепловое.

Химическое загрязнение подземных вод

Основными источниками химического загрязнения подземных вод являются жидкие стоки и твердые отходы промышленных производств, содержащие в своем составе разнообразные неорганические и органические вещества.

В подземные воды эти вещества могут поступать либо непосредственно на промышленных площадках вследствие утечек технологических и сточных вод из цехов, коммуникаций, участков открытого складирования растворимого сырья и отходов производства, либо из земляных емкостей, в которые сбрасываются твердые отходы и сточные воды — накопителей, испарителей, отстойников, хвосто- и шламохранилищ, «белых морей», полей фильтрации и других подобных промышленных бассейнов. Фильтрация из промышленных бассейнов вызывает наиболее крупные по масштабам и неблагоприятным последствиям загрязнения подземных вод.

Особенно большое количество сточных вод образуется на химических и нефтехимических предприятиях (производства соды, минеральных удобрений, искусственного волокна и каучука, красителей и других веществ), в нефтедобывающей, нефтеперерабатывающей, горнорудной, металлургической, целлюлозно-бумажной и других отраслях промышленности.

В результате фильтрации технологических и сточных вод вблизи территории предприятия и промышленных бассейнов в подземных водах появляются тяжелые металлы, ароматические вещества и многие другие загрязнения — токсичные, вредные для здоровья и ухудшающие органолептические свойства воды.

В наибольшей степени подвержены загрязнению грунтовые воды, в которые химические загрязнения поступают при фильтрации сточных вод с поверхности через зону аэрации, при сбросе этих вод в поглощающие выработки, скважины и другими путями. Сброс неочищенных сточных промышленных вод в реки и озера на участках, где они питают подземные воды, также вызывает загрязнение последних.

Химическое загрязнение грунтовых вод, кроме того, может происходить на сельскохозяйственных территориях при неконтролируемом избыточном применении ядохимикатов и удобрений.

В напорные водоносные горизонты химические загрязнения поступают из грунтовых вод через размывы в водоупорной кровле («литологические окна»), непосредственно по стволу водозаборной или разведочной скважины при ее плохой изоляции от смежных водоносных горизонтов, при сбросе сточных вод в поглощающие скважины, заложенные в этот же напорный горизонт, на участках питания подземных вод из загрязненных стоками водоемов и т. д.

В водоносном горизонте химические вещества часто претерпевают метаморфизацию вследствие их разложения, сорбции, окисления или восстановления, выпадения в осадок, комплексообразования и других процессов, приводящих к некоторому изменению концентрации, а иногда и состава загрязняющих веществ.

Наблюдениями, однако, установлено, что при длительном и интенсивном поступлении химических загрязнений указанные процессы не настолько значительны, чтобы привести к полному самоочищению загрязненных подземных вод. В связи с этим химические загрязнения в водоносных горизонтах могут распространяться на большие расстояния.

На участке поступления загрязнений в водоносном горизонте возникает очаг загрязнения, который в зависимости от гидрогеологических и гидродинамических условий может изменять свои размеры, передвигаться в определенных направлениях и т. д. Ускоренному распространению загрязнений в водоносном горизонте способствуют большие скорости фильтрации в хорошо проницаемых отложениях, возникающие при больших естественных уклонах потока.

Очаг загрязнений увеличивается при действии водозаборных скважин, расположенных в районе очага загрязнения, а также под влиянием повышенных напоров на участках интенсивной фильтрации сточных вод из тех или иных промышленных бассейнов.

Биологическое загрязнение подземных вод

Биологическое загрязнение питьевой воды, вызываемое болезнетворными микроорганизмами, представляет серьезную угрозу здоровью населения. По этой причине в прошлом возникали вспышки инфекционных заболеваний, связанные главным образом с загрязнением поверхностных вод. Имеются данные о проникании бактериальных загрязнений и в подземные воды [38].

Биологическому загрязнению подвержены преимущественно грунтовые воды, как наиболее близко залегающие к поверхности и не имеющие водоупорной кровли. Источниками бактериального загрязнения грунтовых вод обычно являются участки интенсивной и длительной фильтрации загрязненных фекальных и хозяйственно-бытовых вод — поля фильтрации, выгребные ямы, скотные дворы, поглощающие скважины и колодцы, неисправная канализационная сеть и т. п.

В напорные водоносные горизонты биологические загрязнения попадают при непосредственном сбросе сточных вод через поглощающие скважины или при поступлении загрязненных грунтовых и сточных вод через корродированные трубы и затрубное пространство действующих или заброшенных водозаборных и разведочных скважин.

В прибрежные (инфильтрационные) водозаборы биологические загрязнения могут поступать вместе с загрязненными речными водами, привлекаемыми водозабором.

Как показывают наблюдения, дальность распространения микроорганизмов в водоносном горизонте зависит главным образом от скорости фильтрации и степени начального загрязнения воды, однако она существенно ограничивается временем выживаемости, т. е. длительностью существования микроорганизмов в подземных водах.

Большую роль в уменьшении распространения микроорганизмов в водоносном горизонте играет также их адсорбция (адгезия) на частицах грунта.

Если время движения бактериально загрязненной воды от места ее поступления в водоносный горизонт до водозабора превышает сроки выживаемости бактерий, последние уже на пути движения к водозабору будут лишены жизнеспособности и не смогут, таким образом, вызвать заболевания при использовании воды. Аналогичный защитный эффект проявляется в результате адсорбции бактериальных загрязнений, попавших в зону аэрации или водоносный пласт в ограниченном количестве и в течение сравнительно короткого времени. В связи с этим вопрос о выживаемости и адсорбции микроорганизмов в водоносном горизонте имеет большое научное и практическое значение.

Установлено, что выживаемость микроорганизмов в водоносном горизонте значительно больше, чем в поверхностных водах. Сохранению жизнеспособности многих патогенных микроорганизмов в водоносном горизонте способствует защищенность их от солнечных лучей, низкая температура и отсутствие микробного антагонизма. Болезнетворные энтеробактерии (брюшнотифозные и дизентерийные) в водонасыщенных песках и илах могут выживать от 28 до 51 сут [117]. Для других видов энтеробактерий выживаемость колеблется от нескольких дней до 14 месяцев в зависимости от вида микроба, количества внесенного загрязнения и других условий проведения опыта.

Выживаемость кишечной палочки E. coli в подземных водах составляет 3—7 месяцев [38, 80], а по отдельным данным — более 12 месяцев; выживаемость бактерий Str. zymogenes — более 12 месяцев.

Как указывалось ранее, имеются другие бактерии, время выживаемости которых в подземных водах больше, чем кишечной палочки, в связи с чем вызывает сомнение представительность кишечной палочки в качестве основного санитарно-показательного организма.

Адсорбция бактерий, проявляющаяся в виде их прилипания к отдельным частицам почв, может происходить, по существующим воззрениям, вследствие различных причин — из-за действия поверхностных или электрических сил, наличия в бактериях клеящих веществ и др. Интенсивность адсорбции зависит от вида и размеров бактерий, а также физико-химического состава и свойств почв, в частности, от их гранулометрического состава, pH среды, температуры и др. При фильтрации бактериально загрязненных вод через почву установлена как адсорбция вирусов и бактерий, так и их десорбция с сохранением жизнеспособности вирусов.

При отсутствии или малой мощности почвенного покрова и зоны аэрации болезнетворные микроорганизмы поступают в водоносный горизонт, не потеряв своей жизнеспособности. В водоносном горизонте адсорбция бактерий, как правило, протекает слабее, чем в почвах, особенно при наличии крупных частиц грунта и больших размерах пор между ними, но все же и здесь заметно снижается дальность распространения бактерий при фильтрации. Так, вследствие адсорбции дальность распространения кишечной палочки в гравелистых песках крупностью от 3—4 до 0,25 мм при скорости движения воды 1 м/сут составляла всего 8—10 м (лабораторные опыты В. К. Степаненко, 1967 г.).

Таблица IX.1

Дальность продвижения микроорганизмов при фильтрации в грунтах (по натурным наблюдениям [93])

Вид загрязнения	Породы водоносного горизонта	Дальность продвижения, м
Бактериальное загрязнение	Галечники	850
	Трещиноватые известняки	До 1000
	Гравийно-галечные отложения	30—200
	Песчано-гравийно-галечные отложения	Более 200
	Мелкозернистые пески	До 15—20
Кишечная палочка	Пески крупностью 0,13 мм	До 20—70
Str. zymogenes	Песчано-гравийные отложения	~15
Bac. prodigiosum	Пески	~21
Кишечная палочка	Пески	Менее 50

В естественных условиях дальность продвижения бактериальных загрязнений оказывается значительно большей, особенно в хорошо проницаемых гравийно-галечных грунтах и трещиноватых известняках, где она достигает нескольких сотен метров и более. Большую роль, кроме того, играет количество и продолжительность внесения в поток микрофлоры (табл. IX.1 [93]).

В институте общей коммунальной гигиены им. А. Н. Сысина АМН СССР (Е. И. Моложавая и др.) проводится сравнительное изучение выживаемости, адсорбции и дальности распространения в водонасыщенных грунтах нескольких разновидностей бактерий группы кишечной палочки (E. coli, Citrobacter, Enterobacter) и энтерококка (Str. faecalis).

Опытами в статических условиях было установлено, что энтерококки обладают большей выживаемостью и меньшей адсорбируемостью на грунтах, чем бактерии группы кишечной палочки. Жизнеспособность различных видов кишечной палочки и энтерококка в подземных водах при температуре 4—6° С достигает 400 сут при исходном заражении воды в количестве 10^6—10^7 микробных тел в 1 л. В адсорбированном состоянии изученные бактерии группы кишечной палочки и энтерококки сохраняют жизнеспособность дополнительно еще на 12—20 сут, т. е. живут дольше, чем такие же бактерии в поровой воде. Некоторые болезнетворные бактерии при исходном заражении 100—10 000 микробных тел выживают в течение 170—300 сут.

Дальность распространения тех же бактерий, определенная в динамических опытах, т. е. при фильтрации через пески, оказалась максимальной также для энтерококков.

Бóльшая выживаемость энтерококков по сравнению с кишечной палочкой обнаружена и при натурных наблюдениях (Е. И. Моложавая, 1972 г.) на инфильтрационном водозаборе Балтезерс в Риге, работающем в условиях искусственного пополнения запасов подземных вод из специальных инфильтрационных бассейнов, в которые подаются озерные воды. Пробы подземных вод отбирали из наблюдательных скважин на створе от инфильтрационного бассейна до линии водозаборных скважин. В водоносных песках с коэффициентом фильтрации ~30 м/сут при скорости движения воды 2—3 м/сут дальность распространения бактерий из инфильтрационного бассейна в поток подземных вод (в сторону водозабора) составляла от 10 до 200 м и более.

К особому виду биологического загрязнения следует отнести появ-

ление в подземных водах сине-зеленых водорослей и железобактерий. Подобные случаи были отмечены на берегах мелководных водохранилищ при расположении водозаборных скважин в крупнозернистых песках на расстоянии менее 200 м от уреза воды.

Радиоактивное загрязнение подземных вод

Радиоактивные вещества, встречающиеся в подземных водах (уран, радий, стронций, цезий, тритий и др.), имеют естественное или искусственное происхождение. В подземных водах радиоактивные вещества присутствуют обычно в микроскопических количествах — в сотых и тысячных долях мг/л, за исключением урана, содержание которого в природных водах может достигать десятков мг/л. Но даже при очень малых концентрациях радиоактивные вещества в подземных водах могут оказывать крайне вредное влияние.

Искусственное загрязнение подземных вод радиоактивными элементами связано с поступлением в них радиоактивных продуктов и отходов при использовании атомной энергии или радиоактивных веществ в отдельных отраслях народного хозяйства, в научных и лечебных целях, а также при подземном захоронении радиоактивных отходов и сбросе радиоактивных сточных вод в недра земли, если это производится без достаточного гидрогеологического обоснования.

При подземных ядерных взрывах, осуществляемых с целью разработки полезных ископаемых, строительства гидротехнических сооружений и др., образуются продукты ядерного распада, которые проникают в зону обрушения и раздробления пород и могут попасть в подземные воды.

При испытании атомного оружия выпадающие на поверхность земли радиоактивные осадки распространяются на большие расстояния от места атомного взрыва (глобальные радиоактивные осадки), а при инфильтрации дождевых или талых вод радиоактивные загрязнения могут попасть в грунтовые воды.

Особенностью радиоактивных веществ, влияющей, в частности, на их распространение в подземных водах, является способность этих веществ к самопроизвольному распаду. Характерный параметр этого процесса — период полураспада, т. е. время, в течение которого начальное количество элемента уменьшится в 2 раза. Некоторые радиоактивные элементы имеют следующие периоды полураспада:

Йод-131	8,1 сут
Стронций-89	54,5 »
Цирконий-95	65 »
Церий-144	282 »
Рутений-106	360 »
Кобальт-60	5,3 года
Тритий	12,46 »
Стронций-90	28 »
Цезий-137	33 »
Радий-226	$1{,}59 \cdot 10^3$ года
Углерод-14	$5{,}57 \cdot 10^3$ »
Плутоний-239	$2{,}24 \cdot 10^4$ »
Уран-238	$4{,}49 \cdot 10^9$ »

Учитывая сравнительно медленное движение подземных вод в водоносных пластах, можно полагать, что радиоактивное загрязнение водозаборов подземных вод возможно, главным образом, такими изотопами, период полураспада которых превышает один-два месяца. Более короткоживущие изотопы практически полностью распадаются на первых

метрах их продвижения в покровных отложениях или в водоносных пластах.

Другим важным свойством большинства радиоактивных изотопов, также влияющим на возможность и интенсивность их миграции в подземных водах, является значительная поглощаемость этих элементов почвами и горными породами. Это объясняется очень малыми концентрациями радиоактивных элементов (кроме урана) в подземных водах по сравнению с емкостью поглощения почв и рыхлых пород.

Механизм сорбции радиоактивных веществ в горных породах разнообразен и зависит от химического состояния этих веществ в воде. В водном растворе, в зависимости от его pH и состава, радиоактивные вещества могут находиться в виде простых и комплексных ионов, нейтральных молекул, в коллоидной форме.

Проведенными исследованиями установлен сложный характер сорбции и десорбции радиоактивных элементов горными породами. Интенсивность сорбции зависит от валентности радиоактивного элемента, химического состава и температуры раствора, гранулометрического и минералогического состава породы, катионно-обменной емкости породы и многих других факторов [21]. Наиболее высокой сорбционной способностью обладают почвы и покровные отложения. Некоторые радиоактивные элементы, например йод-131 и сера-35, почти не сорбируются на породах; плохо сорбируются рутений-106, уран, цезий-137, стронций-90.

Эти радиоактивные элементы наиболее опасны в отношении загрязнения подземных вод, особенно долгоживущие элементы — стронций-90, цезий и уран, обладающие повышенной миграционной способностью в подземных водах. Установлено, что стронций-90 может переноситься с подземными водами на большие расстояния в тех случаях, когда он входит в комплексные соединения с сульфатами, карбонатами, гумусом и другими органическими веществами.

Хорошо растворимые соединения, также легко мигрирующие в подземных водах, дает уран в окислительной среде, создающейся, например, в почвах и покровных отложениях, богатых растворенным кислородом и углекислотой [21].

Опасность радиоактивного загрязнения угрожает в первую очередь грунтовым водам, особенно при отсутствии почвенного слоя и покровных грунтов, задерживающих сорбирующиеся и короткоживущие элементы.

В глубокие напорные водоносные горизонты радиоактивные загрязнения могут проникнуть через оголовки, межтрубные и затрубные пространства водозаборных скважин, а при наличии на скважине эрлифтной установки — при подсосе загрязненного атмосферного воздуха.

Тепловое «загрязнение» подземных вод

Тепловым «загрязнением» можно условно назвать повышение температуры подземных вод, происходящее по тем или иным причинам при эксплуатации водозабора, поскольку повышение температуры воды даже на 1° С при ее использовании, например для охлаждения агрегатов, приводит к непроизводительным затратам.

Повышение температуры подземных вод на участке водозабора возможно вследствие привлечения более нагретых поверхностных вод (из рек, озер и т. д.), особенно если водозабор расположен на незначительном расстоянии от водоема, а водоносный горизонт сложен хорошо проницаемыми отложениями — трещиноватыми скальными породами, галечниками.

Повышение температуры подземных вод возможно также на участках сброса отработавших нагретых технологических сточных вод в поглощающие скважины и в других аналогичных случаях.

Из рассмотрения различных видов загрязнений следует, что биологические и радиоактивные загрязнения имеют в общем ограниченную область распространения в водоносном пласте, поскольку их существование регулируется временны́ми факторами — временем выживаемости бактерий, временем распада радиоактивного элемента и процессами сорбции.

Распространение тепловых «загрязнений» задерживается интенсивным теплообменом с породами водоносного горизонта, его кровли и подошвы и проявляется в большом масштабе в сравнительно редких случаях — при значительном объеме привлекаемых более теплых вод в течение длительного времени (например, повышение температуры подземных вод на территории Москвы и других городов).

Наиболее стойкими и далеко распространяющимися в водоносных пластах являются химические загрязнения. Хотя сорбция и другие виды поглощения и метаморфизации способствуют некоторому уменьшению их содержания в воде на пути фильтрации в пласте, все же на полное самоочищение воды, как правило, рассчитывать нельзя.

На основании изложенного можно выделить следующие общие пути поступления различных видов загрязнений к водозаборным сооружениям:

а) инфильтрация загрязненных хозяйственно-бытовых и промышленных сточных вод через зону аэрации на территории промышленных предприятий, городов и поселков; из полей фильтрации, слабоэкранированных накопителей и других промышленных бассейнов; инфильтрация загрязненных атмосферных осадков и оросительных вод;

б) фильтрация загрязненных хозяйственно-бытовых и промышленных сточных вод из неэкранированных хвостохранилищ, накопителей, испарителей и других крупных бассейнов, собирающих сточные воды;

в) поступление загрязненных сточных вод и атмосферных осадков непосредственно в грунтовые воды через сточные каналы, поглощающие скважины, ямы, карстовые воронки;

г) привлечение к береговым водозаборам загрязненных поверхностных вод из рек, озер, сбросных каналов и т. п.

В напорных водах поступление загрязнений обусловлено привлечением загрязненных грунтовых вод из вышележащего водоносного горизонта через «литологические окна» в слабопроницаемых породах кровли и по стволу скважины, а также вследствие периодической или постоянной фильтрации загрязненных речных и других поверхностных вод на участках питания водоносного горизонта.

3. МИГРАЦИЯ ЗАГРЯЗНЕНИЙ И ТЕПЛА В ПОДЗЕМНЫХ ВОДАХ

При проектировании водозаборов подземных вод должен быть дан прогноз изменения качества воды во времени и, исходя из этого, определены режим эксплуатации и срок действия водозабора.

Прогноз качества воды в водозаборе основывается, в первую очередь, на изучении и детальном анализе гидрогеологической обстановки и гидрохимических условий района размещения водозабора. При гидрогеологических изысканиях должны быть выявлены основные и дополнительные источники питания подземных вод, а также существующие и возможные источники их загрязнения.

Источники загрязнения, если рассматривать их с точки зрения оказываемого гидродинамического эффекта при фильтрации, можно разделить на две группы:

1) активные источники значительной фильтрации загрязненных вод, влияющие на уровни и скорость движения бытового потока подземных вод;

2) неактивные источники, загрязненные стоки из которых поступают в небольших размерах и практически не влияют на уровни, скорости и расходы естественного потока подземных вод.

К гидродинамически неактивным источникам загрязнения относятся также участки пород и подземных вод, содержащие загрязняющие вещества, которые поступили в водоносный пласт ранее, до прекращения действия источника загрязнения (например, участки старых, недействующих полей фильтрации, хвостохранилищ и т. п.).

При наличии как активных, так и неактивных источников загрязнения происходит ухудшение качества воды в эксплуатируемом водоносном горизонте.

Основной эксплуатируемый и смежные водоносные горизонты, а также связанные с ними ближайшие реки, водоемы, хранилища бытовых и промышленных сточных вод и т. п. должны быть полностью освещены в проекте в отношении химического состава воды как по основным показателям, так и по специфическим показателям, характеризующим сточные воды данного района.

Размеры района, в пределах которого при изысканиях изучается состав подземных и поверхностных вод, определяются на первом этапе проектирования по ориентировочным расчетам, исходя из условия, чтобы время движения вод к водозабору существенно превышало срок эксплуатации водозабора.

Весьма важным является определение количеств воды, поступающих к водозабору из отдельных водоносных горизонтов, водоемов и источников загрязнения, и их химического состава с учетом возможной метаморфизации воды на пути движения к водозабору.

Решение вопроса об изменении состава подземных вод при их движении по водоносному пласту основывается на теории миграции растворов в горных породах (в пористых средах), использующей методы физико-химической гидродинамики.

Массообмен и миграция химических веществ в пористых средах, в частности в подземных водах, рассматривались многими исследователями в связи с мелиорацией засоленных земель [6, 42], привлечением соленых вод к водозаборам [16, 17, 53, 88—91], закачкой сточных вод в глубокие горизонты земной коры [44, 54], защитой водорастворимых пород в основании гидротехнических сооружений [96, 97]; загрязнением подземных вод в районе хранилищ промышленных стоков [28, 29, 35, 37, 135] и др.

Общая постановка задач о миграции солей в подземных водах с учетом сорбции и растворения и решения целого ряда таких задач применительно к различным инженерным проблемам даны в работе Н. Н. Веригина и Б. С. Шержукова [42].

Фильтрация подземных вод, содержащих в своем составе растворенные, эмульгированные или взвешенные вещества, сопровождается взаимодействием между жидкими фазами (чистые пресные и загрязненные или минерализованные воды) и твердой фазой (горная порода).

Рассмотрим основные виды переноса вещества и массообмена в горных породах в связи с оценкой качества подземных вод как источника водоснабжения.

Конвективный перенос, являющийся главным фактором миграции веществ в водоносных пластах, осуществляется в виде перемещения растворенных или эмульгированных частиц вместе с фильтрующейся водой по направлению ее движения. Частица вещества в данном случае передвигается в потоке как «метка», которая движется с той же средней скоростью, что и вся остальная масса частиц жидкости («немеченых»).

Однако из-за различия локальных скоростей течения жидкости, обусловленного неравномерным распределением пор и трещин в породе, макронеоднородностью и т. д., отдельные «метки» имеют скорость, отличающуюся от средней скорости потока, что приводит к рассеянию частиц вещества по пути фильтрации, т. е. к так называемой *гидравлической (фильтрационной) дисперсии.* Она проявляется в том, что контакт между подземными водами разного состава не представляет собой четкой границы и при фильтрации приобретает вид зоны постепенного перехода от одной жидкости к другой — *зоны смешения.*

Характерным параметром процесса рассеяния является коэффициент конвективной (гидравлической, фильтрационной) дисперсии $Д_г$, который зависит от скорости фильтрации v и параметра внутренней структуры пористой среды λ.

Связь между величинами $Д_г$, v и λ может иметь различный вид [18, 132]:

$$Д_г = \lambda_1 v; \qquad (IX.3)$$

$$Д_г = \lambda_1 v + \lambda_2 v^2. \qquad (IX.4)$$

Выражение (IX.3) подтверждено многочисленными экспериментами. Параметры дисперсии λ_1 и λ_2 характеризуют геометрическую структуру порового пространства.

Следует иметь в виду, что при экспериментальном изучении фильтрации и гидродинамической дисперсии на небольших образцах породы сказываются главным образом микроструктурные элементы, масштаб которых соизмерим с размерами частиц породы и пор и которые связаны с распределением скоростей по порам разного размера. Поэтому по лабораторным опытам с однородными песками, супесями, гравием параметр λ_1 сравнительно невелик — он изменяется от 0,1 до 2—3 мм [42, 98], а коэффициент гидравлической дисперсии $Д_г$ составляет соответственно 10^{-5}—10^{-2} см^2/с.

При фильтрации в реальных водоносных пластах преобладают уже макроструктурные факторы, обусловленные различием в проницаемости отдельных участков пород, пересечением наиболее проницаемых каналов и путей движения жидкости и т. д. Здесь по мере движения раствора смешение компонента с пластовой водой непрерывно возрастает и коэффициент гидравлической дисперсии $Д_г$ увеличивается. Наиболее значительной, по-видимому, должна быть величина $Д_г$ в неоднородных порово-трещинных водоносных пластах. Однако экспериментальных данных по определению $Д_г$ в полевых условиях очень мало. Наблюдениями за запуском раствора в скважину, пробуренную в однородно-трещиноватых известняках пермского возраста с коэффициентом фильтрации 0,2—0,7 м/сут, установлен параметр $\lambda_1 \sim 30$ см [98].

Наряду с описанной продольной дисперсией, приводящей к «рассеянию» вещества в направлении фильтрации, отмечается поперечная дисперсия в других направлениях, также вызывающая смешение раствора с пластовой водой.

Поперечная дисперсия объясняется тем, что фильтрующие горные породы состоят из беспорядочно ориентированных поровых каналов, которые пересекаются между собой, причем в местах пересечения этих каналов образуются камеры, в которых смешиваются струйки жидкости, поступающей из нескольких каналов.

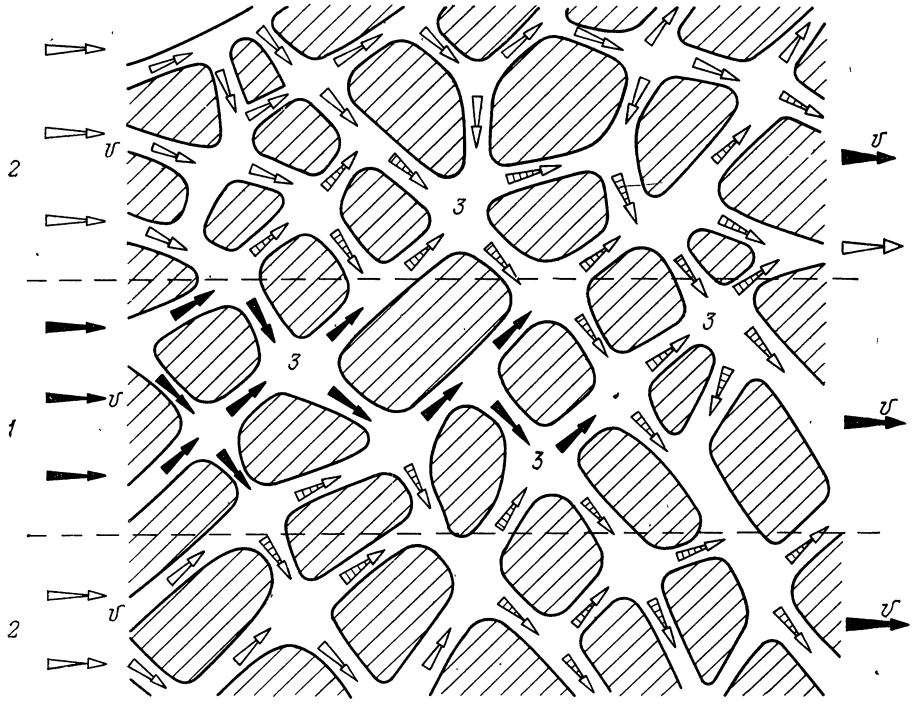


Рис. IX.1. Дисперсия жидкости в поровых каналах

1 — меченая жидкость; *2* — жидкость без метки; *3* — камеры смешения; *v* — направление средней скорости потока

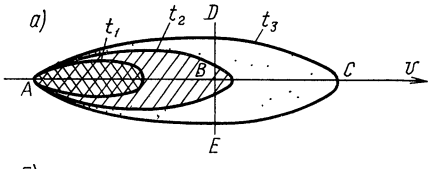
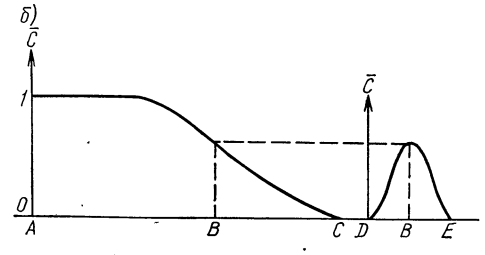


Рис. IX.2. Рассеяние вещества в водоносном пласте в результате поперечной и продольной дисперсии

а — план; *б* — сечение по *ABC* и *DBE*; *A* — место поступления вещества в пласт; *v* — направление средней скорости потока; t_1, t_2, t_3 — контуры зоны дисперсии к моментам времени t_1, t_2, t_3; $\overline{C}$ — относительная концентрация вещества в воде (в точке *A* $\overline{C}=1$)



Из камер смешения разбавленная жидкость затем может отводиться в каналы, не совпадающие с направлением среднего потока (рис. IX.1). В результате теоретического рассмотрения такой модели получено, что коэффициент поперечной дисперсии в 5—7 раз меньше коэффициента продольной дисперсии. По другим данным это отношение может быть еще большим, однако и в этих случаях поперечная диспер-

сия выступает как механизм, приводящий к дополнительному рассеянию вещества (рис. IX.2).

Соотношение между коэффициентами продольной и поперечной дисперсии, по-видимому, зависит от скорости фильтрации и реальной структуры порового пространства. Наличие мелкой слоистости, ориентированной трещиноватости, линзообразное залегание прослоев повышенной или пониженной проницаемости способствуют увеличению коэффициентов дисперсии и изменению их соотношения в ту или иную сторону.

Молекулярно-диффузионный перенос вещества обусловливается разностью концентраций вещества в отдельных участках водоносного пласта и происходит даже при отсутствии движения подземных вод.

Однако интенсивность этого процесса в горных породах незначительна. Эффективный коэффициент молекулярной диффузии $Д_м$ зависит от пористости n и внутренней структуры пористой среды:

$$Д_м = \lambda_з n Д_м^0, \qquad (IX.5)$$

где $\lambda_з$ — коэффициент извилистости поровых каналов ($\lambda_з < 1$); $Д_м^0$ — коэффициент молекулярной диффузии в жидкости ($\sim 10^{-5}$ см²/с), зависящий от размера и электрического заряда диффундирующего иона.

Поглощение веществ из подземных вод при фильтрации может оказывать большое влияние на распространение загрязнений в водоносном пласте.

Характер поглощения зависит от вида и состава содержащихся в подземных водах веществ и от состава, строения и свойств пород водоносного пласта. Важную роль среди процессов поглощения играют физическая (обратимая) и химическая (необратимая) сорбция, ионный обмен, задержка вещества в тупиковых порах (т. е. в закрытых ответвлениях поровых каналов), выпадение веществ из раствора в осадок и др.

Многообразие процессов поглощения загрязненных веществ в подземных водах не всегда допускает раздельную их оценку, и обычно они рассматриваются в обобщенном виде. Во многих случаях кинетику этого обобщенного процесса поглощения вещества твердыми частицами породы можно охарактеризовать так же, как в теории сорбции, следующим уравнением:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \alpha (C - \beta N), \qquad (IX.6)$$

где N — количество сорбируемого вещества (т. е. вещества, поглощенного из раствора твердой фазой) за время t; α — коэффициент скорости сорбции (поглощения); C — концентрация вещества в жидкой фазе; β — коэффициент распределения вещества между жидкой и твердой фазой:

$$\beta = \frac{C_0}{N_0}, \qquad (IX.7)$$

N_0 — предельное (равновесное) количество поглощенного вещества при соответствующей концентрации C_0.

Здесь и в дальнейшем поглощенное вещество относится к объему порового пространства и, таким образом, N выражается в тех же единицах, что и концентрация (кг/м³). При этом коэффициент распределения β — величина безразмерная.

При неограниченно большой емкости поглощения породы используется зависимость

$$\frac{dN}{dt} = \alpha C. \qquad (IX.8)$$

Сорбционные свойства горных пород в отношении различных загрязняющих веществ, так же как и другие виды поглощения растворенных веществ в фильтрационном потоке подземных вод, изучены недостаточно.

По имеющимся данным, при фильтрации в водоносных породах сорбция обычно протекает быстро и характеризуется высокими значениями коэффициентов α ($\alpha=1\div10$ и более 1/ч) [99], что позволяет исключить из рассмотрения кинетику сорбции и соответствующие ей уравнения (IX.6) и (IX.8) и считать процесс сорбции (в более общем смысле — процессы поглощения вещества твердыми частицами породы) *равновесным,* т. е. протекающим мгновенно. В этом случае вместо уравнения кинетики используются уравнения изотермы сорбции. В частности, при линейной изотерме Генри будем иметь:

$$N=\frac{1}{\beta}C,\quad \frac{dN}{dt}=\frac{1}{\beta}\frac{\partial C}{\partial t}, \tag{IX.9}$$

где коэффициент β определяется по формуле (IX.7).

Значения коэффициента β варьируют в больших пределах — от тысячных долей, что, как видно из (IX.7), характеризует хорошо сорбирующиеся вещества, до 5—30 — для плохо сорбирующихся, например, для поверхностно-активных веществ [28, 100, 136].

Фильтрация радиоактивных веществ сопровождается снижением их концентрации из-за распада, происходящего по уравнению

$$\frac{\partial N_р}{\partial t}=-\lambda_4' C,$$

где $N_р$ — количество вещества, подвергшееся распаду; C — общая концентрация вещества в растворе.

Принимая, например, линейную зависимость между $N_р$ и C, получим

$$\frac{\partial C}{\partial t}=-\lambda_4 C, \tag{IX.10}$$

где λ_4 — коэффициент, определяемый скоростью распада.

Если рассматривать процесс радиоактивного распада независимо от всех других процессов (дисперсии, сорбции и т. д.), решение уравнения (IX.10) в этом случае (при $t=0$, $C=C_0$) выразится в следующем виде:

$$C=C_0 e^{-\lambda_1 t}; \tag{IX.11}$$

$$t=\frac{1}{\lambda_4}\ln\frac{C_0}{C}. \tag{IX.12}$$

Эти формулы часто используются при практической оценке времени возможного существования радиоактивных веществ в подземных водах, причем принимается

$$\lambda_4\approx\frac{0{,}7}{T}, \tag{IX.13}$$

где T — период полураспада элемента.

Формулой (IX.10) иногда описывается процесс осаждения компонента из фильтрующегося раствора (если химическая реакция взаимодействия этого компонента с породой или подземными водами проходит как необратимая реакция первого порядка).

Конвективно-диффузионный обмен, происходящий между основным водоносным пластом и вмещающими его породами подошвы и кровли, влечет за собой изменение массы находящихся в подземных водах веществ. При водонепроницаемых вмещающих породах этот обмен имеет чисто диффузионный характер, при более проницаемых вмещающих породах преобладает конвективный привнос или отвод компонентов. Эти явления представляют интерес в связи с распространением веществ в подземных водах слоистой толщи, а также при инфильтрации поверхностных или сточных вод в основной водоносный горизонт на значительной площади и в других случаях.

С учетом названных процессов переноса и массообмена приближенное уравнение распространения вещества в одномерном потоке имеет вид [35]:

$$Д\nabla^2 C - v\nabla C - \frac{C(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{m} = n\frac{\partial C}{\partial t} + W_{п}, \qquad (IX.14)$$

где C — объемная концентрация компонента в подземных водах; $Д$ — обобщенный коэффициент молекулярной и конвективной диффузии и дисперсии ($Д = Д_м + Д_г$); v — средняя скорость фильтрации; m — мощность пласта; ε_1 и ε_2 — скорости перетекания воды через подошву и кровлю пласта; n — активная пористость, характеризующая часть объема пор, заполненную гравитационной водой и открытую (свободную) для фильтрации.

Уравнение (IX.14) записывается отдельно для каждого компонента раствора. При этом предполагается, что взаимодействие того или иного компонента с породами происходит независимо от наличия и взаимодействия других компонентов. Это условие справедливо для растворов незначительной концентрации.

Для плоскопараллельного потока

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2}, \quad \nabla = \frac{\partial}{\partial x};$$

для осесимметричного плоскорадиального потока

$$\nabla^2 = \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial}{\partial r}\right), \quad \nabla = \frac{\partial}{\partial r}.$$

Член $W_п$ учитывает общие потери компонента из водоносного пласта при фильтрации и может быть записан в виде:

$$W_п = n\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{Д_1}{m}\frac{\partial C_1}{\partial z}\Big|_{z_1} - \frac{Д_2}{m}\frac{\partial C_2}{\partial z}\Big|_{z_2} - \frac{\varepsilon_1}{m}C_1\Big|_{z_1} + \frac{\varepsilon_2}{m}C_2, \qquad (IX.15)$$

где C_1 и C_2 — концентрации компонента в поровых растворах пород подошвы и кровли; $Д_1$ и $Д_2$ — коэффициенты диффузии и дисперсии в них.

В формуле (IX.15) учтены потери компонента вследствие:

а) поглощения, сопровождающегося переходом компонента в твердую фазу, радиоактивного распада вещества, осаждения $\left(n\frac{\partial N}{\partial t}\right)$;

б) диффузионного отвода компонента в породы подошвы и кровли пласта $\left(\pm\frac{Д_{1,2}}{m}\frac{\partial C_{1,2}}{\partial z}\Big|_{z_1,z_2}\right)$;

в) конвективного перетока раствора в породы подошвы и кровли $\left(\pm\frac{\varepsilon_{1,2}C_{1,2}}{m}\Big|_{z_1,z_2}\right)$.

При этом $\partial N/\partial t$ определяется в соответствии с кинетическими уравнениями (IX.6) и (IX.8) или (IX.9) при равновесной сорбции, а для радиоактивного распада — по уравнению (IX.10).

При решении уравнения (IX.14) в качестве начального условия принимается то или иное естественное (фоновое) распределение концентрации вещества в пласте $C_e = C_e(x)$, в частности, может быть принято $C_e = \text{const}$ или $C_e = 0$.

Граничное условие ставится на месте входа вещества в пласт, где могут контактировать жидкость (речная или морская вода) и водоносный пласт, два водоносных пласта с разным содержанием компонента, водоносный пласт и водоупор и др.

Исходное уравнение теплопереноса в подземных водах в математическом отношении сходно с приведенным уравнением (IX.14) для миграции растворенных солей. Относительно температуры подземных вод в случае одномерного потока оно будет иметь следующий вид:

$$a\nabla^2 T - \overline{C}v\nabla T - T\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\,\overline{C}}{m} = \frac{\partial T}{\partial t} + W', \qquad \text{(IX.16)}$$

где T — температура в любой точке пласта в любой момент времени, °С; a — температуропроводность, м²/ч:

$$a = \frac{\lambda}{C_п};$$

λ — теплопроводность, Вт/(м·°С). $C_п$ — объемная теплоемкость пласта, Дж/(м³·°С).

Если исходить из предпосылки о мгновенном выравнивании температуры фильтрующейся жидкости и скелета породы [128], то теплопроводность можно представить в таком виде:

$$\lambda = \lambda_ж n + \lambda_{ск}(1 - n), \qquad \text{(IX.17)}$$

где $\lambda_ж$ и $\lambda_{ск}$ — теплопроводность соответственно жидкости и скелета; n — пористость.

По аналогии с (IX.17)

$$C_п = C_ж n + C_{ск}(1 - n), \qquad \text{(IX.18)}$$

где $C_ж$ и $C_{ск}$ — объемная теплоемкость соответственно жидкости и скелета:

$$\overline{C} = \frac{C_ж}{C_п}.$$

Составляющая W' в уравнении (IX.16) при возможности теплообмена между основным пластом и породами кровли и подошвы выразится следующим образом:

$$W' = \frac{\lambda_1}{C_п m}\frac{\partial T_1}{\partial z}\bigg|_{z_1} - \frac{\lambda_2}{C_п m}\frac{\partial T_2}{\partial z}\bigg|_{z_2} - \frac{\varepsilon_1 \overline{C}_1}{m}T_1\bigg|_{z_1} + \frac{\varepsilon_2 \overline{C}_2}{m}T_2\bigg|_{z_2}, \qquad \text{(IX.19)}$$

где величины λ, T, $\overline{C}$ с индексом 1 и 2 относятся соответственно к слоям кровли и подошвы, с которыми контактирует основной фильтрующий пласт.

Уравнение (IX.16) с учетом (IX.19) достаточно полно описывает процесс теплопередачи, и его можно использовать для решения широкого круга задач.

Решения уравнений (IX.14) и (IX.16) для массо- и теплопереноса, строго говоря, позволяют получить полное решение задачи об изменении концентрации того или иного вещества в подземных водах и температуры последних. Это, в свою очередь, дает возможность ответить на следующие инженерные вопросы, возникающие при проектировании водозаборов:

1) возможно ли вообще появление загрязнений (бактериальных, химических, тепловых) в проектируемом водозаборе;

2) на какое расстояние и в течение какого времени могут продвигаться воды с бактериальным или радиоактивным загрязнением от источников возможного поступления этих загрязнений в водоносный пласт;

3) на какое расстояние продвинутся химические загрязнения и нагретые (или охлажденные) воды и каковы будут их концентрации и температура в различных точках пласта и, в первую очередь, на участках расположения водозаборов.

Надо, однако, иметь в виду, что аналитическое решение указанных уравнений в силу сложности природной обстановки (неоднородности пластов, сложных геометрических их очертаний и т. д.) наталкивается на значительные математические трудности. Далеко не всегда они могут быть решены и с помощью моделирования.

Поэтому в большинстве случаев миграция солей и явления теплопередачи в подземных водах оцениваются приближенными приемами. В частности, как правило, рассматриваются только одномерные течения и не для всей области фильтрации в целом, а для отдельных участков, фрагментов или источников, из которых формируется общий фильтрационный поток подземных вод. Это дает возможность охарактеризовать процессы массо- и теплопереноса по главным направлениям, представляющим наибольший интерес с точки зрения прогноза качества подземных вод в проектируемом водозаборном сооружении. Результирующая концентрация веществ в воде и температура последней в водозаборе оцениваются по балансовому уравнению (или «уравнению смешения»):

$$C_{\text{в}} = \frac{\sum_{1}^{k} Q_i C_i}{Q_{\text{в}}}, \qquad \text{(IX.20)}$$

где $C_{\text{в}}$ — концентрация вещества (прослеживаемого компонента) в водозаборе при дебите его $Q_{\text{в}}$; C_i и Q_i — концентрация и расход по i-му направлению из i-го источника (например, из источника загрязнения, реки, соседних пластов и т. д.).

Температуру воды определяют по этому же уравнению, но при $C_{\text{в}}=T_{\text{в}}$ и $C_i=T_i$.

4. РЕШЕНИЕ НЕКОТОРЫХ ЗАДАЧ МИГРАЦИИ ЗАГРЯЗНЕНИЙ В ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТАХ

Молекулярно-диффузионный перенос в изолированном пласте, как уже отмечалось, характеризуется малой интенсивностью. Поскольку значения коэффициента молекулярной диффузии в горных породах малы, молекулярно-диффузионный перенос способен вызвать заметное перемещение вещества только за очень большой период времени. В связи с этим роль молекулярной диффузии в переносе вещества по водоносному пласту к водозабору в общем невелика. В то же время молекулярная диффузия эффективна в отношении выравнивания концентраций внутри поровых каналов и трещин в породе.

При чисто *конвективном переносе* в пласте происходит полное или, как говорят, «поршневое» вытеснение пластовой воды с резким изменением на фронте фильтрации концентрации компонента от начальной $C_{\text{в}}$ до входной $C_{\text{в}}$ (рис. IX.3).

Конвективный перенос, сопровождающийся гидравлической дисперсией, описывается уравнением (IX.14) (при $\varepsilon_1=\varepsilon_2=0$ и $W_{\text{п}}=0$).

Рассмотрим решение этого уравнения при $v=\text{const}$ и $Д=\text{const}$ в полуограниченном пласте при различных условиях на входе.

1. На входе вещества в пласт поддерживается постоянная концентрация $C_в$, начальная концентрация в пласте равна $C_е$. Приближенное решение при этих условиях имеет вид:

$$\overline{C}(x, t) \approx 0{,}5 \operatorname{erfc}[(x - v^* t)/2\sqrt{Д^* t}]. \qquad \text{(IX.21)}$$

Координата точки с любой концентрацией $\overline{C}$ находится из зависимости:

$$x = v^* t + 2\sqrt{Д^* t}\,[\operatorname{arcerf}(1 - 2\overline{C})], \qquad \text{(IX.22)}$$

а скорость движения точки с любой концентрацией $\overline{C}$ составляет:

$$\left(\frac{dx}{dt}\right) = v^* + \sqrt{Д^*/t}\,[\operatorname{arcerf}(1 - 2\overline{C})], \qquad \text{(IX.23)}$$

где $\overline{C} = (C - C_е)/(C_в - C_е)$; $Д^* = Д/n$; $v^* = v/n$; $\operatorname{erf}(z)$ — символ интеграла вероятности (см. приложение II); $\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z)$, $\operatorname{arcerf}(1 - 2\overline{C})$ — обратная функция от $\operatorname{erf}(z)$, причем во всех указанных формулах $z = (x - v^* t)/2\sqrt{Д^* t}$, x — координата, t — время.

Из выражения (IX.23) видно, что точки, в которых $\overline{C} > 0{,}5$ и $\overline{C} < 0{,}5$, движутся с различной скоростью и только точка с концентрацией $\overline{C} = 0{,}5$ перемещается с постоянной скоростью v^*. Таким образом, фронт фильтрации проходит через точку с координатой $\overline{C} = 0{,}5$.

Из анализа приведенного решения следует, что при фильтрации растворенного вещества, когда действуют процессы конвективного переноса и дисперсии, в водоносном пласте образуются три зоны, отличающиеся содержанием этого вещества. В первой зоне, ближайшей к входному участку, концентрация вещества приближается к концентрации его на входе.

Во второй — средней зоне в результате дисперсии происходит смешение поступающей воды с водой, находившейся в пласте ранее, и концентрация вещества изменяется здесь от $\overline{C} \approx 1$ до $\overline{C} \approx 0$ (рис. IX.4). В удаленной от входа третьей зоне, куда вещество еще не пришло, сохраняется первоначальная концентрация.

Длина зоны смешения (или переходной зоны) может быть определена из (IX.22) для тех или иных заданных значений $\overline{C}$, ограничиваю-

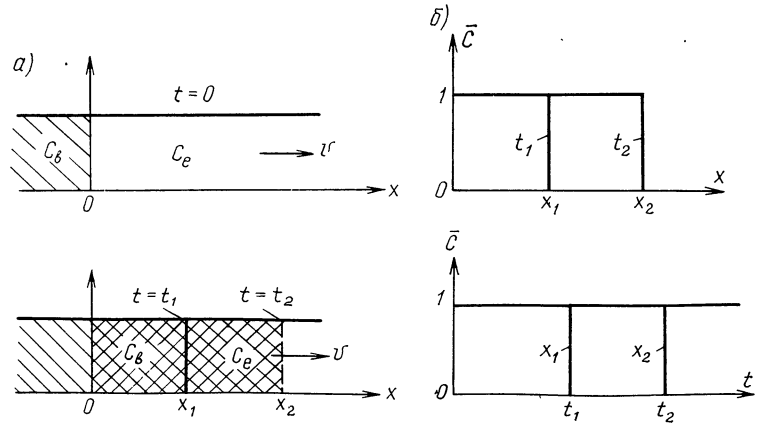


Рис. IX.3. Схема поршневого вытеснения воды из водоносного пласта
а — разрезы; *б* — зависимости $\overline{C}(x)$ и $\overline{C}(t)$

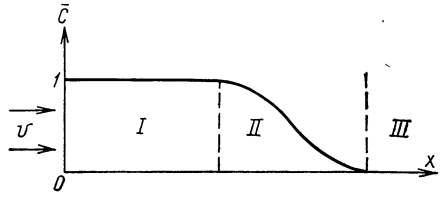


Рис. IX.4. Конвективная дисперсия в одномерном потоке (I, II, III — основные зоны)

щих эту зону. Так, между точками с концентрацией $\bar{C}_1=0{,}99$ и $\bar{C}_2=0{,}01$ длина зоны смешения $L_д$ будет равна:

$$L_д = 6{,}6\sqrt{Д^* t}, \qquad (IX.24)$$

Как видно из (IX.24), зона смешения со временем увеличивается, однако ее абсолютная длина определяется в основном значением коэффициента $Д^*$. При $Д^*=10^{-5}\div10^{-2}$ см^2/с она не превышает нескольких десятков метров. В неоднородных, особенно трещиноватых породах, как указывалось ранее, значения $Д^*$ могут быть выше и зона дисперсии соответственно большей.

В рассматриваемом случае, т. е. при непрерывном поступлении вещества на входном участке, с течением времени границы выделенных зон перемещаются в направлении фильтрационного потока. Первая зона при этом расширяется и в конечном итоге во всех точках водоносного пласта, как и при поршневом вытеснении, со временем установится концентрация $\bar{C}\approx1$. Однако в отличие от чисто конвективного переноса дисперсия обусловливает более ранний срок появления вещества в рассматриваемом сечении, например в водозаборе.

В случае чисто конвективного переноса ($Д^*=0$) решение рассматриваемой задачи представляется в таком виде:

$$\bar{C}(x, t) = f(t-t^\circ), \qquad (IX.25)$$

где $t^\circ=x/v^*$; $v^*=v/n$; $f(t-t^\circ)$ — единичная функция, означающая, что при $t<t^\circ$ величина $f=0$ и соответственно $\bar{C}=0$, а при $t>t^\circ$ величина $f=1$ и $\bar{C}=1$.

В данном случае загрязненные стоки передвигаются «поршневым» образом, как бы выталкивая из пласта природные воды. Иначе говоря, положение фронта загрязненных вод совпадает при этом с фронтом фильтрации, определяющим местоположение меченых частиц жидкости в природном потоке в данный момент времени.

2. При поступлении растворенного вещества в пласт с постоянной концентрацией, но в течение ограниченного периода времени («пакетное» поступление) решением уравнения конвективной дисперсии будет выражение:

$$\bar{C} = \left[\operatorname{erfc}\frac{x-v^*t}{2\sqrt{Д^*t}} - \operatorname{erfc}\frac{x-v^*(t-t_п)}{2\sqrt{Д^*(t-t_п)}}\right]. \qquad (IX.26)$$

Из-за дисперсии обе границы «пакета» при фильтрации как бы размываются, вследствие чего длина «пакета» $x_п$, у входа равная $x_п=v^*t_п$, с течением времени будет увеличиваться, а максимальная концентрация вещества в пакете — уменьшаться (рис. IX.5).

Фронт фильтрации при этом проходит примерно через середину «пакета», и его положение определяется выражением [136]:

$$x_ф \approx v^*t - 0{,}5x_п, \qquad (IX.27)$$

справедливым для времени $t\geqslant15\,t_п$.

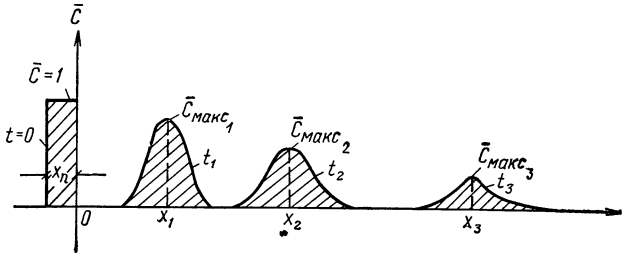


Рис. IX.5. Изменение концентрации вещества при фильтрации в водоносном пласте («пакетный» запуск)

$x_п$ — длина пакета ($x_п = vt_п$); x_1, x_2, x_3 — координаты максимальной концентрации в пакете в моменты t_1, t_2, t_3. $\bar{C}_{макс}$ — максимальные концентрации вещества в «пакете»

При использовании методики, рекомендованной В. М. Шестаковым [136], снижение относительной максимальной концентрации вещества $\bar{C}_{макс}$ при фильтрации «пакета» может быть определено по графику (рис. IX.6), где безразмерные параметры

$$\delta = \frac{Д^*}{v^* x} = \frac{\lambda_1}{x}; \quad \alpha = \frac{vt_п}{nx}. \tag{IX.28}$$

3. Любой сложный закон изменения во времени концентрации компонента на входном участке может быть аппроксимирован несколькими отрезками прямых линий. Тогда решение уравнения для сложного условия изменения C на границе пласта может быть получено путем сложения решений для скачкообразных подъемов (или падений) концентрации по формуле (IX.21).

Сорбция (поглощение) вещества из раствора при его фильтрации в водоносном пласте также характеризуется уравнениями (IX.14) и (IX.15). Член $\frac{\partial N}{\partial t}$ в данном случае отражает переход сорбирующегося вещества из жидкой фазы в твердую, а также задержку вещества в «тупиковых» порах породы.

Эксперименты и анализ этих уравнений приводят к выводу, что при фильтрации растворов в горных породах, когда время фильтрации велико и исчисляется месяцами и годами, во многих случаях временем достижения сорбционного равновесия в каждой отдельной точке можно пренебречь и рассматривать только равновесную сорбцию.

При равновесной сорбции [см. формулу (IX.9)] решение исходных уравнений имеет вид, аналогичный (IX.21) и (IX.26), если принимать $Д^{**} = \frac{Д^*\beta}{1+\beta}$ вместо $Д^*$ и $v^{**} = \frac{v^*\beta}{1+\beta}$ вместо v^*.

При хорошо сорбирующихся веществах, когда $\beta \ll 1$, равновесная сорбция обусловливает уменьшение длины зоны смешения и существенное замедление движения фронта фильтрации раствора по сравнению с движением несорбирующегося вещества. Однако при непрерывном длительном поступлении в пласт раствора сорбирующееся вещество все же распространяется на значительные расстояния, которые тем больше, чем больше скорость фильтрации и чем больше коэффициент распределения β.

При «пакетном» запуске сорбирующегося вещества (т. е. поступлении его в пласт в течение ограниченного периода $t_п$) скорость движения «пакета» и его длина также уменьшаются по сравнению с движением пакета несорбирующегося вещества [см. формулы (IX.21) и (IX.27) с учетом замены v^* на v^{**}]. Снижение максимальной концентрации вещества при фильтрации сорбирующегося «пакета» будет более значительным, чем для несорбирующегося вещества.

При равновесной сорбции без дисперсии на границе между раствором и «чистой» водой зона смешения отсутствует, как при поршневом вытеснении несорбирующегося вещества, однако эта граница перемещается медленнее, чем для несорбирующегося вещества, со скоростью

$$v^{**} = v^{*}\frac{\beta}{1+\beta}\left(\frac{\beta}{1+\beta} \ll 1\right). \qquad \text{(IX.29)}$$

При фильтрации «пакета» с сорбирующимся веществом вытесняющая его чистая вода может оказывать десорбирующее действие с пара-

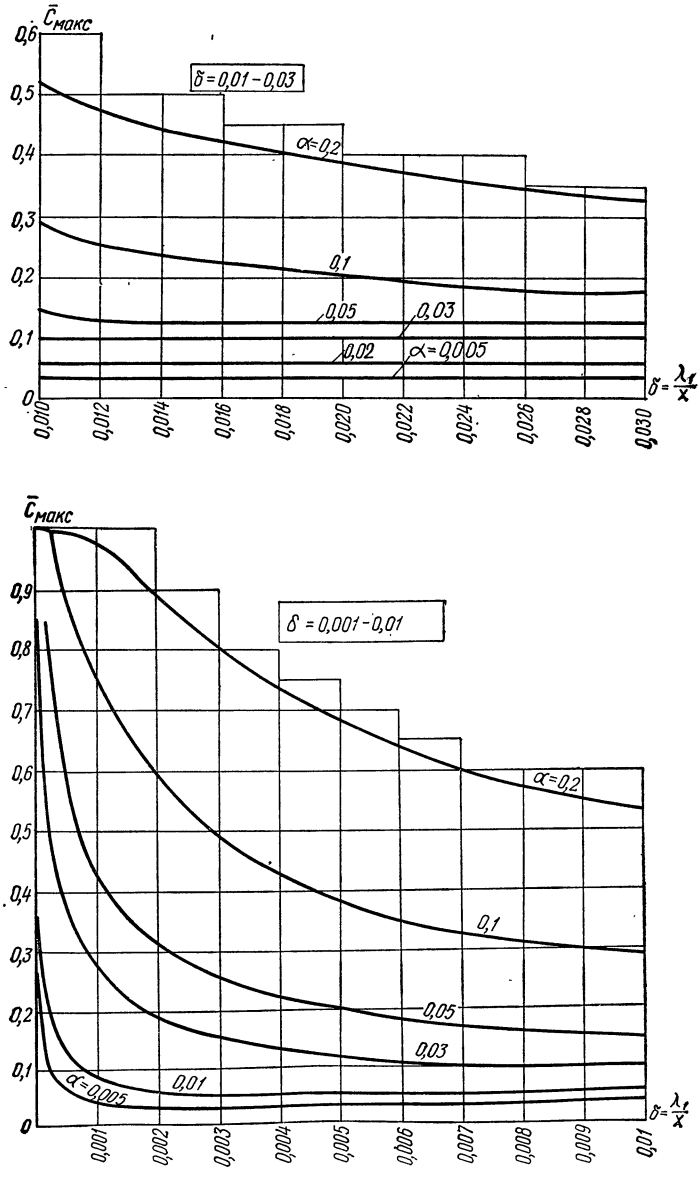


Рис. IX.6. Зависимости $\bar{C}_{макс}$ (α, δ) для «пакета»

метрами десорбции α' и β', отличающимися в общем случае от параметров сорбции α и β.

Десорбция вызывает перемещение ранее сорбированного вещества и удлиняет, таким образом, путь его распространения. Полное исчезновение из раствора сорбирующегося компонента, попавшего в пласт в виде «пакета», по В. М. Шестакову [28], произойдет через время t:

$$t = \frac{t_{\text{п}}}{1 - \dfrac{(1+\beta')\beta}{\beta'(1+\beta)}}, \qquad \text{(IX.30)}$$

где $t_{\text{п}}$ — длительность поступления раствора в пласт.

Особенностью движения растворов в слоистой толще является возможность миграции солей из основного водоносного горизонта, в котором происходит фильтрация подземных вод, в слабопроницаемые породы подошвы и кровли.

Задачи о фильтрации растворов в слоистой толще и аналогичные по математической постановке задачи теплопереноса рассматривались в работах [28, 35, 108] и др.

В слабопроницаемые породы отток солей возможен преимущественно как результат молекулярной диффузии и сорбции. Интенсивность этих процессов определяется коэффициентами диффузии и сорбции, а также мощностью слоев.

При значительной мощности слабопроницаемых слоев подошвы и кровли решением исходного уравнения, если не учитывать дисперсии в основном водоносном пласте, т. е. при $Д^*=0$, будет следующее выражение:

$$\overline{C}(x, t) = \operatorname{erfc}\left(B^{**}x/2v^*\sqrt{t-t_{\text{ф}}}\right) f(t-t_{\text{ф}}), \qquad \text{(IX.31)}$$

где функция $f=0$ при $t<t_{\text{ф}}$ и $f=1$ при $t>t_{\text{ф}}$;

$$B^{**} = \frac{1}{mn}\left(n_1\sqrt{\frac{Д_1^*(1+\beta_1)}{\beta_1}} + n_2\sqrt{\frac{Д_2^*(1+\beta_2)}{\beta_2}}\right); \qquad \text{(IX.32)}$$

$$t_{\text{ф}} = x(1+\beta)/\beta v^*; \qquad \text{(IX.33)}$$

$Д_1$, $Д_2$, β_1, β_2, n_1, n_2 — коэффициент дисперсии, коэффициент распределения при сорбции и пористость соответственно подошвы и кровли.

Координата границы раздела между загрязненными и чистыми водами будет определяться выражением:

$$x_{\text{ф}} = v^* t\beta/(1+\beta). \qquad \text{(IX.34)}$$

5. ВЛИЯНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ИСТОЧНИКОВ ПИТАНИЯ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТОВ НА КАЧЕСТВО ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Инфильтрационное питание береговых водозаборов

Источниками инфильтрационного питания пласта для водозаборов берегового типа являются паводковые воды, фильтрация из разрозненных стариц, озер, а при искусственном пополнении запасов подземных вод — специальные инфильтрационные бассейны и каналы.

Применительно к наиболее распространенной схеме берегового водозабора (линейный ряд совершенных скважин) рассмотрим три слу-

* Решения задач, изложенных в данном пункте, получены Ф. М. Бочевером, Н. Н. Лапшиным и А. Е. Орадовской.

чая инфильтрации на участке водозабора: 1) инфильтрация на участке между рекой и водозабором (рис. IX.7, *а*); 2) полоса инфильтрации шириной $L - l$ (рис. IX.7, *б*) находится за водозабором (где l — расстояние от водоема до линейного ряда скважин; L — до конца участка инфильтрации); 3) инфильтрация на обоих этих участках (рис. IX.7, *в*).

Химический состав подземных вод в пласте, в реке и инфильтрационных вод различен. Общая минерализация воды или концентрация в ней какого-либо компонента химического состава таковы: в пласте — $C_п$, в реке — $C_р$, в инфильтрационных водах — $C_ε$.

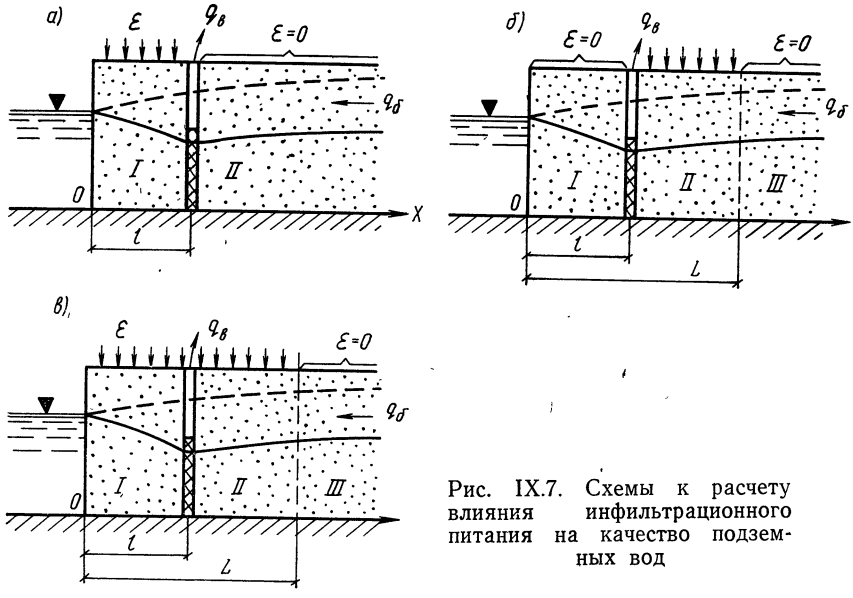


Рис. IX.7. Схемы к расчету влияния инфильтрационного питания на качество подземных вод

Водозабор работает с расходом $q_в$, м²/сут; расход бытового потока, направленного нормально к реке, составляет $q_б$, м²/сут; интенсивность инфильтрационного питания характеризуется величиной ε, м/сут.

Предполагается, что инфильтрация начинается одновременно с вводом в действие водозабора и происходит с постоянной скоростью.

Изменение концентрации C при фильтрации в рассматриваемых условиях (без учета дисперсии и сорбции) описывается уравнением [см. исходное уравнение (IX.14)]:

$$v^*(x)\frac{\partial C}{\partial x}+\frac{\varepsilon\left(C-C_\varepsilon\right)}{mn}=-\frac{\partial C}{\partial t}, \qquad \text{(IX.35)}$$

где v^* — действительная скорость движения воды; m и n — мощность и активная пористость пласта.

Для определения действительной скорости движения и других фильтрационных элементов потока (напора, расхода) должна быть решена соответствующая гидродинамическая задача.

Исходное уравнение и граничные условия при этом принимаются следующие:

$$\frac{d^2H_i}{dx^2}+\frac{\varepsilon}{km}=0; \qquad \text{(IX.36)}$$

$$\left.\begin{aligned} &x=0,\ H_{\text{I}}=H_{\text{р}};\quad x=l,\quad H_{\text{I}}=H_{\text{II}}=H_{\text{в}};\\ &\frac{dH_{\text{I}}}{dx}-\frac{dH_{\text{II}}}{dx}=-\frac{q_{\text{в}}}{km};\\ &x=\infty,\quad \frac{dH_{\text{II,III}}}{dx}=\frac{q_{\text{б}}}{km}, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IX.37)}$$

где $q_{\text{в}}$ — расход водозабора; $q_{\text{б}}$ — расход бытового потока; $H_{\text{р}}$ — постоянный уровень на линии реки; i=I, II, III — номера зон, на которые разбивается область фильтрации.

Результаты решения уравнения (IX.36) при условиях (IX.37) для указанных выше трех схем инфильтрационного питания приведены в табл. IX.2.

В формулах (3) и (15) табл. IX.2 для зоны I в скобках даны ограничения их применимости. Если эти ограничения не выдерживаются, то при инфильтрации в этой зоне образуется подземный «водораздел» (выпуклость или «бугор» на поверхности подземных вод), со стороны которого поток движется в обоих направлениях: к реке и к водозабору. Следовательно, в этом случае результирующая минерализация воды (или содержание прослеживаемого в ней компонента) определяется без учета речной воды.

Используя полученные выражения для скорости v^*, которые в общем имеют вид

$$v^*=A+\varepsilon^* x,$$

можно найти решение уравнения (IX.35) для концентрации C. Начальное и граничные условия в этом случае следующие:

$$t=0,\quad 0\leqslant x\leqslant\infty,\quad C=C_{\text{п}};\quad t>0;\quad x=0,\quad C=C_{\text{р}}. \qquad \text{(IX.38)}$$

При этих условиях для определения концентрации получается следующая формула:

$$\overline{C}(x,t)=e^{-\varepsilon^* t}+\frac{A}{A+\varepsilon^* x}\left[\overline{C}_{\text{р}}-e^{-\varepsilon^*(t-t_{\text{ф}})}\right]f(t-t_{\text{ф}}), \qquad \text{(IX.39)}$$

где $\overline{C}(x,t)=(C(x,t)-C_{\varepsilon})/(C_{\text{п}}-C_{\varepsilon})$, $\overline{C}_{\text{р}}=(C_{\text{р}}-C_{\varepsilon})/(C_{\text{п}}-C_{\varepsilon})$; (IX.40)

$f(t-t_{\text{ф}})$ — единичная функция:

$$f(t-t_{\text{ф}})=\begin{cases}0 & \text{при } t<t_{\text{ф}};\\ 1 & \text{при } t>t_{\text{ф}};\end{cases} \qquad \text{(IX.41)}$$

$t_{\text{ф}}$ — время движения так называемого фронта фильтрации, т. е. фронта прослеживаемого компонента (или воды с определенной минерализацией) со стороны контура с постоянным напором.

Для схем с переменной скоростью движения $v^*=A+\varepsilon^* x$

$$t_{\text{ф}}=\frac{1}{\varepsilon^*}\ln\frac{A+\varepsilon^* x}{A}=\frac{1}{\varepsilon^*}\ln\frac{v^*}{A}. \qquad \text{(IX.42)}$$

Если скорость фильтрации постоянна: $v^*=A$,

$$t_{\text{ф}}=\frac{x}{v^*}, \qquad \text{(IX.43)}$$

Таблица IX. 2

Результаты решения гидродинамической задачи по уравнению (IX.36) при условиях (IX.37)

Схема и длина участка инфильтрации x_ε	Зоны	Напор подземных вод, $H_i(x)$	Расход, поступающий к водозабору из данной зоны, q_i	Действительная скорость движения, v_i^*
$x_\varepsilon = l$ (рис. IX.7,*а*)	I $0 < x \leqslant l$	$H_{\text{I}} = H_{\text{р}} - \frac{x}{(km)}\left[q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon\left(l - \frac{x}{2}\right)\right]$ (1)	$q_{\text{I}} = q_{\text{р}} + \frac{\varepsilon l}{2}$ $q_{\text{р}} = km\frac{H_{\text{р}} - H_{\text{в}}}{l}$ (2)	$v_{\text{I}}^* = A + \varepsilon^* x;\quad A = \frac{1}{mn}(q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon l);$ $\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{mn};\ (q_{\text{в}} - q_{\text{б}}) > \varepsilon l;$ (3)
	II $x > l$	$H_{\text{II}} = H_{\text{р}} - \frac{1}{(km)} \times \left(q_{\text{в}} l - q_{\text{б}} x - \frac{\varepsilon l^2}{2}\right)$ (4)	$q_{\text{II}} = q_{\text{б}}$ (5)	$v_{\text{II}}^* = A$ $A = \frac{q_{\text{б}}}{mn}$ (6)
$x_\varepsilon = L - l$ (рис. IX.7,*б*)	I $0 < x \leqslant l$	$H_{\text{II}} = H_{\text{р}} - \frac{x}{(km)} \times [q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon(L - l)]$ (7)	$q_{\text{I}} = q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon(L - l)$ (8)	$v_{\text{I}}^* = A$ $A = \frac{1}{mn}[q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon(L - l)]$ (9)
	II $l \leqslant x \leqslant L - l$	$H_{\text{II}} = H_{\text{р}} - \frac{1}{(km)}\left[q_{\text{в}} l - q_{\text{б}} x - \varepsilon\left(Lx - \frac{x^2 + l^2}{2}\right)\right]$ (10)	$q_{\text{II}} = q_{\text{б}} + \varepsilon(L - l)$ (11)	$v_{\text{II}}^* = A + \varepsilon^* x$ $A = -\frac{1}{mn}(q_{\text{б}} + \varepsilon L);\quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{mn}$ (12)
$x_\varepsilon = L$ (рис. IX.7,*в*)	I $0 < x \leqslant l$	$H_{\text{I}} = H_{\text{р}} - \frac{x}{(km)}\left[q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon\left(L - \frac{x}{2}\right)\right]$ (13)	$q_{\text{I}} = q_{\text{в}} - q_{\text{б}} - \varepsilon(L - l)$ (14)	$v_{\text{I}}^* = A + \varepsilon^* x;\quad A = \frac{1}{mn}(q_{\text{в}} - q_{\text{б}} + \varepsilon L)$ $\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{mn};\ [(q_{\text{в}} - q_{\text{б}}) > \varepsilon L]$ (15)
	II $l \leqslant x \leqslant L - l$	$H_{\text{II}} = H_{\text{р}} - \frac{1}{(km)}\left[q_{\text{в}} l - q_{\text{б}} x - \varepsilon x\left(L - \frac{x}{2}\right)\right]$ (16)	$q_{\text{II}} = q_{\text{б}} + \varepsilon(L - l)$ (17)	$v_{\text{II}}^* = A + \varepsilon^* x$ $A = -\frac{1}{mn}(q_{\text{б}} + \varepsilon L);\quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{mn}$ (18)

где v^* — действительная скорость фильтрации $\left(v^* = \frac{v}{n},\ n \text{ — пористость}\right)$; A — постоянный член, входящий в выражение для скорости фильтрации; $\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{mn}$.

Из анализа решения (IX.39) следует, что в каждом сечении потока можно выделить две фазы изменения концентрации. Первая фаза охватывает время до $t < t_ф$, в течение которого концентрация изменяется по закону экспоненты:

$$\overline{C} = e^{-\varepsilon^* t} \text{ или } \overline{C} = C_\varepsilon + \left(C_п - C_\varepsilon\right) e^{-\varepsilon^* t}. \qquad \text{(IX.44)}$$

Когда фронт фильтрации достигает данного сечения потока, в том числе на линии водозабора, концентрация изменяется скачкообразно:

$$\overline{C} = \overline{C}_р\, e^{-\varepsilon^* t_ф}, \text{ или } C = C_\varepsilon + \left(C_р - C_\varepsilon\right) e^{-\varepsilon^* t_ф}. \qquad \text{(IX.45)}$$

Следует учитывать, что концентрация C по решению (IX.39) определяется в первой зоне соответствующих схем размещения участков инфильтрационного питания в зависимости от приведенных в табл. IX.2 выражений для скорости фильтрации. Результирующую концентрацию вещества в воде водозабора находят по формулам смешения с учетом всех составляющих используемых водозабором запасов.

Формула смешения для рассматриваемых трех схем представляется в виде:

$$C_в = \frac{C_р q_р + C_\varepsilon q_\varepsilon + C_п q_б}{q_в}, \qquad \text{(IX.46)}$$

где $C_в$ — концентрация прослеживаемого компонента в воде водозабора; $q_в$ — дебит водозабора; $q_р$, q_ε, $q_б$ — составляющие дебита водозабора, обеспечиваемые соответственно фильтрацией из реки, инфильтрационным питанием и бытовым потоком (естественными динамическими запасами).

Применительно к выделенным трем схемам инфильтрационного питания эта формула получает следующее выражение:

схема 1 — инфильтрация на участке $x_\varepsilon = l$ (рис. IX.7, *а*)

$$C_в = \frac{C_I(x, t)\left[q_р + \frac{\varepsilon l}{2}\right] + C_п q_б}{q_в}, \qquad \text{(IX.47)}$$

где

$$q_р = km\,\frac{H_р - H_в}{l};\ q_б = kmi;$$

$C_I(x, t)$ при $t < t_ф$ определяется по (IX.44), $C_I(x, t)$ при $t \geqslant t_ф$ определяется по (IX.45), $t_ф$ — по формулам (IX.42) и (IX.43);

схема 2 — инфильтрация на участке $x_\varepsilon = L - l$ (рис. IX.7, *б*)

$$C_в = \frac{C_I\left[q_в - q_б - \varepsilon(L - l)\right] + C_п q_б + C_\varepsilon \varepsilon (L - l)}{q_в}, \qquad \text{(IX.48}$$

где $C_I = C_п$ при $t < t_ф$; $C_I = C_р$ при $t > t_ф$;

схема 3 — инфильтрация на участке $x_в = L$ (рис. IX.7, *в*)

$$C_в = \frac{C_I(x, t)\left[q_в - q_б - \varepsilon(L - l)\right] + C_п q_б + C_\varepsilon \varepsilon (L - l)}{q_в}, \qquad \text{(IX.49)}$$

где $C_I(x, t)$ также определяется по (IX.44) или (IX.45) в зависимости от соотношения t и $t_ф$.

Пример IX.1. Береговой линейный водозабор с удельным расходом $q_в = 1$ м²/сут расположен на расстоянии $l = 500$ м от реки (см. рис. IX.7, *а*). Мощность водоносного пласта $m = 20$ м, коэффициент фильтрации $k = 10$ м/сут, уклон бытового потока $i = 0{,}001$, активная пористость пород $n = 0{,}2$.

Модуль инфильтрационного питания на участке между рекой и водозабором, т. е. в зоне I, составляет $\varepsilon = 0{,}0002$ м/сут. Удельный бытовой поток $q_б = kmi = 10 \cdot 0{,}001 \cdot 20 = 0{,}2$ м²/сут. Проверка соотношения $(q_в - q_б) > \varepsilon l$ показывает, что при $(q_в - q_б) = 1 - 0{,}2 = 0{,}8$ м²/сут и $\varepsilon l = 0{,}0002 \cdot 500 = 0{,}1$ м²/сут на участке инфильтрации «бугор» отсутствует.

Общая минерализация воды в пласте $C_п = 1000$ мг/л, в реке $C_р = 600$ мг/л, инфильтрационных вод $C_ε = 50$ мг/л.

Изменение во времени общей минерализации воды в отдельных сечениях зоны *I* ($x = 100$, 200, 500 м), определенное по (IX.39), приведено в табл. IX.3:

Таблица IX. 3

Общая минерализация воды в зоне *I*

t, сут	Значения C, мг/л, при различных x			t, сут	Значения C, мг/л, при различных x		
	100 м ($t_ф$=440 сут)	250 м ($t_ф$=1080 сут)	500 м ($t_ф$=2100 сут)		100 м ($t_ф$=440 сут)	250 м ($t_ф$=1080 сут)	500 м ($t_ф$=2100 сут)
90	995,7	995,7	995,7	1100	588	571	949,1
180	991,5	991,5	991,5	1440	588	571	933,6
360	983	983	983	1800	588	571	918,2
440	588	979,3	979,3	2100	588	571	545
720	588	966,4	966,4	3000	588	571	545
				5000	588	571	545

Для определения общей минерализации воды в водозаборе $C_в$ по (IX.47) подсчитаем $q_р$:

$$q_р = q_в - q_б - \frac{\varepsilon l}{2} = 1 - 0{,}2 - \frac{0{,}0002 \cdot 500}{2} = 0{,}75 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Тогда

$$C_в = \frac{(0{,}75+0{,}05)}{1} C_I + \left(\frac{0{,}2}{1}\right) C_п.$$

Общая минерализация воды в водозаборе $C_в$ составляет:

t, сут	180	360	720	1440	1800	2100	3000	5000
$C_в$, мг/л	993,2	986,4	973,1	946,9	934,6	636	636	636

Инфильтрационное питание пласта при расположении одиночного водозабора в центре круговой области (одномерная задача, плоскорадиальный поток)

Пласт на расстоянии $r = r_к$ (рис. IX.8) ограничивается круговым контуром с постоянным напором (или нулевым понижением уровня). Водозабор расположен в центре пласта. На всей площади пласта $\pi r^2_к$ с пуском водозабора в эксплуатацию начинается инфильтрационное питание интенсивностью $\varepsilon = \text{const}$. Требуется определить концентрацию вещества в подземных водах $C(r, t)$ в любой точке пласта и, в частности, в водозаборе в процессе эксплуатации. Концентрация прослеживаемого компонента в воде, поступающей вследствие инфильтрационного питания, $C = C_ε$; начальная концентрация его в пластовой воде $C = C_п$.

Решение этой задачи, как и предыдущей, производится на основе уравнения (IX.35) при $x = r$ и скорости фильтрации

$$v^*(r) = \frac{Q - \pi\varepsilon r^2}{2\pi mnr}. \qquad \text{(IX.50)}$$

Принимая начальное и граничное условия:

$$t = 0;\quad 0 \leqslant r \leqslant r_к;\quad C = C_п;$$
$$t > 0;\quad r = r_к;\quad C = C_р, \qquad \text{(IX.51)}$$

получим из (IX.35) следующее решение относительно концентрации:

$$\overline{C} = e^{-\varepsilon^* t} + \frac{Q - \pi\varepsilon r_к^2}{Q - \pi\varepsilon r^2}\left[\overline{C}_р - e^{-\varepsilon^*(t - t_ф)}\right] f(t - t_ф), \qquad \text{(IX.52)}$$

где

$$\left.\begin{aligned} \overline{C} &= \frac{C(x, t) - C_\varepsilon}{C_п - C_\varepsilon};\quad \overline{C}_р = \frac{C_р - C_\varepsilon}{C_п - C_\varepsilon};\\ t_ф &= \frac{mn}{\varepsilon}\ln\frac{Q - \pi\varepsilon r^2}{Q - \pi\varepsilon r_к^2}; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IX.53)}$$

$f(t - t_ф)$ — единичная функция, равная нулю при $t < t_ф$ и единице при $t > t_ф$ [см. формулу (IX.43)].

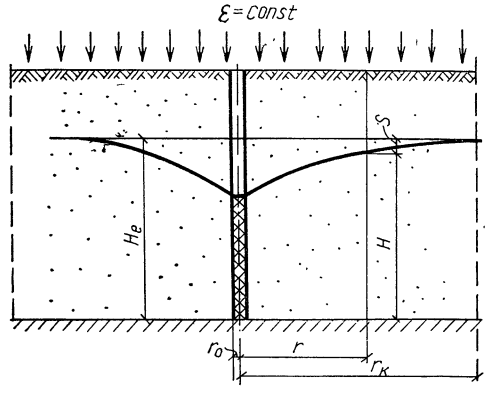


Рис. IX.8. Схема к расчету состава воды в водозаборе, размещенном в однослойном пласте при постоянном инфильтрационном питании

Решение (IX.52) для радиальной задачи аналогично решению (IX.39) для одномерного плоскопараллельного потока.

Здесь также при $t < t_ф$, т. е. до достижения фронтом фильтрации рассматриваемого сечения с координатой r, концентрация определяется только инфильтрационными водами и их смешением с водами пласта:

$$\overline{C} = e^{-\varepsilon^* t} \text{ или } C = C_\varepsilon + (C_п - C_\varepsilon)\, e^{-\varepsilon^* t}. \qquad \text{(IX.54)}$$

На фронте фильтрации

$$\overline{C} = \overline{C}_р\, e^{-\varepsilon^* t_ф} \text{ или } C = C_\varepsilon + (C_п - C_\varepsilon)\, e^{-\varepsilon^* t_ф}, \qquad \text{(IX.55)}$$

где $t_ф$ определяют по формуле (IX.53).

При определении времени продвижения фронта фильтрации $t_ф = t_{ф2} - t_{ф1}$ между двумя сечениями r_2 и r_1 (причем принимается, что в первом сечении поддерживается концентрация $C_р$) будем иметь:

$$t_ф = \frac{mn}{\varepsilon}\ln\frac{Q - \pi\varepsilon r_1^2}{Q - \pi\varepsilon r_2^2}. \qquad \text{(IX.56)}$$

Принимая $r_1=r_0\to 0$, $r_2=R$, получим время продвижения фронта фильтрации к водозабору от сечения R.

В рассматриваемой схеме кругового пласта область фильтрации является единой и не разделяется на отдельные зоны, как в предыдущей задаче. Поэтому по уравнениям (IX.52), (IX.54) и (IX.55) находим среднюю концентрацию прослеживаемого компонента; дополнительных расчетов по формуле смешения (IX.46) производить не требуется.

Можно показать, что, применяя эту формулу и зависимость (IX.56), мы получим аналогичный результат. В самом деле, на кольцевой площади πR^2 вокруг водозабора инфильтрационное питание составит

$$Q_\varepsilon = \pi R^2 \varepsilon.$$

Из (IX.56) находим (при $r_1=0$ и $r_2=R$)

$$Q_\varepsilon = Q\left(1-\varepsilon^{-\varepsilon^* t}\right).$$

Тогда по (IX.46) концентрация C в воде водозабора за время t составит:

$$C = \frac{Q_\varepsilon C_\varepsilon + (Q-Q_\varepsilon) C_\text{п}}{Q} = C_\varepsilon + \left(C_\text{п} - C_\varepsilon\right) e^{-\varepsilon^* t}. \qquad \text{(IX.57)}$$

Эта формула идентична формуле (IX.54) при $t<t_\text{ф}$. При $t>t_\text{ф}$, как следует из формулы (IX.56), пластовая вода в объеме $\pi R^2 m$ (где m — мощность пласта) полностью вытесняется инфильтрационной водой и водой, поступающей со стороны контура $r_\text{к}$, где концентрация $C=C_\text{р}$. Если положить, что на этом контуре $C=C_\text{п}$, т. е. концентрация та же, что в водоносном пласте до начала откачки, то формулы (IX.54) и (IX.55) дадут один и тот же результат (при $t=t_\text{ф}$): пластовая вода смешивается при этом только с инфильтрационной.

Следует отметить, что выражение (IX.56) для фронта фильтрации существенно отличается от выражения, получаемого для изолированного пласта при $\varepsilon=0$. В этом случае, как известно (при $r_1=0$, $r_2=R$),

$$t = \frac{\pi R^2 m n}{Q}; \quad R^2 = \frac{Qt}{\pi m n}, \qquad \text{(IX.58)}$$

а при наличии инфильтрации из (IX.56) имеем:

$$R^2 = \frac{Q}{\pi\varepsilon}\left(1-e^{-\varepsilon^* t}\right). \qquad \text{(IX.59)}$$

Если $\varepsilon^* t \ll 1$, то $e^{-\varepsilon^* t} \approx 1-\varepsilon^* t$ и формула (IX.59) становится аналогичной формуле (IX.58), т. е. при малых значениях времени влияние инфильтрации заметно не сказывается.

Водозабор в двухслойном пласте

Фильтрационная схема к рассматриваемому здесь примеру приведена на рис. V.1. Неограниченный водоносный пласт состоит из двух слоев: основного, из которого производится откачка с дебитом Q (водозабор в виде одиночной скважины), и соседнего с ним питающего пласта.

Предполагаем известными первоначальную концентрацию вещества в воде основного горизонта $C_\text{п}$ и постоянную концентрацию в верхнем питающем пласте $C_\text{и}$. При эксплуатации водозабора вода обоих горизонтов будет смешиваться, поэтому минерализация воды в основном слое должна изменяться в зависимости от времени t и координаты r.

Требуется определить концентрацию вещества $C_в$ в воде, извлекаемой водозабором.

Решение соответствующей гидродинамической задачи приближенно можно записать следующим образом:

$$S = \frac{Q}{4\pi km} \operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^{**}t}\right), \tag{IX.60}$$

где S — понижение уровня в основном пласте; km — водопроводимость этого пласта;

$$a^{**} = km/(\mu + \mu^*);$$

μ — водоотдача пород верхнего питающего пласта; μ^* — упругая водоотдача пород и основного водоносного горизонта.

Время τ, необходимое для того чтобы частица воды прошла путь от сечения r до водозабора, найдем по формуле Н. Н. Веригина [42]:

$$\alpha e^{\alpha} = \frac{Q}{4\pi mna^{**}} = A, \tag{IX.61}$$

где Q — дебит водозабора; m — мощность пласта; n — пористость пород основного горизонта;

$$\alpha = \frac{r^2}{4a^{**}\tau}; \quad \tau = \frac{r^2}{4a^{**}\alpha}. \tag{IX.62}$$

Величину удельного инфильтрационного питания, т. е. приходящегося на единицу площади водоносного пласта, используя результаты гл. V, можно определить следующим образом:

$$q(r, t) = \frac{k_0}{m_0}(S - S_0) \approx \frac{Qe^{-\frac{r^2}{4a^{**}t}}}{4\pi ta}, \tag{IX.63}$$

где S_0 — понижение уровня в верхнем пласте; t — время от начала откачки; a — коэффициент пьезопроводности ($a = km/\mu$).

Равенства (IX.60) и (IX.63) справедливы для относительно больших промежутков времени

$$t > (3 \div 5)\frac{k_0}{m_0}\mu. \tag{IX.64}$$

Определим количество воды $Q_и$ верхнего водоносного горизонта, достигшее водозабора к моменту времени t:

$$Q_и = 2\pi \int_0^R q(r, t - \tau)\, r dr, \tag{IX.65}$$

где R — радиус участка, в пределах которого вода из верхнего водоносного горизонта за время $\tau = t$ достигает водозабора.

Величина R, очевидно, может быть определена из уравнения (IX.61), в котором

$$\alpha = \frac{R^2}{4a^{**}t}.$$

Подставляя в (IX.65) соотношение (IX.63) и определяя τ по формуле (IX.62), получим:

$$Q_и = -Q\frac{\mu}{\mu + \mu^*} A \operatorname{Ei}(-\alpha), \tag{IX.66}$$

где A определяется по (IX.61).

Из формулы (IX.66) видно, что количество воды из верхнего водоносного горизонта, попадающее в водозабор, определяется соотношением параметров взаимодействующих пластов (прежде всего их коэффициентами водоотдачи) и не зависит от времени. Последнее обстоятельство кажется странным, принимая во внимание увеличивающуюся во времени площадь области перетекания, в пределах которой вода из верхнего водоносного горизонта поступает к водозабору.

Однако это кажущееся противоречие легко устраняется, если учесть, что одновременно с расширением области перетекания, как видно из формулы (IX.63), уменьшается интенсивность инфильтрационного питания пласта.

В результате общий инфильтрационный приток из зоны $R=f(t)$ к водозабору сохраняется постоянным во времени.

Концентрация вещества в подземных водах, извлекаемых водозабором, определяется по формуле смешения (IX.46), которая для рассматриваемого случая имеет вид:

$$C_в Q = C_и Q_и + (Q - Q_и) C_п, \tag{IX.67}$$

откуда

$$C_в = C_п - (C_п - C_и) A \frac{\mu}{\mu + \mu^*} \operatorname{Ei}(-\alpha), \tag{IX.68}$$

где α определяется из уравнения (IX.61).

С помощью изложенного выше метода можно найти также концентрацию C в любом сечении пласта.

Водозабор в трехслойном пласте

Схема водозабора в трехслойном пласте изображена на рис. V.4. Понижения уровня в обоих водоносных горизонтах для длительных периодов откачки можно записать следующим образом (см. п. 3, гл. V):

$$S_1 = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^*t}\right) + \frac{2(km)_2}{(km)_1} K_0\left(\frac{r}{B}\right)\right]; \tag{IX.69}$$

$$S_2 = \frac{Q}{4\pi km}\left[-\operatorname{Ei}\left(-\frac{r^2}{4a^*t}\right) - 2K_0\left(\frac{r}{B}\right)\right], \tag{IX.70}$$

где S_1 — понижение уровня подземных вод в основном водоносном горизонте; S_2 — понижение уровня в соседнем слое; $km=(km)_1+(km)_2$ — сумма водопроводимостей обоих горизонтов; Q — дебит водозабора;

$$a^* = \frac{km}{\mu_1 + \mu_2};$$

μ_1 и μ_2 — коэффициенты водоотдачи слоев *1* и *2*;

$$\frac{1}{B^2} = \frac{k_0}{m_0}\left[\frac{1}{(km)_1} + \frac{1}{(km)_2}\right]. \tag{IX.71}$$

Из (IX.69) следует, что дополнительное питание основного водоносного горизонта в каждой точке пласта равно:

$$q = \frac{k_0}{m_0}(S_1 - S_2) = \frac{Q}{2\pi B_1^2} K_0\left(\frac{r}{B}\right), \tag{IX.72}$$

где

$$\frac{1}{B_1^2} = \frac{k_0}{m_0 (km)_1}.$$

Количество воды из верхнего водоносного горизонта, поступившее к водозабору за время t, можно определить по формуле:

$$Q_{\text{п}} = 2\pi \int_0^R qrdr, \tag{IX.73}$$

где R — расстояние в направлении к водозабору, которое пройдет частица воды в основном водоносном горизонте за время $t—t^*$; t — время от начала включения водозабора; t^* — время, затрачиваемое частицей воды на прохождение раздельного слоя мощностью m_0. Это время, очевидно, равно:

$$t^* = \frac{m_0^2 n_0}{k_0 (S_1 - S_2)} = \frac{2\pi m_0^2 n_0 (km_1)}{Q k_0 K_0 \left(\frac{R}{B}\right)}; \tag{IX.74}$$

n_0 — пористость раздельного слоя.

Подставляя в (IX.73) выражение (IX.72), получим:

$$Q_{\text{и}} = Q \frac{(km)_2}{(km)_1 + (km)_2} \left[1 - \frac{R}{B} K_1 \left(\frac{R}{B}\right)\right]. \tag{IX.75}$$

Величина R в выражениях (IX.73)—(IX.75) должна определяться из уравнения:

$$\frac{dR}{dt} = -\frac{k_1}{n_1} \frac{\partial S_1}{\partial r}\bigg|_{r=R}, \tag{IX.76}$$

где k_1 и n_1 — коэффициент фильтрации и пористость пород основного слоя.

Считая режим фильтрации в основном водоносном горизонте жестким, т. е. несколько завышая скорость фильтрации подземных вод в нем, из (IX.76) получим:

$$(t - t^*) = \frac{2\pi m n_1}{Q} \int_0^R \frac{rdr}{1 + \frac{r}{B} K_1 \left(\frac{r}{B}\right)}. \tag{IX.77}$$

Функция $\frac{r}{B} K_1 \left(\frac{r}{B}\right)$ в знаменателе (IX.77) изменяется от 0 $\left(\frac{r}{B} \to 0\right)$ до 1 $\left(\frac{r}{B} \to \infty\right)$. Чтобы получить приближенное выражение для величины R, осредним эту функцию, положив ее равной 0,5 на всем интервале интегрирования. Тогда

$$R = \sqrt{\frac{3Q(t - t^*)}{2\pi m n_1}}. \tag{IX.78}$$

Концентрацию подземных вод на водозаборе находим по формуле смешения:

$$C_{\text{в}} = (C_{\text{и}} - C_{\text{п}}) + C_{\text{и}} \frac{(km)_2}{(km)_1 + (km)_2} \left[1 - \frac{R}{B} K_1 \left(\frac{R}{B}\right)\right], \tag{IX.79}$$

где $C_{\text{п}}$ и $C_{\text{и}}$ — концентрация вещества в воде основного водоносного горизонта и верхнего питающего пласта; R определяется по формуле (IX.78) при t^*, вычисляемом по (IX.74).

В отличие от ранее рассмотренной схемы двухслойного пласта в данной задаче концентрация вещества в воде, отбираемой скважиной, изменяется во времени.

6. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧИЙ В УДЕЛЬНЫХ ВЕСАХ ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ ЖИДКОСТЕЙ ПРИ ФИЛЬТРАЦИИ К ВОДОЗАБОРАМ

При поступлении в водоносный пласт вод иного состава и удельного веса по сравнению с пластовой подземной водой изменяются (увеличиваются или уменьшаются — в зависимости от соотношения удельных весов) скорости миграции вещества и деформируется граница раздела между водами с различными удельными весами, т. е. существенное влияние оказывает гравитационный фактор.

Можно выделить несколько характерных задач, представляющих интерес для практических прогнозов качества воды при проектировании водозаборов:

1) оценка формы и длины границы раздела между тяжелыми (солеными) и легкими (слабоминерализованными) водами при заложении водозаборов в горизонтальных или слабонаклонных пластах; 2) учет влияния различий в удельных весах при фильтрации концентрированных растворов из бассейнов и хранилищ; 3) прогноз скорости подтягивания к действующему водозабору сильноминерализованных вод, залегающих на некоторой глубине от водоприемной части сооружения (в частности, от забоя скважины).

Граница раздела между солеными и пресными водами в горизонтальных и слабонаклонных пластах

Фильтрация двух жидкостей разной плотности исследовалась во многих работах [43, 128, 135]. Приближенное решение этой задачи в предположении, что обе жидкости имеют одинаковую вязкость и пласт

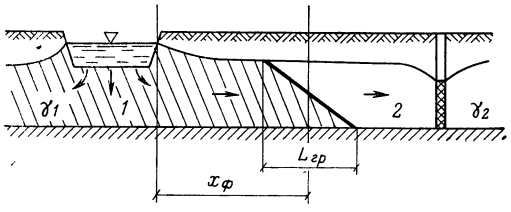


Рис. IX.9. Граница раздела в горизонтальном пласте

1 — минерализованные, более плотные воды; *2* — пресные воды

в целом по проницаемости является однородным, дано в работах [34, 35]. В горизонтальных и слабонаклонных водоносных пластах контакт между поступающей жидкостью извне и пластовой водой представляет собой некоторую кривую, имеющую точку перегиба, хотя на большой длине она близка к наклонной прямой. Середина этого наклонного контакта примерно совпадает с вертикальным фронтом фильтрации, т. е. положением границы раздела при поршневом вытеснении однородных жидкостей (с одинаковой плотностью) (рис. IX.9).

Если пресные подземные воды вытесняются более тяжелыми, последние погружаются в нижнюю часть пласта и по его подошве продвигаются заметно вперед, опережая фронт фильтрации. На кровле пласта в этом случае граница раздела, напротив, отстает от фронта фильтрации.

При поступлении в пласт более легких жидкостей положение границы раздела изменяется; легкие жидкости продвигаются на большее расстояние вдоль кровли пласта и отстают на подошве. Длина границы раздела $L_{гр}$ и скорость ее перемещения $v^*_{гр}$ определяются по следующим приближенным формулам [34, 35]:

$$L_{гр} \approx 2{,}2\sqrt{k\, m\Delta\bar{\gamma} t \cos\varphi / n}\,; \qquad \text{(IX.80)}$$

$$v^*_{гр} = \frac{q}{mn} - k\,\Delta\bar{\gamma}\sin\varphi/n, \qquad \text{(IX.81)}$$

где k, m, n — соответственно коэффициент фильтрации, мощность и пористость водоносного пласта; φ — угол наклона пласта к горизонту; t — время; q — расход потока (постоянный);

$$\Delta\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 - \gamma_2}{\gamma_2}\,; \qquad \text{(IX.82)}$$

γ_1 и γ_2 — удельный вес поступающей в пласт жидкости и пластовой воды.

Из (IX.81) видно, что в горизонтальных пластах ($\varphi=0$, $\sin\varphi=0$) граница раздела движется со скоростью

$$v^* = \frac{q}{mn},$$

т. е. так же как при однородных жидкостях, со скоростью поршневого вытеснения. В наклонных же пластах скорость движения границы раздела зависит от угла наклона φ, направления движения и разности удельных весов $\Delta\bar{\gamma}$.

Если $\sin\varphi$ и $\Delta\bar{\gamma}$ имеют одинаковые знаки, $v^*_{гр} < v^*$; если разные, то $v^*_{гр} > v^*$.

Исследования этой задачи, выполненные другими авторами, дают в общем близкие значения числового коэффициента в формуле (IX.80). Так, в работе [128] он получен равным 2, в [135] — 1,65, а в работе [43] — 1,53—1,78. Очевидно, что такие расхождения можно считать несущественными, поскольку все решения, как уже отмечалось, даются для самой простейшей схемы; реальные же условия, как правило, гораздо сложнее.

Важным выводом, вытекающим из всех указанных проработок, является то, что граница раздела между минерализованными жидкостями и пластовыми подземными водами деформируется, причем размеры зоны деформации под влиянием гравитационных сил могут оказаться довольно значительными, превосходящими размер зоны смешения, обусловленной конвективной дисперсией. Последняя, однако, сохраняет свое значение и приводит к размытию («размазыванию») деформированного контакта под влиянием различий в удельных весах.

Пример IX.2. В горизонтальный водоносный пласт с параметрами $k=20$ м/сут, $m=25$ м, $n=0{,}1$, содержащий пресные воды ($\gamma_2=1$ г/см³), поступает загрязненная вода с удельным весом $\gamma_1=1{,}01$ г/см³. Градиент напора при плоскопараллельной фильтрации составляет $I=0{,}002$, а действительная скорость движения

$$v^* = \frac{20\cdot 0{,}002}{0{,}1} = 0{,}4 \text{ м/сут}.$$

Необходимо определить положение и длину границы раздела через 10 лет после начала фильтрации более тяжелых вод.

Середина границы раздела будет двигаться в рассматриваемом случае ($\varphi=0$) со скоростью поршневого вытеснения. Поэтому расстояние x от участка входа более тяжелых вод до середины границы раздела за 10 лет составит:

$$x = v^* t = 0{,}4\cdot 3650 = 1460 \text{ м}.$$

К этому же сроку граница раздела будет иметь длину:

$$L_{гр} \approx 2{,}2\sqrt{\frac{20\cdot 25\cdot 0{,}01\cdot 3650}{0{,}1}} \approx 800$$

Учет различной плотности жидкости при вертикальной фильтрации из бассейнов

Из выражения (IX.81) следует, что при фильтрации разнородных жидкостей в вертикальном направлении ($\varphi=\frac{3}{2}\pi$, $\sin\varphi=-1$) скорость фильтрации (рис. IX.10) составляет:

$$v^*_{\text{гр}}=\frac{q}{mn}+\frac{k\,\overline{\Delta\gamma}}{n}. \qquad \text{(IX.83)}$$

Величина $\overline{\Delta\gamma}$ представляет собой некоторый дополнительный градиент фильтрации, обусловливаемый разностью удельных весов (или «гравитационный» градиент):

$$I_{\text{гр}}=\overline{\Delta\gamma}. \qquad \text{(IX.84)}$$

Величина $I_{\text{гр}}$ является положительной ($\overline{\Delta\gamma}>0$), соответственно в пласт фильтруется более тяжелая жидкость.

Из изложенного следует, что фильтрация более тяжелых вод в вертикальном направлении может происходить и при $q=0$, т. е. только под влиянием гравитационного эффекта.

При отсутствии дисперсии фронт поршневого вытеснения в этом случае передвигается с равномерной скоростью:

$$v^*_{\text{гр}}=\frac{k}{n}\overline{\Delta\gamma}=\frac{z}{t}. \qquad \text{(IX.85)}$$

Пример IX.3. Пусть удельный вес поступающей в пласт жидкости из хранилища $\gamma_1=1{,}01$, удельный вес пластовых вод $\gamma_2=1$, т. е. $\overline{\Delta\gamma}=0{,}01$. Мощность пласта $z=m=25$ м, $k=20$ м/сут, активная пористость $n=0{,}1$. По формуле (IX.85) получим:

$$t=\frac{25\cdot 0{,}1}{20\cdot 0{,}01}=12{,}5 \text{ сут},$$

т. е. замещение пластовых вод происходит чрезвычайно быстро. Следует отметить, что величина $\overline{\Delta\gamma}=0{,}01$ приблизительно соответствует минерализации внедряющейся жидкости 15—20 г/л.

В естественных условиях фильтрация из бассейнов и хранилищ происходит, конечно, по более сложным путям. При этом образуется пространственный поток, накладывающийся на бытовой поток подземных вод, что следует учитывать при оценке времени гравитационного перемешивания. Тем не менее влияние этого фактора несомненно.

Подтягивание соленых вод к водозабору из более глубоких частей пласта

При наличии соленых вод под эксплуатируемым пластом, в котором находится водозабор, возникает опасность подтягивания соленых вод и ухудшения в связи с этим качества используемой воды.

Эта задача, строго говоря, должна рассматриваться с учетом влияния различия в удельных весах пресных и соленых вод. Однако, как показали аналитические и экспериментальные исследования [16, 119, 128], вблизи водозабора градиенты и скорости фильтрации настолько значительны, что роль гравитации при расчетах времени и скорости оказывается пренебрежимо малой (во всяком случае, при практически встречающемся диапазоне изменения плотностей $\overline{\Delta\gamma}=0{,}05\div 0{,}1$).

Влияние гравитационного фактора иногда учитывают в тех случа-

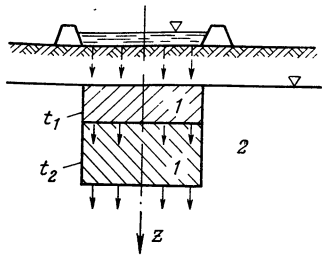


Рис. IX.10. Схема вертикальной фильтрации разнородных жидкостей

1 — минерализованная вода; *2* — пресная вода

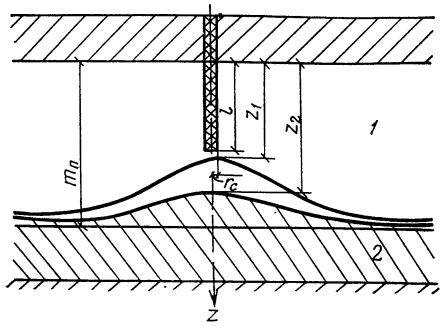


Рис. IX.11. Подтягивание конуса соленой воды при работе несовершенной скважины

1 — пресная вода; *2* — соленая вода

ях, когда оценивается возможность эксплуатации водозабора вообще без подтягивания соленых вод; при этом должен быть оценен максимальный «бессолевой» дебит водозабора или подобно тому, как это делается при решении задачи об обводнении нефтяных скважин (в связи с образованием так называемых «водяных конусов»), — максимальный «безводный дебит».

Для расчета возможного бессолевого дебита скважины можно использовать формулу Г. Б. Пыхачева (рис. IX.11):

$$Q \approx \pi k\, \Delta\bar{\gamma} \left[m_п^2 - l^2\right] / \ln \frac{r_к}{r_c}, \qquad (IX.86)$$

где $m_п$ — мощность зоны пресных вод; l — длина фильтра; k — коэффициент фильтрации этой зоны; $r_к$ — радиус контура пласта; r_c — радиус скважины;

$$\Delta\bar{\gamma} = \frac{\gamma_c - \gamma_п}{\gamma_п}.$$

Формула (IX.86) аналогична в математическом отношении формуле для расчета притока воды к колодцу в безнапорном пласте.

Для приближенной оценки времени опускания купола (после остановки скважины) в работе [54] рекомендуется применять формулу Н. С. Пискунова:

$$t = \frac{\alpha m_п n}{k\Delta\bar{\gamma}} \ln \frac{m_п - z_1}{m_п - z_2}, \qquad (IX.87)$$

где z_1 и z_2 — координаты точек, в интервале которых исчисляется время t. Коэффициент α изменяется от 1 до 3.

Задача о фильтрации к водозабору (скважине, колодцу) соленых вод без учета гравитации рассматривалась в работах [16, 17, 52, 53, 87—91, 128].

А. И. Чарным было показано, что при действии совершенной скважины (то же относится и к линейному водозабору) в однородном по проницаемости пласте, разделенном на два слоя с водой разной минерализации (нижний слой — минерализованный), результирующая минерализация равна средней минерализации, «взвешенной» по мощностям (рис. IX.12, *а*):

$$\bar{C} = \frac{m_c}{m}, \quad \bar{C} = \frac{C - C_п}{C_c - C_п}, \qquad (IX.88)$$

где C_c и $C_п$ — минерализация соответственно соленых и пресных вод.

В двухслойном пласте с коэффициентами фильтрации k_1 и k_2 при расположении границы раздела между пресными и солеными водами в верхнем слое с коэффициентом фильтрации k_1 (рис. IX.12, *б*) или в нижнем слое с коэффициентом фильтрации k_2 (рис. IX.12, *в*)

$$\overline{C} = T_c/T, \tag{IX.89}$$

где T — проводимость водоносной толщи ($T=k_1m_1+k_2m_2$); T_c — проводимость части пласта, занятой солеными водами. В первом случае (рис. IX.12, *б*) $T_c=(m_1-m_п)k_1+m_2k_2$, во втором случае (рис. IX.12, *в*) $T_c=m_ck_2$.

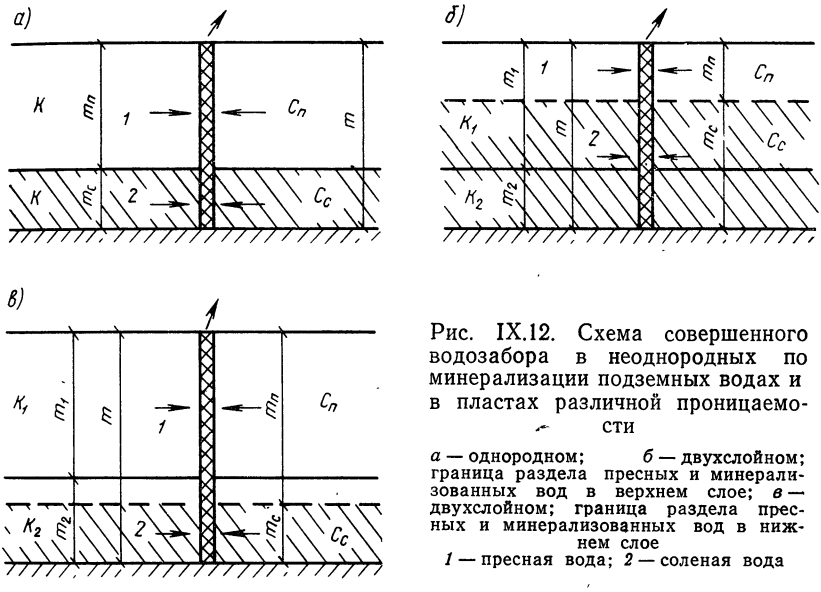


Рис. IX.12. Схема совершенного водозабора в неоднородных по минерализации подземных водах и в пластах различной проницаемости

а — однородном; *б* — двухслойном; граница раздела пресных и минерализованных вод в верхнем слое; *в* — двухслойном; граница раздела пресных и минерализованных вод в нижнем слое

1 — пресная вода; *2* — соленая вода

В многослойном пласте

$$\left.\begin{aligned} T_c &= \Sigma\,(k_i\,m_i)_{\text{сол}};\\ T_п &= \Sigma\,(k_i\,m_i)_п. \end{aligned}\right\} \tag{IX.90}$$

Из приведенных формул следует, что во многих случаях даже при полном смешении пресных и соленых вод по общей своей (результирующей) минерализации они не выходят из норм.

Пример IX.4. Водозабор расположен в водоносном горизонте, состоящем из двух слоев с различной водопроницаемостью: в верхнем слое $k_1=20$ м/сут, в нижнем слое $k_2=1$ м/сут. Мощность этих слоев соответственно равна $m_1=25$ м, $m_2=30$ м. Граница между пресными ($C_п=0{,}8$ г/л) и минерализованными ($C_c=3$ г/л) водами залегает на глубине 20 м от кровли пласта. Необходимо определить минерализацию откачиваемой воды.

В рассматриваемом случае $m_п=20$ м, $m_c=35$ м:

$$T = k_1\,m_1 + k_2\,m_2 = 20\cdot25 + 1\cdot30 = 530 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Относительная минерализация $\overline{C}$ по (IX.89) будет равна:

$$\overline{C} = \frac{T_c}{T} = \frac{T-T_п}{T} = 1 - \frac{20\cdot20}{530} = 1 - 0{,}74 = 0{,}26.$$

Минерализация воды в водозаборе составит:

$$C = C_п + \overline{C}\,(C_c - C_п) = 0{,}8 + 0{,}26\,(3-0{,}8) = 1{,}37 \text{ г/л}.$$

Задача о подтягивании соленых вод к несовершенной скважине без учета гравитации приближенно рассматривалась в работах В. Д. Бабушкина и др. [16, 17] и В. М. Гольдберга [52]. В последней приводятся следующие расчетные зависимости (см. рис. IX.11):

для времени начала поступления соленых вод в водозабор

$$T \approx \frac{2\pi m_{\text{п}}^3 n\left(1-\frac{l}{m_{\text{п}}}\right)^3}{3Q(1-\zeta)}; \qquad \text{(IX.91)}$$

для минерализации воды в водозаборе после подтягивания соленых вод, т. е. при времени $t>T$

$$\overline{C}=\zeta+(1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T}{t}}, \qquad \text{(IX.92)}$$

где Q — дебит скважины; $m_{\text{п}}$ — мощность пресной зоны пласта; l — длина фильтра; ζ — показатель несовершенства скважины, определяемый в зависимости от $\overline{l}=\frac{l}{m}$ (m — общая мощность пласта):

$\overline{l}$	0,05—0,1	0,1—0,2	0,2—0,4	0,4—0,6	0,6—0,8
ζ	0,5	0,59	0,72	0,77	0,91

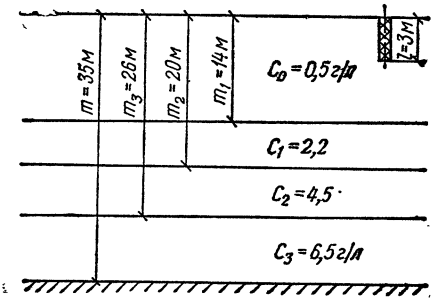


Рис. IX.13. Схема к расчету минерализации воды в водозаборе при сложном гидрохимическом разрезе

Максимальная минерализация по формуле (IX.92) при $t=\infty$ будет равна:

$$\overline{C}_{\text{макс}}=\zeta. \qquad \text{(IX.93)}$$

При постепенном изменении минерализации по глубине прогноз ее в скважине, как предложено В. М. Гольдбергом [54], можно производить по формуле

$$C=C_{n+1}-\sum_{0}^{n}(C_{n+1}-C_n)\left[\zeta+(1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_{\text{п}}}{t}}\right]. \qquad \text{(IX.94)}$$

Пример IX.5 [54]. Водоносный горизонт мощностью 35 м сложен мелкозернистыми песками с пористостью $n=0{,}2$. Минерализация воды увеличивается с глубиной (рис. IX.13), причем пресные воды занимают верхнюю часть пласта (высотой 14 м). Водоотбор в размере 240 м³/сут осуществляется одной скважиной, фильтр которой заглублен в водоносный горизонт на 3 м.

При $l=3$ м; $\overline{l}=\frac{3}{35}=0{,}1$ показатель несовершенства $\zeta=0{,}52$.

Необходимо определить минерализацию отбираемой воды в течение 50 сут после откачки.

1. По формуле (IX.91) определим время, в течение которого к скважине подтянутся границы слоев разной минерализации:

$$\text{при } m_1 = 14 \text{ м } T_1 = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}2 (14-3)^3}{3 \cdot 240 (1-0{,}52)} \approx 5 \text{ сут};$$

$$\text{при } m_2 = 20 \text{ м } T_2 = 15 \text{ сут};$$

$$\text{при } m_3 = 26 \text{ м } T_3 = 36 \text{ сут}.$$

2. Определим минерализацию воды через время t после начала откачки:

а) $t_1 = 10$ сут; в смешении участвует только один слой соленых вод с минерализацией $C_1 = 2{,}2$ г/л. По формуле (IX.94) получим:

$$C_{10} = 2{,}2 - (2{,}2 - 0{,}5)\left[0{,}52 + (1-0{,}52)\sqrt[3]{\frac{5}{10}}\right] \approx 0{,}7 \text{ г/л};$$

б) $t_2 = 20$ сут; в смешении участвуют два слоя соленых вод с минерализацией $C_1 = 2{,}2$ г/л и $C_2 = 4{,}5$ г/л. Для расчета используем формулу (IX.94) при $n = 2$:

$$C_{20} = C_2 - (C_1 - C_0)\left[\zeta + (1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_1}{t}}\right] - (C_2 - C_1)\left[\zeta + (1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_2}{t}}\right].$$

Подставляя в это выражение исходные данные, получим $C_{20} = 0{,}8$ г/л. По этому же выражению при $t = 30$ сут $C_{30} = 1$ г/л;

в) $t_3 = 50$ сут; в смешении участвуют три слоя соленых вод с минерализацией $C_1 = 2{,}2$ г/л, $C_2 = 4{,}5$ г/л и $C_3 = 6{,}5$ г/л. При $n = 3$ составляем выражение для расчета минерализации по (IX.94):

$$C = C_3 - (C_1 - C_0)\left[\zeta + (1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_1}{t}}\right] - (C_2 - C_1)\left[\zeta + (1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_2}{t}}\right] -$$

$$- (C_3 - C_2)\left[\zeta + (1-\zeta)\sqrt[3]{\frac{T_3}{t}}\right].$$

Подставляя исходные данные, получим $C_{50} \approx 1{,}4$ г/л.

Следует иметь в виду, что время подтягивания соленых вод может заметно возрасти и соответственно общая минерализация воды в водозаборе окажется намного ниже, если водоносный пласт содержит слабопроницаемые прослои, затрудняющие фильтрацию в вертикальном направлении.

Однако нередки случаи, когда в результате подтягивания сильноминерализованных вод из глубоких горизонтов качество воды в водозаборе ухудшается настолько, что без специальных защитных мер эксплуатация его невозможна. Для решения вопроса о предельном сроке эксплуатации водозабора в этих условиях следует рассчитать время, в течение которого соленые воды подойдут к водозабору, и динамику изменения минерализации воды во времени.

Глава X

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО САНИТАРНОЙ ОХРАНЕ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При выборе участков размещения и проектировании водозаборов подземных вод наряду с расчетами производительности водозаборов важнейшей задачей является оценка качества подземных вод. Как уже указывалось, в зависимости от назначения водозабора подземные воды должны удовлетворять определенным требованиям. В частности, подземные воды, как правило, используемые для хозяйственно-питьевого водоснабжения, должны удовлетворять требованиям ГОСТ 2874—73 по бактериологическим и органолептическим показателям и химическому составу. Содержание в питьевых водах различных химических (органических и неорганических) веществ, поступающих из бытовых, промышленных и сельскохозяйственных загрязнений, не должно превышать предельно допустимых концентраций, установленных Министерством здравоохранения СССР для источников централизованного водоснабжения.

При проектировании водозаборов подземных вод, как и из открытых водных источников, помимо оценки качества воды в естественных условиях, т. е. до устройства водозаборного сооружения, необходимо составить прогноз возможных изменений состава и свойств воды на весь период водопотребления.

Эти изменения могут произойти по разным причинам, например, в результате поступления подземных вод иного (худшего) качества из других водоносных горизонтов или из ближайших поверхностных водных источников. Особую опасность представляют загрязненные сточные воды в районах промышленных предприятий и на сельскохозяйственных территориях. Поэтому при прогнозах качества воды для проектируемых новых водозаборов, а также при расширении и реконструкции существующих водозаборов подземных вод необходимо предусматривать мероприятия по их санитарной охране и предотвращению возможности загрязнения подземных вод в районе их размещения.

В соответствии с действующей «Инструкцией по установлению зон санитарной охраны хозяйственно-питьевых водопроводов с подземными источниками водоснабжения», утвержденной Всесоюзной государственной санитарной инспекцией (ВГСИ) в 1956 г., для водозаборов подземных вод устанавливаются два пояса санитарной охраны: первый пояс — *зона строгого режима* и второй пояс — *зона ограничений.*

Зона строгого режима предназначена для предотвращения возможности случайного загрязнения воды непосредственно в водозаборных сооружениях. Поэтому в первый пояс включается участок водоприемного сооружения, а также связанные с ним насосная станция, установка для обработки воды и резервуар. От водозаборных сооружений границы первого пояса санитарной охраны при использовании безнапорных водоносных горизонтов должны находиться на расстоянии не менее 50 м, а при использовании артезианских водоносных горизонтов — не менее 30 м.

Территорию первого пояса санитарной охраны ограждают и ведут постоянное наблюдение за ней. Санитарное состояние ее контролиру-

ется в соответствии с требованиями инструкции по установлению зон санитарной охраны.

На территории, предназначенной для создания второго пояса санитарной охраны (зоны ограничений), не должно быть источников загрязнения. Кроме того, по инструкции предусматривается режим ограничений в проведении земляных, строительных и других работ с целью исключения возможности появления здесь каких-либо новых источников загрязнения. В этом поясе запрещается сооружать объекты, опасные с точки зрения загрязнения подземных вод и нарушения нормальной эксплуатации водозаборов, например, устройство накопителей сточных вод и других промышленных бассейнов, строительство предприятий, имеющих токсичные сточные воды и технологические растворы, и т. п. Не допускается сброс хозяйственно-бытовых и промышленных сточных вод в подземные воды через скважины и горные выработки, запрещается проведение земляных работ с разрушением защитного слоя над водоносным горизонтом и др.

Границы второго пояса должны находиться на таком расстоянии от водозабора, чтобы те или иные загрязнения, попавшие в водоносный горизонт на границе и за пределами этого пояса, никогда не могли бы достичь водозабора.

При невозможности выполнения этого условия, а также для малых водозаборов, рассчитанных на ограниченный срок эксплуатации, граница второго пояса размещается так, чтобы загрязнения могли достичь водозабора только в сроки $T_з$, заведомо превышающие проектируемый период его работы $T_в$ ($T_в$ принимается равным 25—50 лет).

В отдельных случаях возможность поступления к водозабору тех или иных неблагоприятных веществ, содержащихся в подземных водах, полностью не исключается, но при этом должно выдерживаться условие, что в смеси с водой всех остальных источников питания, обеспечивающих производительность водозабора, концентрация этих веществ не будет превышать ПДК.

Таким образом, при проектировании второго пояса санитарной охраны водозаборов подземных вод должны быть установлены [45, 88—91]:

1) положение и границы области питания (или «области захвата») водозабора;

2) время продвижения загрязнений от возможных пунктов и очагов загрязнения до водозабора;

3) качество подземных вод в водозаборе после смешения вод из всех источников, питающих водозабор.

Границы и размеры второго пояса санитарной охраны назначают для каждого проектируемого водозабора в отдельности в зависимости от природных гидрогеологических особенностей района размещения и типа водозабора, а также режима его эксплуатации.

При использовании глубоких артезианских горизонтов, хорошо защищенных сверху непроницаемыми породами и имеющих области питания на значительном удалении от участка размещения водозабора, второй пояс зоны санитарной охраны можно не предусматривать.

Если эксплуатируемый напорный горизонт связан с верхними безнапорными (или напорными) горизонтами, которые в той или иной степени загрязнены, или имеется потенциальная опасность их загрязнения, второй пояс должен быть запроектирован, причем размеры его назначаются с учетом указанной гидравлической взаимосвязи с соседними горизонтами. Это же относится к водозаборам, располагающимся вблизи области выхода напорных водоносных горизонтов на поверхность.

Наиболее полно должны быть разрешены вопросы питания водозабора, оценки времени возможной фильтрации загрязнений и качества воды в случае использования грунтовых безнапорных вод, заключенных в песчаных горизонтах аллювиальных отложений и трещинно-карстовых породах. Область питания открытых безнапорных горизонтов вод располагается непосредственно вблизи водозабора, в связи с чем необходима тщательная его охрана.

Для полного исключения возможности поступления загрязнений в водозаборы постоянного централизованного водоснабжения граница второго пояса санитарной охраны принимается в основном в зависимости от положения нейтральных (раздельных) линий тока, которыми ограничивается в плане область захвата или область питания водозабора.

Для водозаборов с ограниченным сроком эксплуатации границу зоны санитарной охраны можно провести по контуру, точки которого находятся от водозабора на расстояниях, соответствующих одинаковому заданному времени движения загрязнений $T_з = T_в$.

Зоны санитарной охраны, установленные по этим контурам (условно их можно назвать контурами одновременного поступления возможных загрязнений к водозабору), естественно, имеют меньшие размеры, чем зоны, намеченные по нейтральной линии тока. Поскольку нейтральная линия тока, как правило, не полностью ограничивает область питания водозабора, оставляя ее «открытой» на отдельных участках, а в ряде случаев не существует совсем или перемещается со временем, граница зоны санитарной охраны водозаборов постоянного действия устанавливается комбинированным способом: одна часть зоны ограничивается нейтральной линией тока, другая — назначается с учетом возможного времени движения загрязнений к водозабору $T_з$, которое, как указывалось выше, должно быть больше $T_в$.

2. ПРИБЛИЖЕННАЯ МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЗМЕРОВ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ ВОДОЗАБОРОВ И ПРОГНОЗА КАЧЕСТВА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Наиболее полное представление об области питания водозабора можно получить на основе гидродинамической сетки фильтрации. По гидродинамической сетке можно также оценить скорость продвижения частиц подземных вод (в том числе загрязненных) и определить положение их фронта (или «фронта фильтрации») во всей области движения в любой заданный момент времени. В некоторых простейших случаях скорость и фронт фильтрации по отдельным направлениям могут быть определены и без построения гидродинамической сетки.

Для построения гидродинамической сетки используют аналитические решения, графоаналитические методы и моделирование. Основная трудность заключается в том, что реальные потоки подземных вод являются сложными и формируются в результате взаимодействия естественных течений подземных вод и течений, обусловленных теми или иными искусственными сооружениями, например, водозаборами, дренажными и водопонижающими системами и т. д.

При прогнозах качества подземных вод и проектировании мероприятий по санитарной охране водозаборов важно учитывать условия фильтрации из источников загрязнения и степень возмущения ими естественного потока подземных вод. С этой точки зрения, как указывалось выше, можно выделить гидродинамически активные и пассивные источники загрязнения.

К активным источникам относятся действующие шламохранилища, накопители и другие бассейны, фильтрация из которых происходит постоянно, в связи с чем необходимо оценивать гидродинамический эффект самих источников. Пассивными в гидродинамическом отношении условно можно считать очаги загрязненных подземных вод, образовавшиеся в предшествующие периоды эксплуатации указанных источников, которые в настоящее время по тем или иным причинам не действуют. Интенсивность поступления загрязнений из таких очагов определяется гидродинамическими параметрами бытового потока подземных вод и потока, обусловленного откачкой из водозабора.

Вследствие длительной фильтрации из активных источников в водоносном пласте накапливается настолько большое количество загрязняющих веществ, что они не могут исчезнуть или в заметной степени рассеяться по пути фильтрации к водозабору. При частичном поглощении отдельных компонентов (сорбции, застое в тупиковых порах, диффузионном отводе в слои кровли и подошвы) происходят лишь задержка их продвижения и некоторое увеличение, таким образом, периода фильтрации к водозабору, но концентрация компонента сохраняется практически такой же, как концентрация вблизи очага загрязнения.

В подобных случаях поступление загрязнений, находящихся в области захвата водозабора, неминуемо, а время и скорость их движения будут определяться результирующей скоростью фильтрации с учетом замедления ее вследствие сорбции.

При кратковременном поступлении загрязнений в водоносный пласт (например, при случайных сбросах сточных вод в реку, прорывах канализационной сети в городах и на предприятиях и т. д.) общий объем загрязненных вод, оказавшихся в пласте, часто бывает невелик по сравнению с объемом водоносного пласта на участке между очагом загрязнения и водозабором.

При фильтрации такого ограниченного объема загрязнений, сопровождающейся физико-химическими взаимодействиями их с пластовой водой и породой, в некоторых случаях достигается значительное или даже практически полное рассеяние загрязнений в пласте на пути к водозабору, вплоть до концентраций ниже ПДК. Этому, в частности, способствуют глинистый или мелкозернистый состав фильтрующей толщи, низкая концентрация загрязнений, малая скорость фильтрации и др.

Возможность полного или частичного рассеяния загрязнений при фильтрации их к водозабору в таких условиях оценивается на основе расчета миграции растворов по схеме «пакетного» запуска в пласт (см. пп. 3, 4 гл. IX) и с учетом физико-химических взаимодействий при данном составе и свойствах загрязнений, водоносных пород и т. д. Расчетом в данном случае определяется длина пути, на котором концентрация загрязняющего компонента снизится до значений ПДК. Если этот путь меньше, чем расстояние до водозабора, загрязнения в водозабор не поступят. В противном случае необходимо определить концентрацию компонента в подземных водах при подходе к водозабору и результирующую концентрацию в нем после смешения загрязненной воды с водой, поступающей из незагрязненной части водоносного горизонта. Необходимые для расчетов гидрогеологические параметры, а также размеры очага загрязнения, состав и концентрация загрязнений должны быть получены при гидрогеологических изысканиях. Параметры сорбции и десорбции, коэффициенты дисперсии и другие параметры физико-химического взаимодействия определяют при специальных лабораторных и полевых экспериментах по фильтрации загрязняющих растворов через образцы пород водоносного пласта.

Для построения гидродинамической сетки и определения скорости и времени продвижения загрязнений должно быть известно распределение напоров в потоке подземных вод.

При наличии двух и более источников возмущения естественного фильтрационного потока (водозабора, хранилища промышленных стоков и т. д.) значение напорной функции можно получить по методу суперпозиции, т. е. путем сложения эффектов изменения напоров (понижения или повышения естественного уровня подземных вод), вызванных каждым источником в отдельности. В общем виде это можно представить следующей зависимостью:

$$H_{\text{сум}} = \sum_{i=1}^{n} H_i + C, \tag{X.1}$$

где $H_{\text{сум}}$ — суммарный (результирующий) напор подземных вод; H_i — напоры, устанавливающиеся в пласте под влиянием составляющих потоков; C — некоторая постоянная, определяемая по граничным условиям.

При определении области захвата водозабора и скоростей фильтрации для приближенных расчетов, выполняемых в связи с проектированием зоны санитарной охраны, можно рассматривать установившуюся фильтрацию, поскольку в этом случае мы получаем максимальные размеры области влияния водозабора, а скорости фильтрации при действии водозаборов с постоянным дебитом (и других источников с постоянным фильтрационным расходом) со временем стабилизируются.

В теории фильтрации наряду с напорной функцией H ($H_{\text{сум}}$) вводится понятие потенциала скорости $\varphi = -kH$ или $\varphi = -k\Delta H$ (ΔH — изменение первоначального напора).

Производная от потенциала скорости по пути движения L равна самой скорости:

$$v = \frac{\partial \varphi}{\partial L}. \tag{X.2}$$

Соответственно получим составляющие скорости по осям координат:

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}, \quad v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y}. \tag{X.3}$$

Траектории, по которым движутся частицы жидкости в стационарных фильтрационных потоках, совпадают с линиями тока, описываемыми соответствующими уравнениями — функциями тока ψ.

Потенциал скорости фильтрации φ и функция тока ψ в двумерном фильтрационном течении связаны соотношениями Коши — Римана:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}. \tag{X.4}$$

Следовательно, если известно выражение для напора H или потенциала скорости φ, можно найти зависимость для функции тока:

$$\psi = \int \frac{\partial \varphi}{\partial x} dy + C' = -\int \frac{\partial \varphi}{\partial y} dx + C''. \tag{X.5}$$

Линии равных потенциалов и линии тока образуют ортогональную гидродинамическую сетку движения.

Из выражения (X.5) видно, что функция тока ψ определяет собой расход потока. Действительно,

$$Q_{\Phi} = (\psi_{i+1} - \psi_i)m, \qquad (X.6)$$

где ψ_{i+1} и ψ_i — значения линий тока, ограничивающие полосу, в пределах которой проходит расход Q; m — мощность пласта.

При прогнозах качества подземных вод следует учитывать некоторые общие закономерности миграции солевых растворов в водоносных пластах (в том числе сточных жидкостей, являющихся наиболее опасными источниками загрязнения подземных вод).

Как видно из приведенных в главе IX решений типовых задач миграции, переходная зона смешения и зона деформации границы раздела, формирующиеся под влиянием дисперсии, сорбции и различий в плотности загрязненных и природных пластовых вод, определяются параметрами этих процессов. Для сложных фильтрационных потоков эти зоны с некоторым приближением допускается оценивать отдельно, по соотношениям, полученным из типовых решений для одномерного потока.

Скорость сорбционных процессов при фильтрации в породах, как правило, настолько значительна, что практически их можно рассматривать как равновесные и характеризовать только коэффициентом распределения β.

В изолированных пластах сорбция и другие виды поглощения веществ, как уже отмечалось, замедляют скорость продвижения загрязнений, однако при непрерывной фильтрации стоков их концентрация в каждом сечении пласта со временем возрастает и в конечном итоге достигает значений концентрации на входе в пласт, т. е. $\bar{C}=1$.

На основании изложенного можно принять следующий приближенный метод расчета продвижения загрязненных растворов в водоносных пластах:

1) вначале производят расчет исходя из предпосылки, что диффузия и дисперсия отсутствуют, т. е. по так называемой схеме поршневого вытеснения. На основе расчетов по координатам точек фронта фильтрации и сорбции L_{Φ} устанавливают размеры первой (при длительной фильтрации — наиболее значительной) зоны продвижения загрязненных растворов;

2) определяют концентрацию загрязнений C_{Φ} на установленной линии фронта фильтрации и сорбции, используя формулы п. 4 гл. IX;

3) устанавливают размеры зоны деформации границы раздела и зоны смешения, возникновение которых связано с дисперсией и гравитационным эффектом. Наложение этих зон позволяет уточнить концентрацию рассматриваемого загрязняющего компонента в водоносном пласте в каждый расчетный момент времени.

Путь движения компонента в пласте по выделенной полосе тока в общем виде оценивается по выражению:

$$L = L_{\Phi} + 0{,}5\,(L_{\text{гр}} + L_{\text{д}}), \qquad (X.7)$$

где L_{Φ} — расстояние от начальной точки движения компонента до фронта фильтрации и сорбции; $L_{\text{гр}}$ — длина зоны деформации границы раздела, обусловленной гравитационным эффектом; $L_{\text{д}}$ — длина зоны дисперсии. Величины $L_{\text{д}}$ и $L_{\text{гр}}$ определяют по формулам (IX.24) и (IX.80).

Методы определения скорости и времени продвижения фронта фильтрации основываются на решении исходного уравнения конвективного переноса вещества (см. п. 3 гл. IX) при коэффициенте диффузии (дисперсии) $Д=0$.

Действительно, при отсутствии оттока солей в кровлю и подошву и равновесной сорбции [см. формулу (IX.9)] имеем:

$$-v_x^* \frac{\partial C}{\partial x} - v_y^* \frac{\partial C}{\partial y} = A \frac{\partial C}{\partial t}, \qquad (X.8)$$

где $A = (1+\beta)/\beta$; β — коэффициент распределения вещества [см. формулу (IX.7)].

Уравнение (X.8) представляет собой линейное дифференциальное уравнение в частных производных первого порядка, которым описывается движение частиц жидкости в потоке подземных вод. Ему соответствует система обыкновенных уравнений (или уравнений характеристик)

$$\frac{dx}{v_x^*} = \frac{dy}{v^*} = -\frac{dt}{A}. \qquad (X.9)$$

При использовании полной скорости по направлению L формула будет иметь вид:

$$\frac{dL}{v^*} = -\frac{dt}{A}, \qquad (X.10)$$

где $v^* = \sqrt{v_x^{*2} + v_y^{*2}}$.

В результате интегрирования этой системы могут быть получены расчетные зависимости для координаты L_Φ и времени продвижения фронта фильтрации t_Φ. Как видно из сравнения формул (X.9) и (X.10), для определения времени t_Φ можно использовать составляющие скорости по осям координат (v_x^* или v_y^*).

В сложных фильтрационных потоках в выражения (X.5) — (X.9) вводятся суммарная скорость $v_{\text{сум}}^* = \sum_{i=1}^{n} v_i^*$ и ее проекции $v_{x\,\text{сум}}^* = \sum_{i=1}^{n} v_{xi}^*$, $v_{y\,\text{сум}}^* = \sum_{i=1}^{n} v_{yi}^*$, где v_i^*, v_{xi}^* и v_{yi}^* — действительная скорость фильтрации и ее проекции, обусловленные каждым источником в отдельности.

Таким образом, в конечном счете задача определения времени движения подземных вод, используемых водозаборным сооружением, сводится к решению уравнения (X.9).

По концентрации прослеживаемого в воде компонента, поступающего в водозабор, устанавливается качество воды. Результирующее качество воды по концентрации прослеживаемого компонента или общей минерализации $C_\text{в}$ оценивается по формуле смешения:

$$C_\text{в} = \frac{\Sigma Q_i C_i}{Q_\text{в}}, \qquad (X.11)$$

где Q_i — составляющие дебита водозабора, обеспечиваемые притоком подземных вод из i-го источника (например, из естественного потока, реки, источника загрязнения и т. д.); C_i — концентрации прослеживаемого компонента (или общая минерализация воды) в тех же источниках; $Q_\text{в}$ — суммарный дебит водозабора ($Q_\text{в} = \Sigma Q_i$).

Ниже приводятся некоторые аналитические выражения для основных характеристик стационарного и квазистационарного фильтрационных потоков (напора H, скорости фильтрации v, функций φ и ψ) и расчета координаты фронта фильтрации x_Φ и времени движения компонента t_Φ в простых гидрогеологических условиях применительно к одному водозабору или источнику фильтрации. Эти выражения при использовании метода суперпозиции течений можно применять и для вычисления характеристик более сложных потоков.

3. АНАЛИТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ ВОДОЗАБОРОВ В ПРОСТЕЙШИХ ТИПАХ ПОТОКОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Естественный одномерный поток подземных вод в невозмущенном пласте, изолированном водоупорными кровлей и подошвой

Для одномерного естественного напорного потока (рис. X.1) напор H в любой точке x определяется по формуле

$$H = H_1 + \frac{H_2 - H_1}{L} x, \tag{X.12}$$

где H_1 и H_2 — известные напоры в сечениях $x=0$ и $x=L$.

Скорость фильтрации равна:

$$v = -\frac{k(H_2 - H_1)}{L}. \tag{X.13}$$

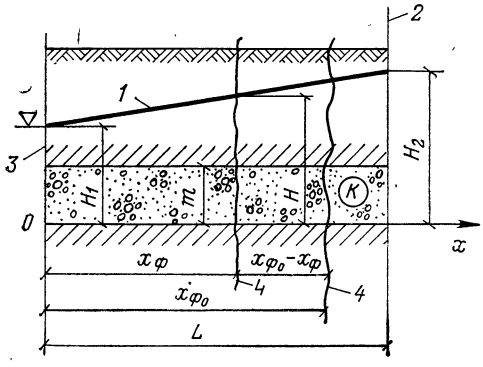


Рис. X.1. Схема к расчету x_Φ и t_Φ в напорном естественном потоке подземных вод

1 — пьезометрическая поверхность; *2* — контур питания; *3* — контур стока; *4* — фронт фильтрации (граница раздела загрязненных и чистых природных вод)

Единичный расход потока составляет:

$$q = \frac{km(H_2 - H_1)}{L}, \tag{X.14}$$

где k — коэффициент фильтрации; m — мощность пласта.

Используя эти выражения и формулу (X.10), можно найти положение фронта фильтрации x_Φ и время его продвижения t_Φ по потоку:

$$x_\Phi = x_{\Phi 0} - \frac{q}{Anm} t_\Phi; \quad t_\Phi = \frac{Anm(x_{\Phi 0} - x_\Phi)}{q}, \tag{X.15}$$

где n — пористость; A — параметр, определяемый по формуле (X.8).

Для безнапорного потока вместо выражений (X.12) и (X.13) имеем:

$$h^2 = h_1^2 + \frac{h_2^2 - h_1^2}{L} x; \tag{X.16}$$

$$v = q/n, \tag{X.17}$$

т. е. в данном случае скорость не является постоянной величиной и изменяется по потоку в зависимости от его мощности. Если на рассматриваемом отрезке Δx осреднить мощность, приняв $h \approx h_{ср}$, то для фронта фильтрации x_Φ и времени t_Φ будут действительны те же формулы (X.15) при замене в них m на $h_{ср}$.

В дальнейшем все формулы даны для напорного потока, но их можно использовать и для безнапорных потоков путем перехода от напоров H к глубинам безнапорного потока h и обратно по следующим соотношениям (см. п. 3 главы III):

$$H = \frac{h^2}{2m}, \quad h = \sqrt{2mH}. \tag{X.18}$$

Естественный одномерный поток в трехслойном пласте

Для основного напорного пласта (рис. X.2) мощностью m с коэффициентом фильтрации k, связанного с соседним по вертикали пластом через слабопроницаемый слой, соответствующие параметры которого m_0 и k_0, напор H определяется по формуле

$$H = H_0 - (H_0 - H_1)\exp\left(-\frac{x}{B}\right), \tag{X.19}$$

где H_0 — напор в верхнем питающем пласте (H_0=const); H_1 — напор в сечении x=0;

$$B = \sqrt{\frac{kmm_0}{k_0}}. \tag{X.20}$$

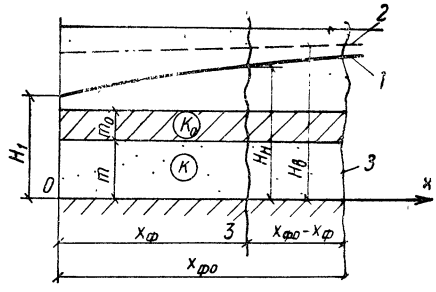


Рис. X.2. Схема к расчету $x_ф$ и $t_ф$ в трехслойной толще

1 и *2* — пьезометрический уровень соответственно в нижнем и верхнем пласте; *3* — фронт фильтрации (граница раздела загрязненных и чистых природных вод)

Скорость фильтрации равна:

$$v = -\frac{k(H_0 - H_1)}{B}\exp\left(-\frac{x}{B}\right). \tag{X.21}$$

Единичный расход потока составляет:

$$q = \frac{km(H_0 - H_1)}{B}\exp\left(-\frac{x}{B}\right). \tag{X.22}$$

Максимального значения расход потока в основном пласте q достигает в сечении x=0. В этом случае величину B можно рассматривать в качестве аналога расстояния L между контурами питания и стока в пласте с непроницаемой подошвой и кровлей.

Положение фронта фильтрации в основном пласте при данной трехслойной системе, определяемое по формуле (X.10), характеризуется следующими соотношениями:

$$\left.\begin{aligned} x_ф &= x_{фо} - B\ln\left(1 + \frac{q}{AnmB}t_ф\right); \\ t_ф &= \frac{AnmB}{q}\left[1 - \exp\left(\frac{x_ф - x_{фо}}{B}\right)\right]. \end{aligned}\right\} \tag{X.23}$$

В рассматриваемой схеме при установившемся движении бытовой расход в основном напорном пласте целиком обеспечивается перетоком из соседнего пласта через слабопроницаемый слой.

Для естественного потока подземных вод вблизи совершенной дрены (реки) с постоянным уровнем в ней $H_р$ сохраняются приведенные формулы, причем вместо H_1 следует принимать $H_р$.

Для несовершенной дрены расход потока приближенно вычисляется по выражению (см. главу VII):

$$q = \frac{km(H_2 - H_р)}{L + \Delta L}, \qquad (X.24)$$

которое используется далее при определении $x_ф$ и $t_ф$.

Фильтрационный поток к одиночному водозабору

При работе одиночного водозабора (или системы скважин, приводимой к одиночному водозабору) интенсивность продвижения к нему загрязнений из неактивных источников зависит от параметров пласта

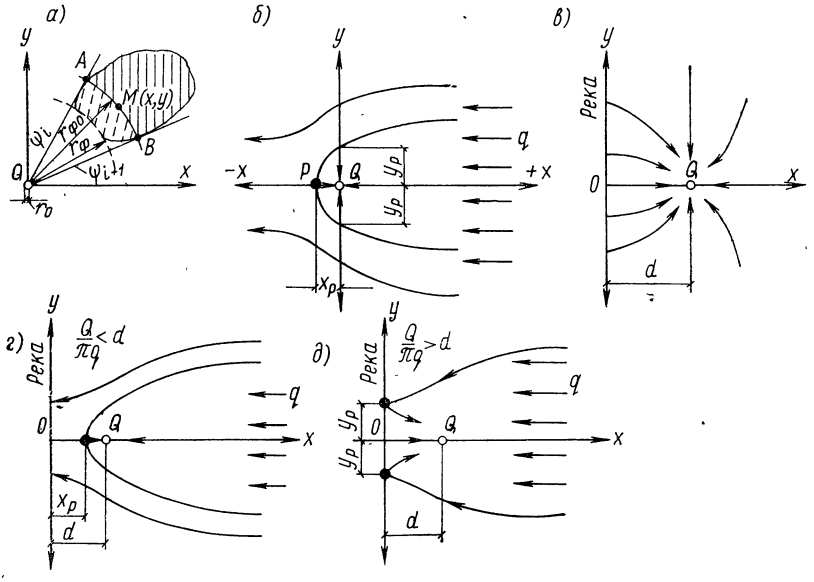


Рис. X.3. Схема к расчету характеристик фильтрационного потока при работе одиночного водозабора

а и *б* — в удалении от реки без бытового потока и с бытовым потоком; *в* — вблизи реки без бытового потока; *г* и *д* — вблизи реки с бытовым потоком при $\frac{Q}{\pi q} < d$ и $\frac{Q}{\pi q} > d$

(k, m, n), величины отбора воды Q, скорости и направления бытового потока q, а также от расположения водозабора относительно границ пласта.

При работе водозабора в удалении от реки и при условии $q = 0$ (рис. X.3, *а*) напор определяют по выражениям (IV.1) и (IV.4). Потенциал скорости для рассматриваемого случая будет равен:

$$\varphi = -\frac{Q}{2\pi m} \ln \frac{R}{r}, \qquad (X.25)$$

где R — дальность действия скважины;

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}\,.$$

Составляющие скорости фильтрации по осям координат x и y:

$$\left.\begin{aligned} v_x &= \frac{Q}{2\pi m}\,\frac{x}{r^2}; \\ v_y &= \frac{Q}{2\pi m}\,\frac{y}{r^2}\,. \end{aligned}\right\} \qquad (X.26)$$

Выражение для функции тока ψ соответственно формуле (X.5) будет иметь вид:

$$\psi = \frac{Q}{2\pi m}\,\mathrm{arctg}\,\frac{y}{x}\,. \qquad (X.27)$$

Если очаг загрязнения находится между линиями тока ψ_i и ψ_{i+1}, проходящими через точки A и $Б$ (см. рис. X.3, $а$), расход загрязненных вод, идущих к водозабору, составит:

$$Q_з = (\psi_{i+1} - \psi_i)\,m = \frac{Q}{2\pi}\left(\mathrm{arctg}\,\frac{y_{i+1}}{x_{i+1}} - \mathrm{arctg}\,\frac{y_i}{x_i}\right). \qquad (X.28)$$

Результирующая концентрация компонента в водозаборе $C_в$ после смешения загрязненных вод с концентрацией $C_з$ и природных незагрязненных вод с концентрацией $C_е$ составит:

$$C_в = C_е + \frac{C_з - C_е}{2\pi}\left(\mathrm{arctg}\,\frac{y_{i+1}}{x_{i+1}} - \mathrm{arctg}\,\frac{y_i}{x_i}\right). \qquad (X.29)$$

Время продвижения фронта загрязнений к водозабору от любой точки M с координатами x, y в соответствии с формулой (X.10) определяется по зависимостям:

$$t_ф = \frac{A\pi nm}{Q}\left(r_{ф0}^2 - r_ф^2\right); \quad r_ф = \sqrt{r_{ф0}^2 - \frac{Qt_ф}{A\pi nm}}\,, \qquad (X.30)$$

где $r_{ф0}$ — начальное положение фронта (при $t_ф = 0$); $r_ф$ — текущее его положение.

Время поступления загрязнений к водозабору определяется при $r_ф = r_0$ (r_0 — радиус водозабора).

Эти формулы характеризуют концентрическую форму фронта продвижения загрязнений, каждая точка на котором находится от водозабора на одинаковом расстоянии $r_ф$.

Если область некондиционных (соленых, загрязненных) вод ограничивается в плане прямолинейным контуром $а - а$, находящимся от водозабора на расстоянии $r_а$ (рис. X.4), время поступления этих вод к водозабору и концентрацию загрязнений в подземных водах, извлекаемых водозабором, можно определить по формулам [16]:

положение фронта фильтрации

$$r_ф = \sqrt{\frac{r_а^2}{\cos^2\theta} - \frac{Qt_ф}{A\pi nm}}; \qquad (X.31)$$

время поступления загрязненных вод к водозабору при $r_ф = r_0 \ll r_а$:

$$t_ф \approx \frac{A\pi nmr_а^2}{Q\cos^2\theta}; \qquad (X.32)$$

Таблица X.1

Формулы для построения гидродинамической сетки при фильтрации к водозабору

Схема фильтрации	φ, v_x, v_y	ψ	Координаты характерных точек на нейтральной линии тока	Время движения загрязнений по главной линии тока ($y = 0$)
1. Водозабор в удалении от реки с бытовым потоком (рис. X.3, *б*)	$\varphi = -\frac{Q}{2\pi m}\ln\frac{R}{r} + \frac{q}{m}x$ $v_x = -\left(\frac{Qx}{2\pi m r^2} + \frac{q}{m}\right)$ $v_y = -\frac{Qy}{2\pi m r^2}$ $R = \text{const};\ r = \sqrt{x^2+y^2}$	$\psi = \begin{cases} \frac{Q}{2\pi m}\operatorname{arctg}\frac{y}{x} + \frac{q}{m}y \text{ (при } x>0) \\ \frac{Q}{2\pi m}\left(\pi - \operatorname{arctg}\frac{y}{x}\right) + \frac{q}{m}y \\ \text{(при } x<0) \end{cases}$	$x_p = -\frac{Q}{2\pi q}$ $y_p\underset{x=0}{} = \pm\frac{Q}{4q}$ $y_p\underset{x=\infty}{} = \pm\frac{Q}{2q}$	$t_\Phi = \frac{Amn}{q}\left(x_{\Phi 0} - x_\Phi - x_p\ln\left\lvert\frac{x_\Phi - x_p}{x_{\Phi 0} - x_p}\right\rvert\right)$
2. Водозабор вблизи реки без бытового потока (рис. X.3, *в*)	$\varphi = -\frac{Q}{2\pi m}\ln\frac{\rho}{r}$ $v_x = -\frac{Q}{2\pi m}\left(\frac{d+x}{\rho^2} + \frac{d-x}{r^2}\right)$ $v_y = -\frac{Q}{2\pi m}\left(\frac{y}{\rho^2} - \frac{y}{r^2}\right)$ $\rho = \sqrt{(d+x)^2+y^2};\ r = \sqrt{(d-x)^2+y^2}$	$\psi = \begin{cases} -\frac{Q}{\pi m}\left(\operatorname{arctg}\frac{y}{d+x} + \right. \\ \left. + \operatorname{arctg}\frac{y}{d-x}\right) \text{ (при } x<d) \\ -\frac{Q}{\pi m}\left(\pi + \operatorname{arctg}\frac{y}{d+x} - \right. \\ \left. - \operatorname{arctg}\frac{y}{\lvert d-x\rvert}\right) \text{ (при } x>d) \end{cases}$	—	$t_\Phi = \frac{A\pi mn}{3Qd}\left[x_{\Phi 0}^3 - x_\Phi^3 + 3d^2\left(x_\Phi - x_{\Phi 0}\right)\right]$
3. Водозабор вблизи реки с бытовым потоком при $\frac{Q}{\pi q} < d$ (рис. X.3, *г*)	$\varphi = -\frac{Q}{2\pi m}\ln\frac{\rho}{r} + \frac{q}{m}x$ $v_x = -\frac{Q}{2\pi m}\left(\frac{d+x}{\rho^2} + \frac{d-x}{r^2}\right) - \frac{q}{m}$ $v_y = -\frac{Q}{2\pi m}\left(\frac{y}{\rho^2} - \frac{y}{r^2}\right)$ $\rho = \sqrt{(d+x)^2+y^2};\ r = \sqrt{(d-x)^2+y^2}$	$\psi = \begin{cases} -\frac{Q}{\pi m}\left(\operatorname{arctg}\frac{y}{d+x} + \operatorname{arctg}\frac{y}{d-x}\right) + \\ + \frac{q}{m}y \text{ (при } x<d) \\ -\frac{Q}{\pi m}\left(\pi + \operatorname{arctg}\frac{y}{d+x} - \right. \\ \left. - \operatorname{arctg}\frac{y}{\lvert d-x\rvert}\right) + \frac{q}{m}y \text{ (при } x>d) \end{cases}$	$x_p = \sqrt{d\left(d - \frac{Q}{\pi q}\right)}$	$t_\Phi = \frac{Amn}{q}\left[x_{\Phi 0} - x_\Phi + \frac{d^2 - x_p^2}{2x_p}\ln\left\lvert\frac{(x_{\Phi 0}+x_p)}{(x_{\Phi 0}-x_p)}\times\frac{(x_\Phi - x_p)}{(x_\Phi + x_p)}\right\rvert\right]$ (при $x_{\Phi 0} > x_p$)
4. То же, при $\frac{Q}{\pi q} > d$ (рис. X.3, *д*)			$y_p = \sqrt{d\left(\frac{Q}{\pi q} - d\right)}$	$t_\Phi = \frac{Amn}{q}\left[x_{\Phi 0} - x_\Phi + \frac{d^2 + y_p^2}{y_p}\left(\operatorname{arctg}\frac{x_\Phi}{y_p} - \operatorname{arctg}\frac{x_{\Phi 0}}{y_p}\right)\right]$

доля загрязненных вод в общем дебите водозабора

$$\frac{Q_з}{Q_в} = \frac{\theta}{\pi}, \qquad (X.33)$$

где $\theta = \sqrt{\frac{A\pi nmr_a^2}{Qt_ф}}$; (X.33а)

концентрация загрязнений в водозаборе

$$C_в = C_е + \frac{C_з - C_е}{\pi} \arccos \sqrt{\frac{A\pi nmr_a^2}{Qt_ф}}. \qquad (X.34)$$

Аналогичным образом могут быть получены аналитические выражения для функций φ и ψ, а также для времени движения загрязнений $t_ф$ к водозабору при других условиях — в потоке подземных вод, вблизи реки и т. п.

Сводка расчетных формул для одиночного водозабора (см. рис. X.3, *б, в, г, д*) приведена в табл. X.1.

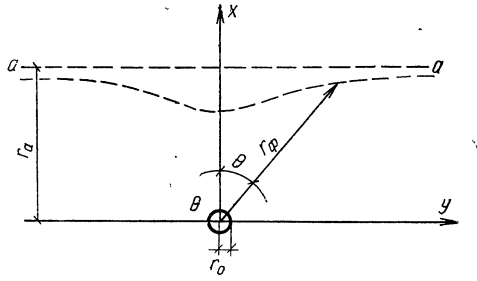


Рис. X.4. Схема для расчета движения к водозабору некондиционных вод от прямолинейного контура

Как видно из приведенных в табл. X.1 формул, при наличии бытового потока, накладывающегося на фильтрационное поле, создаваемое самим водозабором, область питания последнего оказывается ограниченной. Граница этой области очерчивается так называемой нейтральной линией тока. В таблице приведены формулы, по которым можно найти координаты некоторых характерных точек $x_р$ и $y_р$ на нейтральной линии; они могут быть построены по формулам для функции тока ψ на нейтральной линии $\psi = Q/2$.

Формулы для определения времени движения фронта фильтрации (фронта загрязнений) $t_ф$ и его положения $x_ф$ даны только для главной линии тока $\psi = 0$ (при $y = 0$); это дает минимальное время и соответственно завышенную скорость поступления загрязнений к водозабору.

В формулах через $x_{ф0}$ обозначено начальное положение фронта, $x_ф$ — текущее. Если требуется рассчитать время достижения фронтом водозабора $t_ф$, то, например, в схеме *1* (для водозабора в удалении от реки с бытовым потоком) нужно принимать $x_ф = 0$. При этом следует иметь в виду, что во всех случаях $x_ф > x_р$, т. е. фильтрация загрязнений к водозабору возможна только в зоне, ограничиваемой нейтральной линией тока, координата которой на оси x равна: $x_р = \frac{Q}{2\pi q}$.

В схемах *2—4* для берегового водозабора время поступления загрязнений в водозабор из реки определяется при $x_ф = d$. При отсутствии бытового потока, например при $x_ф = d$, а $x_{ф0} = 0$ (на линии реки), получим

$$t_{\Phi} = \frac{2}{3} \frac{A\pi nmd^2}{Q}, \qquad (X.35)$$

т. е. на $^1/_3$ меньше, чем при расположении водозабора в удалении от реки [ср. с формулой (X.30)].

Фильтрационный поток из источника загрязнения

Положение фронта фильтрации и время движения загрязнений от активного в гидродинамическом отношении источника (например, из хранилища промышленных стоков) приближенно могут быть определены по формулам (X.25)—(X.30) и табл. X.1. Однако структуры фильтрационного течения из хранилища и к водозабору существенно различны.

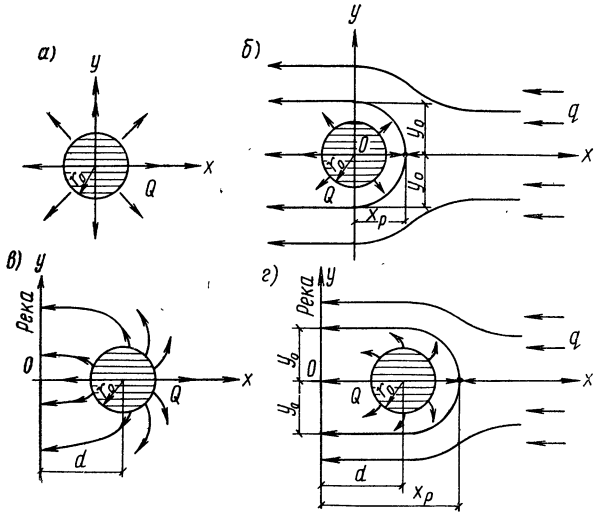


Рис. X.5. Схема к расчету фильтрации из промышленных бассейнов

а и *б* — в удалении от реки без бытового потока и с бытовым потоком; *в* и *г* — вблизи реки без бытового потока и с бытовым потоком

При фильтрации из хранилища (рис. X.5) в случае отсутствия бытового потока подземных вод сточные воды могут распространяться во всех направлениях (рис. X.5, *а*). Если же имеется бытовой поток, течение из хранилища становится асимметричным: размеры его увеличиваются вниз по потоку, а вверх по потоку область распространения загрязнений ограничена (рис. X.5, *б*). Координата точки пересечения нейтральной линии тока с осью x определяется по формуле

$$x_p = \sqrt{d + \left(d + \frac{Q}{\pi q}\right)}. \qquad (X.36)$$

Источники загрязнения, располагающиеся вблизи рек, в зависимости от наличия или отсутствия бытового потока подземных вод образуют фильтрационные течения, показанные на рис. X.5, *в, г*.

При отсутствии бытового потока все стоки, фильтрующиеся из источника, должны в конечном счете поступить в реку. Во времени этот процесс описывается следующей зависимостью:

$$Q_p = Q \operatorname{erfc} \frac{d}{2\sqrt{at}}, \qquad (X.37)$$

где Q_p — расход загрязненных стоков, поступающих в реку; Q — расход из источника

(бассейна, хранилища); a — коэффициент пьезопроводности; t — время; d — расстояние от центра источника до реки.

При наличии бытового потока, направленного к реке, расход из источника при длительной фильтрации также целиком перехватывается рекой, но в отличие от предыдущего случая это происходит на ограниченном отрезке реки; координаты y_0—y_0 на линии реки ($x=0$, см. рис. X.5, *г*) этого участка могут быть найдены из соотношения:

$$\frac{y_0}{\operatorname{arcctg}\dfrac{d}{y_0}} = \frac{Q}{q}. \qquad (X.38)$$

Расход фильтрующихся из источника стоков в любом сечении определяется в данном случае по формуле (X.6) и соответствующим выражениям для функции тока, приведенным в табл. X.1.

Следует также отметить, что при расчетах фильтрации из хранилищ и бассейнов важно учитывать их несовершенство, обусловленное неполнотой вскрытия водоносного пласта и наличием экранирующего слабофильтрующего осадка в дне бассейна, образующегося в результате отложения шламов и кольматации грунтов.

Приближенно несовершенство бассейнов круговой формы может быть отражено введением некоторого приведенного радиуса $r_{\text{опр}}$, определяемого по формуле:

$$r_{\text{опр}} = r_0 \exp\left(-\frac{1}{\lambda r_0}\right), \qquad (X.39)$$

где r_0 — действительный радиус бассейна (круглого или схематически представленного в виде круга), причем в этом случае $r_0 = \sqrt{F/\pi}$ (F — площадь бассейна); λ — параметр несовершенства (см. п. 3 гл. VII).

Методика расчета фильтрации из бассейнов и хранилищ освещена в работах [35, 37, 135].

4. ЧИСЛЕННЫЕ И ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФРОНТА ФИЛЬТРАЦИИ И ОБЛАСТИ ПИТАНИЯ ВОДОЗАБОРОВ

Как уже отмечалось, аналитические методы определения фронта фильтрации загрязнений применимы для простых, в значительной мере идеализированных фильтрационных потоков.

Для более сложных фильтрационных течений расчеты можно производить численно по методу, основанному на кусочно-разностном разделении всего прогнозируемого периода фильтрации.

При разделении расчетного периода времени t на k отрезков Δt_j ($j=1, 2, \ldots, k$), в течение которых определяют соответствующие отрезки пути ΔL_j продвижения фронта фильтрации или, наоборот, по заданным ΔL_j находят Δt_j, основная зависимость представляется в виде:

$$\Delta L_i = \Delta t_i \sum_{i=1}^{n} v_{ij}^*, \quad \Delta t_i = \frac{\Delta L_i}{\sum\limits_{i=1}^{n} v_{ij}^*}, \qquad (X.40)$$

где v_{ij}^* — действительная скорость фильтрации на отрезке пути ΔL_j, принимаемая постоянной или средней от начала до конца отрезка времени Δt_j и обусловленная действием i-го объекта фильтрации (хранилища, водозабора и т. д.); $i=1, 2, \ldots, n$; n — количество объектов.

Полный путь продвижения границы раздела $L_ф$ и общее время ее продвижения $t_ф$ находят путем суммирования:

$$L_ф = \sum_{i=1}^{k} \Delta L_j; \quad t_ф = \sum_{j=1}^{k} \Delta t_j, \tag{X.41}$$

где k — принятое при расчетах число интервалов пути и времени.

По формулам (X.41) можно производить расчеты для условий стационарного и нестационарного потоков, причем в обоих случаях должны быть известны аналитические выражения для скоростей фильтрации,

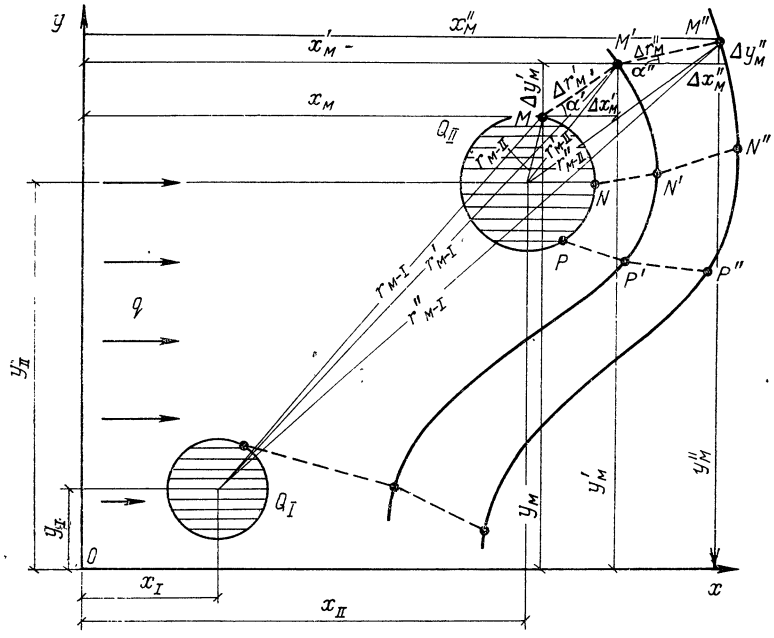


Рис. X.6. Схема продвижения загрязнений при фильтрации из двух бассейнов с расходами Q_I и Q_{II}

обусловленных действием каждого объекта. В частности, для этого можно использовать аналитические решения, приведенные в п.3.

Расчет продвижения границы раздела между загрязненными и чистыми водами численным методом производится либо в пределах всей области фильтрации, либо по отдельным выбранным направлениям. Как уже указывалось [см. формулы (X.9) — (X.10)], для расчета времени допускается использовать проекции скоростей по осям координат.

Рассмотрим схему течения из двух источников загрязнения в виде бассейнов *I* и *II* круговой формы в одномерном бытовом потоке подземных вод.

Расходы источников Q_I и Q_{II}, бытового потока q (рис. X.6); координаты бассейнов (x_I, y_I) и (x_{II}, y_{II}).

Расчет времени продвижения фронта загрязнения $t_ф$ будем вести от точек *M, N, P* и т. д. Проекции скоростей фильтрации от действия бассейнов *I* и *II* на ось x, например в точке M (x_M, y_M), при квазистационарном режиме фильтрации выразятся следующим образом:

от бассейна I

$$v^*_{xM\,\mathrm{I}} = \frac{Q_{\mathrm{I}}}{2\pi mn} \cdot \frac{x_M - x_{\mathrm{I}}}{r^2_{M-\mathrm{I}}}; \qquad (\mathrm{X}.42)$$

от бассейна II

$$v^*_{xM\,\mathrm{II}} = \frac{Q_{\mathrm{II}}}{2\pi mn} \cdot \frac{x_M - x_{\mathrm{II}}}{r^2_{M-\mathrm{II}}}, \qquad (\mathrm{X}.43)$$

где $r_{M-\mathrm{I}}$ и $r_{M-\mathrm{II}}$ — расстояния от центров бассейнов I и II до точки M.

Скорость бытового потока в точке M и других точках будем считать постоянной и направленной вдоль оси x:

$$v^*_{xM\,\mathrm{б}} = \frac{q}{mn}, \qquad (\mathrm{X}.44)$$

где q — бытовой расход; m — средняя мощность пласта.

Проекция суммарной скорости движения частиц жидкости в точке M на ось x будет равна сумме указанных проекций частных скоростей:

$$v^*_{xM} = v^*_{xM\,\mathrm{I}} + v^*_{xM\,\mathrm{II}} + v^*_{xM\,\mathrm{б}}. \qquad (\mathrm{X}.45)$$

Задаваясь величиной первого расчетного интервала времени $\Delta t'$, вычислим $\Delta x'_M$ — проекцию пути, по которому продвинется точка M за время $\Delta t'$. По формуле (X.40) получим:

$$\Delta x'_M = \Delta t' v^*_{xM} = \Delta t' \frac{1}{2\pi mn}\left[\frac{Q_{\mathrm{I}}(x_M - x_{\mathrm{I}})}{(r'_{M-\mathrm{I}})^2} + \frac{Q_{\mathrm{II}}(x_M - x_{\mathrm{II}})}{(r'_{M-\mathrm{II}})^2} + 2\pi q\right]. \qquad (\mathrm{X}.46)$$

Так же выполняются расчеты для определения $\Delta y'_M$:

от бассейна I

$$v^*_{yM\,\mathrm{I}} = \frac{Q_{\mathrm{I}}}{2\pi mn} \cdot \frac{y_M - y_{\mathrm{I}}}{(r'_{M-\mathrm{I}})^2}; \qquad (\mathrm{X}.47)$$

от бассейна II

$$v^*_{yM\,\mathrm{II}} = \frac{Q_{\mathrm{II}}}{2\pi mn} \cdot \frac{y_M - y_{\mathrm{II}}}{(r'_{M-\mathrm{II}})^2}; \qquad (\mathrm{X}.47\mathrm{a})$$

от бытового потока $v^*_{yM\,\mathrm{б}} = 0$.

Проекция полной скорости на ось y:

$$v^*_{yM} = v^*_{yM\,\mathrm{I}} + v^*_{yM\,\mathrm{II}}. \qquad (\mathrm{X}.48)$$

Таким образом:

$$\Delta y' = \Delta t' \frac{1}{2\pi mn}\left[\frac{Q_{\mathrm{I}}(y_M - y_{\mathrm{I}})}{(r'_{M-\mathrm{I}})^2} + \frac{Q_{\mathrm{II}}(y_M - y_{\mathrm{II}})}{(r'_{M-\mathrm{II}})^2}\right]. \qquad (\mathrm{X}.49)$$

Новое положение точки M' определяем исходя из (X.46) и (X.49):

$$\Delta r'_M = \sqrt{(\Delta x'_M)^2 + (\Delta y'_M)^2}. \qquad (\mathrm{X}.50)$$

Направление отрезка $\Delta r'_M$ находим по зависимости:

$$\alpha' = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y'_M}{\Delta x'_M}, \qquad (\mathrm{X}.51)$$

где α' — угол между $\Delta r'_M$ и положительным направлением оси x.

Для следующего расчетного отрезка времени $\Delta t''$ аналогично получаем:

$$\Delta x''_M = \Delta t'' \frac{1}{2\pi mn}\left[\frac{Q_{\text{I}}\left(x'_M - x_{\text{I}}\right)}{\left(r''_{M-\text{I}}\right)^2} + \frac{Q_{\text{II}}\left(x'_M - x_{\text{II}}\right)}{\left(r''_{M-\text{II}}\right)^2} + 2\pi q\right]; \qquad \text{(X.52)}$$

$$\Delta y''_M = \Delta t'' \frac{1}{2\pi mn}\left[\frac{Q_{\text{I}}\left(y'_M - y_{\text{I}}\right)}{\left(r''_{M-\text{I}}\right)^2} + \frac{Q_{\text{II}}\left(y'_M - y_{\text{II}}\right)}{\left(r''_{M-\text{II}}\right)^2}\right]; \qquad \text{(X.53)}$$

$$\Delta r''_M = \sqrt{\left(\Delta x''_M\right)^2 + \left(\Delta y''_M\right)^2}; \qquad \text{(X.54)}$$

$$\alpha'' = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y''_M}{\Delta x''_M}. \qquad \text{(X.55)}$$

Таким образом определяют положение точки M для всех последующих интервалов времени. Аналогичные расчеты выполняются для точек N, P и т. д., характеризующих начальное положение контура загрязнения от бассейна *II*. Такие же расчеты должны быть проведены для прослеживания движения фронта загрязнения от бассейна *I*.

Соединив все точки на соответствующие интервалы времени, получим положение фронта загрязнения (см. рис. X.6). Вместо расчетов по формулам (X.54) и (X.55) можно использовать графическое построение по правилу сложения векторов.

Следует отметить, что при данном методе численного определения движения фронта загрязнений скорость фильтрации принимается постоянной на каждом отрезке Δx, Δy, Δz, что обусловливает определенную степень приближенности. Для уменьшения ошибок рекомендуется первые интервалы времени и соответственно отрезки пути брать по возможности малыми. Особенно это важно учитывать при оценке фильтрации из круговых бассейнов, т. е. при радиальной фильтрации, когда вблизи бассейнов градиенты и скорости фильтрации изменяются весьма существенно.

Для получения полной картины распространения загрязнений во всех направлениях от источника расчеты производят с использованием гидродинамической сетки фильтрации, характеризующей движение подземных вод с учетом действия источников загрязнения, водозаборов, дрен и т. д. Время продвижения загрязнений и положение фронта фильтрации определяют по полосам тока от контура действующего источника или ранее образовавшегося очага загрязнения подземных вод.

Способ построения гидродинамической сетки выбирают в зависимости от сложности гидродинамических условий, формы, количества и интенсивности источников загрязнения и расхода водозаборов.

В относительно простых условиях сетки могут быть построены по аналитическим решениям, более сложные условия требуют применения моделирования. Построение гидродинамической сетки по аналитическим решениям производится по соответствующим зависимостям для потенциала скорости фильтрации φ и функции тока ψ. В сложных течениях используется метод суперпозиции, что дает возможность получить суммарные значения указанных функций:

$$\left.\begin{aligned} \varphi_{\text{сум}} &= \sum_{i=1}^{n} \varphi_i + C; \\ \psi_{\text{сум}} &= \sum_{i=1}^{n} \psi_i + C', \end{aligned}\right\} \qquad \text{(X.56)}$$

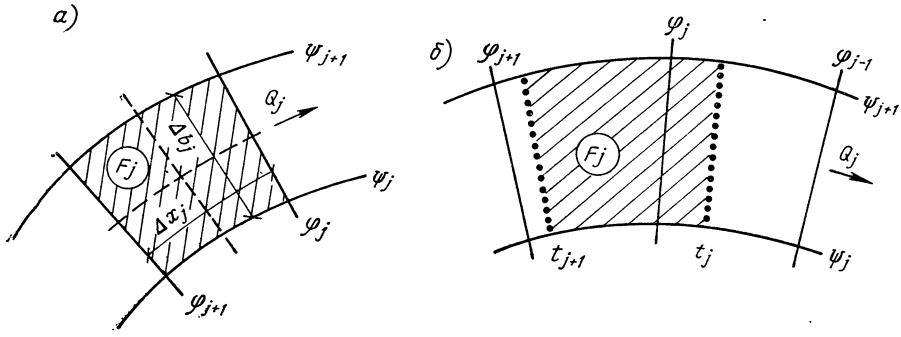


Рис. X.7. Фрагменты гидродинамической сетки

где φ_i, ψ_i — соответственно потенциал и функция тока частных течений, обусловленных действием i-го объекта (хранилища, водозабора и т. д.); $i=1, 2, ..., n$; n — количество объектов; C и C' — произвольные постоянные, определяемые по граничным условиям.

Широкое применение может получить также графоаналитический метод построения сеток с использованием карт гидроизопьез (в безнапорных условиях — гидроизогипс) естественного потока подземных вод.

При определении с помощью гидродинамических сеток времени распространения загрязнений $t_ф$ и положения фронта фильтрации $L_ф$ используют основные соотношения (X.40) и (X.41), причем скорость филь-

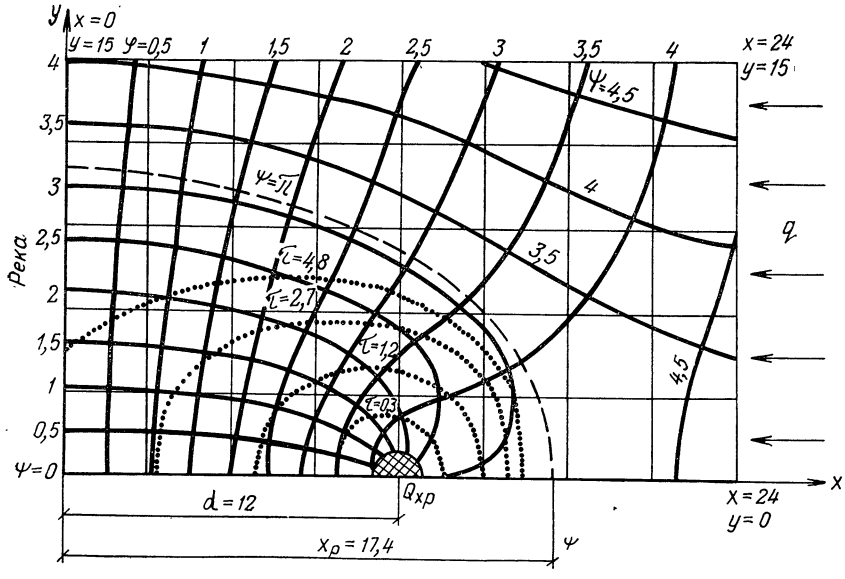


Рис. X.8. Гидродинамическая сетка и изолинии времени продвижения загрязнений из хранилища промышленных стоков в бытовом потоке подземных вод вблизи реки (построена по аналитическим расчетам)

трации v^* вычисляют для каждой ячейки сетки (на отрезке ленты тока между соседними изолиниями потенциалов) по формуле (рис. X.7):

$$v_j^* = \frac{1}{n}\frac{\Delta\varphi_j}{\Delta L_j}. \qquad (X.57)$$

Поскольку определяемая по формуле (X.57) скорость фильтрации представляет собой суммарную скорость сложного потока (т. е. $v_j^* = \sum_{i=1}^{a} v_{ij}^*$),

$$\Delta L_j = \sqrt{\frac{\Delta t_j \Delta\varphi_j}{n}}; \quad \Delta t_j = \frac{n(\Delta L_j)^2}{\Delta\varphi_i}. \qquad (X.58)$$

Полный путь L_Φ и время фильтрации загрязнений t_Φ находят суммированием по формулам (X.41).

Выражения (X.58) можно представить в несколько ином виде, более удобном для графоаналитического построения границы раздела между загрязненными стоками и природными подземными водами на определенные моменты времени. Учитывая, что фильтрационный расход в каждой полосе (см. рис. X.7)

$$Q_j = \psi_{j+1} - \psi_j = \frac{\Delta\varphi_j}{\Delta L_j}\Delta b_j$$

и площадь каждой ячейки

$$F_j = \Delta L_j \Delta b_j,$$

вместо (X.58) получим

$$\Delta t_j = \frac{nF_j}{Q_j}. \qquad (X.59)$$

В стационарных условиях расход в пределах полосы тока не изменяется (Q_j=const), поэтому

$$\Delta t_j = \alpha F_j; \quad F_j = \frac{1}{\alpha}\Delta t_j \quad \left(\alpha = \frac{n}{Q_j}\right), \qquad (X.60)$$

т. е. положение фронта фильтрации на определенные (заданные) отрезки времени Δt_j можно находить путем вычисления соответствующей площади F_j в пределах рассматриваемой полосы тока. При этом площадь F_j может охватывать не одну ячейку, а больше или меньше, в зависимости от принятого расчетного интервала времени Δt_j.

На рис. X.8 представлена сетка фильтрации из хранилища с расходом $Q_{хр}$ вблизи реки, на линии которой поддерживается постоянный напор. Принято, что фильтрация из хранилища происходит в однородный водоносный пласт с естественным потоком q.

При построении сетки использованы расчетные формулы для φ и ψ в безразмерном виде:

$$\varphi = \frac{2\pi\varphi_д}{Q_{хр}}; \quad \psi = \frac{2\pi\psi_д}{Q_{хр}}; \quad Q_{хр} = \frac{Q_{хр.д}}{m};$$

$$x = \frac{x_д}{r_0}; \quad y = \frac{y_д}{r_0};$$

$$d = \frac{d_д}{r_0}; \quad \tau = \frac{qF}{2Q_i},$$

где индексом «д» обозначены действительные (размерные) величины соответствующих функций, причем принято: q=0,15, r_0=1 и d=12 (см. рис. X.8); r_0 — радиус хранилища, m — мощность водоносного пласта.

Линии фронта фильтрации на сетке проведены по результатам расчетов по формулам (X.60). В принятых безразмерных соотношениях эти формулы имеют вид:

$$\Delta t_j = \frac{qF_j}{2Q_j}, \qquad \text{(X.61)}$$

где $q = \frac{2\pi q_д r_0}{Q_{хр}}$; $F_j = \frac{F_{jд}}{\pi r_0^2}$; $Q_j = \frac{Q_{jд}}{Q_{хр}}$.

Фронт фильтрации показан на моменты τ=0,3; 1,2; 2,7; 4,8.

Глава XI

СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Проектирование водозаборных сооружений при использовании в качестве источника водоснабжения подземных вод должно сопровождаться технико-экономическими расчетами и обоснованием намечаемого к строительству водозабора по технико-экономическим показателям. Такие расчеты выполняются на разных этапах проектирования.

1. Выбор источника. В результате технико-экономического сопоставления на данном этапе устанавливаются целесообразность использования подземных вод и их преимущества в технико-экономическом отношении перед открытыми водными источниками (реками, водохранилищами и т. д.).

Кроме собственно количественных показателей, которыми определяется возможность удовлетворения потребности в воде (расход и другие гидрологические параметры для открытых источников и возможный дебит водозабора подземнных вод), важнейшим фактором в данном случае является качество воды. При устройстве водозаборов из открытых источников, как правило, предусматривают дорогостоящие очистные сооружения, которые включают обеззараживающие устройства для ликвидации бактериального загрязнения воды, сооружения для механической очистки и осветления воды, а во многих случаях также сооружения для очистки воды от химических загрязнений.

Подземные воды обычно обладают лучшим и более устойчивым качеством. Тем не менее при значительном водопотреблении и особенно в сложных гидрогеологических условиях, когда для добычи подземных вод необходимы громоздкие дорогостоящие сооружения, а иногда и проведение специальных мероприятий по обеспечению их надежности (например, искусственное восполнение запасов подземных вод), выбор источника не может быть сделан без соответствующих технико-экономических расчетов и обоснования.

2. Технико-экономические расчеты при сравнительной оценке целесообразности использования подземных вод на разных участках одного водоносного горизонта или в разных горизонтах. Необходимость рассмотрения нескольких участков одного водоносного горизонта или разных горизонтов может возникнуть в связи с различными гидрогеологическими их параметрами. Например, участок с лучшими параметрами, более водообильный может оказаться более удаленным от потребителя. Определяющим фактором может также явиться наличие источников загрязнения подземных вод на тех или иных участках и необходимость проведения в связи с этим специальных мероприятий по защите подземных вод и водозаборов от загрязнения или мероприятий по очистке воды.

Хотя общие запасы подземных вод на рассматриваемых участках и в каждом горизонте достаточны, решение вопроса о размещении водозабора в этих случаях требует технико-экономического обоснования.

3. Выбор рационального варианта водозабора на принятом и установленном предыдущими проектными проработками участке. На данном этапе прежде всего решается вопрос о типе водозабора. Например, нередко гидрогеологические условия позволяют для добычи подземных

вод принимать вертикальные скважины или лучевые водозаборы либо только горизонтальные сооружения. Для выбора рационального типа водозабора нужны технико-экономические сопоставления. Применительно к выбранному типу рассматриваются различные схемы расположения отдельных водозаборов, расстояние между ними, режим откачки и т. д.

Следует отметить, что эти вопросы до последнего времени в большинстве случаев выпадали из поля зрения проектировщиков. Обычно тип и схема водозабора устанавливаются изыскателями исходя только из гидрогеологических соображений и в дальнейшем при проектировании не изменяются, т. е. не производится проверка предлагаемого изыскателями варианта в отношении преимуществ перед другими возможными вариантами по технико-экономическим условиям. Такая практика, разумеется, является неправильной. Выбор типа и схемы водозаборных сооружений на основе технико-экономического сопоставления вариантов следует считать одним из важнейших элементов проектирования.

В соответствии с «Инструкцией по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительство» (СН 423-71) сравнительная экономическая эффективность при сопоставлении вариантов тех или иных технических решений устанавливается по минимуму так называемых приведенных затрат.

Приведенные затраты представляют собой сумму текущих издержек (эксплуатационных расходов) и единовременных затрат (капитальных вложений), приведенных к годовой размерности в соответствии с установленным нормативным коэффициентом эффекитвности:

$$П_i = C_i + E_н K_i = \min, \qquad (XI.1)$$

где $П_i$ — приведенные затраты; C_i — текущие издержки или эксплуатационные расходы; K_i — единовременные затраты или капитальные вложения; $E_н$ — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений (величина, обратная сроку окупаемости капитальных затрат).

Указанные величины $П_i$, C_i, K_i относятся к i-му варианту ($i = 1, 2, ..., n$; n — общее число рассматриваемых вариантов), причем они могут рассчитываться как полная сумма капитальных вложений и годовых эксплуатационных расходов, так и в виде удельных показателей, отнесенных к 1 м^3 воды.

Разность приведенных затрат по двум вариантам характеризует годовой экономический эффект, получаемый в результате замены одного варианта другим:

$$Э = П_1 - П_2, \qquad (XI.2)$$

где $Э$ — годовой экономический эффект.

При исчислении приведенных затрат по удельным показателям годовой экономический эффект будет равен:

$$Э = (П_1 - П_2) A, \qquad (XI.3)$$

где A — годовой объем воды (при исчислении $П_1$ и $П_2$ в удельных показателях).

Когда по сравниваемым вариантам капитальные вложения производятся в разные сроки или текущие затраты со временем изменяются, сравнение вариантов следует выполнять с приведением затрат более поздних лет к некоторому выбранному базисному году по формуле

$$П_{пр} = П_t \frac{1}{(1 + E_{н.п})^t}, \qquad (XI.4)$$

где $П_{пр}$ — затраты, приведенные к базисному году; $П_t$ — затраты в t-м году; $E_{н.п}$ — норматив для приведения разновременных затрат, принимаемый равным 0,08; t — период времени приведения, годы.

Для выявления оптимального по технико-экономическим показателям варианта водозабора подземных вод требуется обязательно производить гидрогеологические расчеты, по которым устанавливаются следующие основные параметры водозаборов, определяющие размеры приведенных затрат: количество водозахватных сооружений (например, скважин, колодцев) n, расстояние между ними l, глубина h и диаметр d, понижения уровня S.

При проектировании водозаборов, как уже отмечалось (см. гл. III), обычно ставится задача получения определенного дебита $Q_{\text{п}}$ в течение периода T; обе эти величины задаются планируемым водопотреблением.

Но нередко приходится решать задачу о максимальном дебите $Q_{\text{макс}}$, который может быть получен за тот же период T в данных гидрогеологических условиях. Следовательно, в обоих случаях должна быть определена зависимость:

$$Q = f(n, l, h, d, S, T), \quad Q = Q_{\text{п}} \text{ или } Q = Q_{\text{макс}}. \tag{XI.5}$$

При этом понижение уровня не должно превышать допустимого

$$S \leqslant S_{\text{доп}}. \tag{XI.6}$$

Кроме того, общие размеры водозабора $F_{\text{в}}$ не должны превышать выделенной для него площади в пределах водоносного горизонта или всей площади последнего $F_{\text{гор}}$:

$$F_{\text{в}} \leqslant F_{\text{гор}}. \tag{XI.7}$$

Таким образом, выбор оптимального варианта водозабора заключается в отыскании минимума приведенных затрат по общей формуле (XI.1) при соблюдении соотношений (XI.5)—(XI.7). Поскольку дебит водозабора, как видно из соотношения (XI.5), оказывается зависящим от целого ряда параметров, определение оптимального варианта связано с необходимостью рассмотрения многочисленных вариантов. Строгое решение этой задачи возможно с применением электронно-вычислительных машин (ЭВМ). Такого рода задачи относятся к типу так называемых оптимизационных задач (или задач линейного и нелинейного программирования) в области производственного планирования. Однако далее будет показано, что при определенных упрощающих предпосылках решение указанной задачи существенно облегчается.

2. ПРИБЛИЖЕННАЯ МЕТОДИКА ВЫБОРА ОПТИМАЛЬНОГО ВАРИАНТА ВОДОЗАБОРА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ

Детальность технико-экономических расчетов зависит от стадии проектирования. При этом технико-экономические показатели определяют на основе сметно-финансовых расчетов, выполняемых при проектных проработках, а при схематическом представлении вариантов — по справочным данным с использованием инструктивно-нормативных материалов.

Приближенная методика технико-экономической оценки и сравнения вариантов водозаборных сооружений на подземных источниках при проектировании основывается на сокращении числа варьируемых показателей, от которых зависит функция приведенных затрат, или, как ее еще называют, функция цели.

Рассмотрим, из каких элементов складываются основные составляющие этой функции C и K [см. формулу (XI.1)].

Величина эксплуатационных расходов C определяется затратами на подъем воды из водозаборных сооружений на поверхность C_1, тран-

спортирование воды по трубопроводам до водопотребителя C_2 (здесь учитываются только «внеплощадочные» сооружения, не связанные с распределительной сетью непосредственно на территории размещения водопотребителя), амортизационные отчисления C_3, заработную плату производственного персонала с начислениями на социальное страхование C_4, текущий ремонт, материалы и прочие эксплуатационные расходы C_5. В сумме всеми перечисленными затратами оценивается себестоимость подземных вод, получаемых данным водозабором.

Стоимость подъема воды на поверхность C_1 зависит от дебита водозабора, высоты подъема воды и потерь напора при движении воды по трубам. Исходя из этого формула для определения C_1 может быть выражена следующим образом:

$$C_1 = 8760 \frac{\sigma}{T} \int_0^T N dt, \qquad \text{(XI.8)}$$

где

$$N = \frac{9{,}81Q(H+\Delta H)}{\eta}, \qquad \text{(XI.9)}$$

σ — стоимость 1 кВт-ч электроэнергии, руб.; N — требуемая мощность насосных агрегатов, кВт; T — расчетный период, годы; Q — расход водозабора, м³/с; $H = S + h_e$ — высота подъема воды (S — понижение уровня от статического; h_e — глубина расположения статического уровня от поверхности земли), м; η — коэффициент полезного действия насосного агрегата.

Величина ΔH представляет собой дополнительные потери напора на трение в эксплуатационной колонне труб. В соответствии с установленными в настоящее время положениями в трубной гидравлике[1] потери напора в трубах можно вычислять по общей формуле

$$\Delta H = \lambda (S + h_e) Q^2, \qquad \text{(XI.10)}$$

где λ — коэффициент сопротивления, зависящий от материала и диаметра труб и скорости движения воды (табл. XI.1).

Таблица XI.1

Расчетные значения коэффициента сопротивления λ для стальных водопроводных труб (изготовляемых по ГОСТ 8732—70 при толщине стенок 10 мм) при скорости $v \geqslant 1{,}2$ м/с

D, мм	λ	D, мм	λ	D, мм	λ	D, мм	λ
126	106,2	183	14,49	331	0,609	460	0,106
132	82,8	199	9,273	357	0,408	480	0,085
139	62,83	225	4,822	382	0,285	510	0,062
148	44,95	253	2,583	406	0,206	530	0,05
160	29,66	279	1,535	420	0,152	580	0,031
174	18,96	305	0,939	445	0,127	610	0,024

Примечание. Коэффициент сопротивления λ определен при Q, м³/с. При скоростях движения воды в трубах $v < 1{,}2$ м/с указанные значения λ принимают с поправочным коэффициентом λ_1:

v	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1
λ_1	1,41	1,28	1,2	1,15	1,11	1,093	1,06	1,04	1,03	1,02

При установившейся фильтрации подземных вод к водозабору величины Q, H и ΔH не зависят от времени и, следовательно, формула

[1] Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. М., Стройиздат, 1973.

(XI.8) для C_1 с учетом выражений (XI.9) и (XI.10) может быть представлена в виде:

$$C_1 = \frac{86000\sigma}{\eta} \sum_{i=1}^{n} Q_i \left(1 + \lambda_i Q_i^2\right) \left(S_i + h_{ei}\right). \qquad \text{(XI.11)}$$

Однако во многих случаях фильтрация в течение всего периода эксплуатации водозабора является неустановившейся. В этих условиях, принимая дебит Q постоянным (заданным в соответствии с проектируемым водопотреблением), вместо формулы (XI.11) получим:

$$C_1 = \frac{86000\sigma}{\eta} \sum_{i=1}^{n} Q_i \left(1 + \lambda_i Q_i^2\right) \left(\frac{1}{T} \int_0^T S_i \, dt + h_{ei}\right), \qquad \text{(XI.12)}$$

где n — число водозаборов.

Понижения уровня S в этих формулах определяют в зависимости от схемы водозабора для различных типов пластов по формулам, приведенным в главах IV—VII.

Стоимость транспортирования воды от водозабора до потребителя C_2 обусловливается в основном затратами на электроэнергию, необходимую для преодоления потерь напора в трубопроводах. Для расчета C_2 используют формулу

$$C_2 = \frac{86000\sigma}{\eta} \sum_{i=1}^{n} Q_i \sum_{j=1}^{k} \lambda_{ij} \, l_{ij} \, Q_{ij}^2, \qquad \text{(XI.13)}$$

где λ_{ij}, l_{ij} и Q_{ij} — соответственно коэффициент сопротивления, длина и расход воды на j-м участке трубопровода ($j=1, 2, ..., k$; k — общее число участков) на каждом i-м водозаборе.

Амортизационные отчисления C_3 производятся по установленным нормам к сумме капитальных затрат на строительство водозаборов K_1, их оборудование K_2 (строительство зданий насосных станций, стоимость насосов и т. д.) и на прокладку водоводов K_3. Коэффициенты амортизационных отчислений на указанные капитальные вложения η_1, η_2, η_3.

Таким образом, расходы, связанные с амортизационными отчислениями, выразятся следующим образом:

$$C_3 = \sum_{i=1}^{n} \left(\eta_1 K_{1i} + \eta_2 K_{2i} + \eta_3 K_{3i} L_i\right), \qquad \text{(XI.14)}$$

где величины K_1 и K_2 относятся к единичному водозабору (например, скважине); K_3 — средняя стоимость 1 м длины трубопровода; L — общая длина водоводов.

Расходы на заработную плату производственного персонала определяются в соответствии с ведомственным штатным расписанием и установленными тарифными ставками. Отчисления на социальное страхование в среднем принимаются в размере 8% годового фонда заработной платы.

Наконец, эксплуатационные расходы включают расходы на текущий ремонт, материалы и прочие нужды C_5.

Следует отметить, что затраты C_4 и C_5 составляют малую долю от общих эксплуатационных расходов (как правило, менее 10%). Основной удельный вес составляют затраты на подъем и, в редких случаях, на транспортирование воды.

Нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений принимается равным 0,12 (т. е. срок окупаемости примерно 8 лет).

На основании изложенного функцию приведенных затрат можно представить в виде:

$$П = \frac{86000\sigma}{\eta}\left\{\sum_{i=1}^{n} Q_i\left[\left(1+\lambda_i Q_i^2\right)\left(\frac{1}{T}\int_0^T S_i\,dt + h_{e\,i}\right) + \sum_{j=1}^{k}\lambda_{ij}\,l_{ij}\,Q_{ij}^2\right]\right\} +$$

$$+\sum_{i=1}^{k}\left[(0,12+\eta_1)\,K_{1i} + (0,12+\eta_2)\,K_{2i} + (0,12+\eta_3)\,LK_{3i}\right]. \qquad \text{(XI.15)}$$

Функция (XI.15) записана для более общего случая неустановившейся фильтрации. При установившемся движении вместо интеграла в первом члене будет S_i.

Символом L здесь также обозначена общая длина водоводов:

$$L = \sum_{j=1}^{k} l_j, \qquad \text{(XI.16)}$$

где k — число участков водоводов [см. формулу (XI.13)].

Для того чтобы определить оптимальный вариант, необходимо найти минимум функции (XI.15) в зависимости от входящих в нее переменных, т. е. варьируемых величин — числа водозаборов, расстояния между ними, диаметра и др.

Приближенное решение этой задачи, учитывая, что основную часть приведенных затрат составляет стоимость электроэнергии (поскольку водозаборы подземных вод рассчитываются на весьма длительный период времени), сводится к тому, что при минимизации функции (XI.15) оставляют только одну переменную величину — расстояние между водозаборами. При заданных расходах водозаборов и суммарном их дебите понижение уровня подземных вод и соответственно расход электроэнергии на подъем и транспортирование воды в значительной степени будут определяться расстоянием между водозаборами.

При таком подходе расчет ведется при фиксированных (задаваемых по инженерным соображениям) количестве водозаборов (как правило, скважин), их размерах, а также протяженности водоводов. Варьируя последовательно этими величинами, можно установить их влияние на результаты технико-экономической оценки водозабора.

Во всех случаях должны выдерживаться ранее указанные ограничения, т. е. расчетное понижение уровня должно быть меньше допустимого ($S \leqslant S_{доп}$) и общая площадь размещения водозаборов не должна выходить из границ используемого участка водоносного пласта или водоносного пласта в целом ($F_в \leqslant F_г$).

В качестве примера расчета по такой методике рассмотрим группу взаимодействующих скважин в однородном напорном водоносном горизонте. Понижение уровня при длительных периодах откачки определим по формуле (см. гл. IV)

$$S_i = \frac{1}{2\pi km}\sum_{\gamma=1}^{n} Q_\gamma \ln\frac{1{,}5\sqrt{at}}{r_{i\gamma}}, \qquad \text{(XI.17)}$$

где $r_{i\gamma}$ — расстояние между i-й и всеми остальными γ-ми скважинами ($\gamma=1, 2, ..., n$; n — общее число взаимодействующих скважин).

В результате интегрирования выражения (XI.17) по времени t от 0 до T получим:

$$\frac{1}{T}\int_0^T S_i\,dt = \frac{1}{2\pi km}\sum_{\gamma=1}^{n} Q_\gamma\left(\ln\frac{1{,}5\sqrt{aT}}{r_{i\gamma}} - 0{,}5\right). \qquad \text{(XI.18)}$$

Подставляя эту формулу в уравнение (XI.15), получим окончательное выражение для функции приведенных затрат $П$. Чтобы найти минимум функции $П$, нужно продифференцировать ее по варьируемому параметру, в качестве которого, как указывалось ранее, принимается расстояние между водозаборами, и приравнять нулю.

Можно ввести некоторый эталон расстояния между скважинами, например действительные расстояния между любыми двумя скважинами l_0, так, чтобы

$$r_{i\gamma} = p_{i\gamma}\cdot l_0;\quad l_{ij} = p_{ij}\,l_0;\quad l_{ei} = p_{ei}\,l_0, \qquad \text{(XI.19)}$$

где $p_{i\gamma}$, p_{ij} и p_{ei} — постоянные множители, значения которых зависят от принятой схемы водозабора, а также длины и расположения водоводов.

Тогда минимум функции приведенных затрат составит:

$$П = \min,\quad \text{если}\ \frac{dП}{dl_0} = 0,\quad \frac{d^2П}{dl_0^2} > 0. \qquad \text{(XI.20)}$$

Для рассмотренного выше группового водозабора из n скважин в соответствии с уравнениями (XI.15), (XI.18) и (XI.19) нахождение минимума по (XI.20) дает следующий результат:

$$l_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(A_0/2\pi km)\sum_{\gamma=1}^{n} Q_\gamma / p_{i\gamma}}{\sum_{i=1}^{n}\left[A_0 p_{ei} + Q_i\sum_{j=1}^{k} B_0\,p_{ij}\right] + \beta\,(0{,}12+\eta_3)\,K_3\sum_{j=1}^{k} p_{ij}}, \qquad \text{(XI.21)}$$

где $A_0 = Q_i\left(1+\lambda_i Q_i^2\right)$, $B_0 = \lambda_{ij} Q_{ij}^2$,

$$\beta = \frac{\eta}{86000\sigma}.$$

Для практических расчетов формула (XI.21) во многих случаях может быть существенно упрощена. Обычно водозаборные скважины имеют большие диаметры, а общая высота подъема в каждой из скважин невелика. В связи с этим часто можно пренебречь потерями напора на трение в эксплуатационной колонне труб, т. е. принять $\lambda_i Q_i^2 = 0$.

Во многих случаях можно не учитывать расходы на транспортирование воды по трубопроводам ввиду незначительного расстояния от системы эксплуатационных скважин до станции II подъема; в этом случае $B_0 = 0$.

Наконец, вполне допустимо считать, что глубина до статического уровня во всех скважинах одинакова, т. е. $h_{ei}=h_e=$ const и соответственно $p_{ei}=p^*=$const. С учетом этого получим:

$$l_0 \approx \frac{\sum\limits_{i=1}^{n}(Q_i/2\pi km)\sum\limits_{\gamma=1}^{n} Q_\gamma / p_{i\gamma}}{p^* Q_{\text{сум}} + \beta\,(0,12+\eta_3)\,K_3 \sum\limits_{j=1}^{k} p_{ij}}, \qquad \text{(XI.22)}$$

где $p_{i\gamma}$, p_{ij} и p^* — соотношения соответствующих линейных размеров: расстояния между скважинами, длин водоводов и глубин до статического уровня в скважинах к выбранному стандарту l_0.

Указанные соотношения устанавливают по принятой схеме водозабора.

Технико-экономические расчеты по приведенной методике для некоторых схем водозаборных скважин рассмотрены в работах [15, 40].

Значения функций — Ei(—z) и $W\left(z,\ r/B\right)$

z	—Ei(—z)	$W\left(r, \frac{r}{B}\right)$ при r/B					
		0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1
0,0005	7,024	4,853	3,504	2,229	1,555	1,131	0,842
6	6,842	4,851					
7	6,688	4,848					
8	6,554	4,843					
9	6,437	4,837					
0,001	6,331	4,829					
2	5,639	4,708	3,504				
3	5,235	4,562	3,497				
4	4,948	4,423	3,481				
5	4,726	4,296	3,457				
6	4,545	4,181	3,427				
7	4,392	4,077	3,395				
8	4,259	3,982	3,360	2,229			
9	4,142	3,895	3,324	2,227			
0,01	4,038	3,815	3,288	2,225	1,555		
2	3,355	3,244	2,952	2,181	1,553	1,131	
3	2,959	2,887	2,690	2,103	1,542	1,130	
4	2,681	2,629	2,482	2,016	1,521	1,127	
5	2,468	2,427	2,311	1,928	1,493	1,121	0,841
6	2,295	2,262	2,167	1,845	1,459	1,117	0,839
7	2,151	2,123	2,044	1,767	1,423	1,099	0,836
8	2,027	2,003	1,935	1,695	1,386	1,085	0,832
9	1,919	1,898	1,839	1,627	1,349	1,068	0,826
0,1	1,823	1,805	1,753	1,564	1,312	1,050	0,819
2	1,223	1,216	1,194	1,114	0,996	0,858	0,715
3	0,906	0,902	0,890	0,846	0,778	0,693	0,601
4	0,702	0,700	0,693	0,665	0,621	0,565	0,502
5	0,560	0,558	0,553	0,534	0,504	0,465	0,421
6	0,454	0,453	0,450	0,436	0,415	0,387	0,354
7	0,374	0,373	0,370	0,361	0,345	0,324	0,300
8	0,311	0,310	0,308	0,301	0,289	0,273	0,254
9	0,260	0,260	0,258	0,253	0,244	0,231	0,217
1,0	0,219	0,219	0,218	0,214	0,206	0,197	0,186
2	0,049	0,049	0,049	0,048	0,047	0,046	0,044
3	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,012	0,012
4	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
5	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001

Значения функций $\Phi(z)$, $\operatorname{erfc}(z)$, $\operatorname{ierfc}(z)$, $\operatorname{i^2erfc}(z)$, $I_0(z)$, $I_1(z)$, $K_0(z)$, $K_1(z)$

z	$\Phi(z)$	$\operatorname{erfc}(z)$	$\operatorname{ierfc}(z)$	$\operatorname{i^2erfc}(z)$	$I_0(z)$	$I_1(z)$	$K_0(z)$	$K_1(z)$
0,0	0,0000	1	0,5642	0,2500	1,0000	0,0000	∞	∞
0,01	0,0113	0,9887	0,5542	0,2444	1,0000	0,0050	4,7212	99,9739
0,02	0,0226	0,9774	0,5444	0,2438	1,0001	0,0100	4,0285	49,9547
0,03	0,0338	0,9662	0,5350	0,2335	1,0002	0,0150	3,6235	33,2715
0,04	0,0451	0,9549	0,5251	0,2282	1,0004	0,0200	3,3365	24,9233
0,05	0,0564	0,9436	0,5156	0,2230	1,0006	0,0250	3,1142	19,9097
0,06	0,0676	0,9324	0,5062	0,2179	1,0009	0,0300	2,9329	16,5637
0,07	0,0789	0,9211	0,4969	0,2129	1,0012	0,0350	2,7798	14,1710
0,08	0,0901	0,9099	0,4878	0,2080	1,0016	0,0400	2,6475	12,3742
0,09	0,1013	0,8987	0,4787	0,2031	1,0020	0,0450	2,5310	10,9749
0,10	0,1125	0,8875	0,4698	0,1984	1,0025	0,0501	2,4271	9,8538
0,11	0,1236	0,8764	0,4610	0,1937	1,0030	0,0551	2,3333	8,9353
0,12	0,1348	0,8652	0,4523	0,1892	1,0036	0,0601	2,2479	8,1688
0,13	0,1459	0,8541	0,4437	0,1847	1,0042	0,0651	2,1695	7,5192
0,14	0,1569	0,8431	0,4352	0,1803	1,0049	0,0702	2,0972	6,9615
0,15	0,1680	0,8320	0,4268	0,1760	1,0056	0,0752	2,0300	6,4775
0,16	0,1790	0,8210	0,4186	0,1718	1,0064	0,0803	1,9674	6,0553
0,17	0,1900	0,8100	0,4104	0,1676	1,0072	0,0853	1,9088	5,6784
0,18	0,2009	0,7991	0,4024	0,1635	1,0081	0,0904	1,8537	5,3447
0,19	0,2118	0,7882	0,3944	0,1596	1,0090	0,0954	1,8018	5,0456
0,20	0,2227	0,7773	0,3866	0,1557	1,0100	0,1005	1,7527	4,7760
0,21	0,2335	0,7665	0,3789	0,1518	1,0111	0,1056	1,7062	4,5317
0,22	0,2443	0,7557	0,3713	0,1481	1,0121	0,1107	1,6620	4,3092
0,23	0,2550	0,7450	0,3638	0,1444	1,0133	0,1158	1,6199	4,1058
0,24	0,2657	0,7343	0,3564	0,1408	1,0144	0,1209	1,5798	3,9191
0,25	0,2763	0,7237	0,3491	0 1373	1,0157	0,1300	1,5415	3,7470
0,26	0,2869	0,7131	0,3419	0,1338	1,0170	0,1311	1,5048	3,5880
0,27	0,2974	0,7026	0,3348	0,1304	1,0183	0,1362	1,4697	3,4405
0,28	0,3079	0,6921	0,3278	0,1271	1,0197	0,1414	1,4360	3,3033
0,29	0,3183	0,6817	0,3210	0,1239	1,0211	0,1465	1,4036	3,1775
0,30	0,3286	0,6714	0,3142	0,1207	1,0226	0,1517	1,3725	3,0560
0,31	0,3389	0,6611	0,3075	0,1176	1,0242	0,1569	1,3425	2,9441
0,32	0,3491	0,6509	0,3010	0,1145	1,0258	0,1621	1,3136	2,8390
0,33	0,3593	0,6407	0,2945	0,1116	1,0274	0,1673	1,2857	2,7402
0,34	0,3694	0,6306	0,2882	0,1087	1,0291	0,1725	1,2587	2,6470
0,35	0,3794	0,6206	0,2819	0,1058	1,0309	0,1777	1,2327	2,5591
0,36	0,3893	0,6107	0,2758	0,1030	1,0326	0,1829	1,2075	2,4760
0,37	0,3992	0,6008	0,2722	0,0998	1,0345	0,1882	1,1832	2,3973
0,38	0,4090	0,5910	0,2637	0,0976	1,0364	0,1934	1,1596	2,3227
0,39	0,4187	0,5813	0,2579	0,0950	1,0384	0,1987	1,1367	2,2518
0,40	0,4284	0,5716	0,2521	0,0925	1,0404	0,2040	1,1145	2,1844
0,41	0,4380	0,5620	0,2465	0,0900	1,0425	0,2093	1,0930	2,1202
0,42	0,4475	0,5525	0,2409	0,0875	1,0446	0,2147	1,0721	2,0590
0,43	0,4569	0,5431	0,2354	0,0852	1,0468	0,2200	1,0518	2,0006
0,44	0,4662	0,5338	0,2300	0,0828	1,0490	0,2254	1,0321	1,9449
0,45	0,4755	0,5245	0,2247	0,0806	1,0513	0,2307	1,0129	1,8915
0,46	0,4847	0,5153	0,2195	0,0783	1,0560	0,2261	0,9943	1,8405
0,47	0,4938	0,5062	0,2144	0,0762	1,0584	0,2415	0,9761	1,7916
0,48	0,5027	0,4973	0,2094	0,0740	1,0609	0,2470	0,9584	1,7447
0,49	0,5117	0,4883	0,2045	0,0720	1,0635	0,2524	0,9412	1,6700
0,50	0,5205	0,4795	0,1996	0,0700	1,0635	0,2579	0,9244	1,6564
0,52	0,5379	0,4621	0,1902	0,0661	1,0687	0,2689	0,8921	1,5749
0,54	0,5549	0,4451	0,1811	0,0623	1,0742	0,2800	0,8614	1,4994
0,56	0,5716	0,4284	0,1724	0,0588	1,0799	0,2911	0,8321	1,4292

z	$\Phi(z)$	$\operatorname{erfc}(z)$	$\operatorname{ierfc}(z)$	$\operatorname{i^2erfc}(z)$	$I_0(z)$	$I_1(z)$	$K_0(z)$	$K_1(z)$
0,56	0,5879	0,4121	0,1640	0,0555	1,0859	0,3024	0,8042	1,3638
0,60	0,6039	0,3961	0,1559	0,0523	1,0920	0,3137	0,7775	1,3028
0,62	0,6194	0,3806	0,1482	0,0492	1,0984	0,3251	0,7520	1,2458
0,64	0,6346	0,3654	0,1407	0,0463	1,1050	0,3367	0,7277	1,1923
0,66	0,6494	0,3506	0,1335	0,0436	1,1119	0,3483	0,7043	1,1420
0,68	0,6638	0,3362	0,1267	0,0410	1,1190	0,3600	0,6820	1,0948
0,70	0,6778	0,3362	0,1201	0,0382	1,1260	0,3719	0,6605	1,0503
0,72	0,6914	0,3086	0,1138	0,0362	1,1339	0,3838	0,6399	1,0083
0,74	0,7047	0,2953	0,1077	0,0340	1,1417	0,3959	0,6202	0,9686
0,76	0,7175	0,2825	0,1020	0,0319	1,1497	0,4081	0,6012	0,9311
0,78	0,7300	0,2700	0,0965	0,0299	1,1580	0,4204	0,5829	0,8955
0,80	0,7421	0,2579	0,0912	0,0280	1,1665	0,4329	0,5653	0,8618
0,82	0,7538	0,2462	0,0861	0,0262	1,1753	0,4454	0,5484	0,8298
0,84	0,7651	0,2349	0,0813	0,0246	1,1843	0,4581	0,5321	0,7993
0,86	0,7761	0,2239	0,0767	0,0230	1,1936	0,4710	0,5164	0,7704
0,88	0,7867	0,2133	0,0724	0,0215	1,2032	0,4840	0,5013	0,7428
0,90	0,7969	0,2031	0,0682	0,0201	1,2130	0,4971	0,4867	0,7165
0,92	0,8068	0,1932	0,0642	0,0187	1,2231	0,5104	0,4726	0,6915
0,94	0,8163	0,1837	0,0605	0,0175	1,2334	0,5239	0,4591	0,6675
0,96	0,8254	0,1746	0,0569	0,0163	1,2440	0,5375	0,4459	0,6447
0,98	0,8342	0,1658	0,0535	0,0152	1,2549	0,5512	0,4338	0,6228
1,0	0,8427	0,1573	0,0503	0,0142	1,2661	0,5652	0,4210	0,6019
1,1	0,8802	0,1198	0,0365	0,0099	1,3262	0,6375	0,3656	0,5098
1,2	0,9103	0,0897	0,0260	0,0068	1,3937	0,7147	0,3185	0,4346
1,3	0,9340	0,0660	0,0183	0,0046	1,4693	0,7973	0,2782	0,3725
1,4	0,9523	0,0477	0,0127	0,0030	1,5534	0,8861	0,2437	0,3208
1,5	0,9661	0,0339	0,0086	0,0020	1,6467	0,9817	0,2138	0,2774
1,6	0,9763	0,0237	0,0058	0,0013	1,7500	1,0848	0,1879	0,2406
1,7	0,9838	0,0162	0,0038	0,0008	1,8640	1,1963	0,1655	0,2094
1,8	0,9891	0,0109	0,0025	0,0005	1,9896	1,3172	0,1459	0,1826
1,9	0,9928	0,0072	0,0016	0,0003	2,1277	1,4482	0,1288	0,1597
2,0	0,9953	0,0047	0,0010	0,0002	2,2796	1,5906	0,1139	0,1399

1. **Абрамов В. В.** Лучевые водозаборы. — В кн.: Специальные работы в промышленном строительстве. М., Изд. Главспецпромстроя Минстроя РСФСР, 1960, № 1.

2. **Абрамов Н. Н.** Водоснабжение. М., Стройиздат, 1967.

3. **Абрамов С. К., Семенов М. П., Чалищев А. М.** Водозаборы подземных вод. М., Госстройиздат, 1956.

4. **Абрамов С. К., Бабушкин В. Д.** Методы расчета притока воды к буровым скважинам. М., Госстройиздат, 1955.

5. **Абрамов С. К. и др.** Влияние водохранилищ на гидрогеологические условия прилегающих территорий. М., Госстройиздат, 1960.

6. **Аверьянов С. Ф.** Фильтрация из канала и ее влияние на режим грунтовых вод. — В кн.: Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., Изд. АН СССР, 1956.

7. **Анатольевский П. А., Разумов Г. А.** Горизонтальные водозаборные скважины. М., «Недра», 1970.

8. **Аравин В. И., Нумеров С. Н.** Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. М., Гостехиздат, 1953.

9. **Арцев А. И.** Принципиальная схема расчета производительности лучевых инфильтрационных водозаборов. — «Инф. технический бюллетень». М., Изд. Минстроя РСФСР, 1966, № 4.

10. **Арцев А. И.** Определение эксплуатационного дебита фильтрационных водозаборов. — «Водоснабжение и санитарная техника», 1964, № 4.

11. **Арцев А. И.** Об оценке экономической эффективности разведки подземных вод. — «Разведка и охрана недр», 1965, № 10.

12. **Арцев А. И.** Изыскания и проектирование водозаборов подземных вод (на англ. яз.). М., Центр. ин-т усовершенствования врачей Минздрава СССР, 1966.

13. **Арцев А. И.** Водозаборы подземных вод. — В кн.: Проектирование водоснабжения и канализации. Изд. ЦИНИС Госстроя СССР, 1967, № 41.

14. **Арцев А. И.** О некоторых особенностях работы речных инфильтрационных водозаборов. — В кн.: Проектирование водоснабжения и канализации. М., Изд. ЦИНИС Госстроя СССР, 1971, № 6.

15. **Бондаренко С. С. и др.** Об оптимальном размещении скважин на эксплуатируемом участке подземных вод. — «Экономика и математические методы», 1968, т. IV, вып. I.

16. **Бабушкин В. Д., Глазунов И. С., Гольдберг В. М.** Основные принципы эксплуатации и оценка запасов крупных линз пресных вод. М., Госгеолтехиздат, 1962.

17. **Бабушкин В. Д., Глазунов И. С., Гольдберг В. М.** Поиски, разведка, оценка запасов и эксплуатация линз пресных вод. М., «Недра», 1969.

18. **Бан А. и др.** Влияние свойств горных пород на движение в них жидкости. М., Гостоптехиздат, 1962.

19. **Бегматов А. М.** О понижении уровня грунтовых вод в покровной толще двухслойного пласта создаваемого откачкой из нижележащего напорного горизонта. — «Изв. АН СССР», МЖГ, 1967, № 2.

20. **Белицкий А. С., Дубровский В. В.** Проектирование разведочно-эксплуатационных скважин для водоснабжения. М., «Недра», 1968.

21. **Белицкий А. С., Орлова Б. И.** Охрана подземных вод от радиоактивных загрязнений. М., «Медицина», 1968.

22. **Бер Я., Заславский Д., Ирмей С.** Физико-математические основы фильтрации воды. М., «Мир», 1971.

23. **Биндеман Н. Н., Язвин Л. С.** Оценка эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1970.

24. **Боревский Б. В., Самсонов Б. Г., Язвин Л. С.** Методика определения параметров водоносных пластов по данным откачек. М., «Недра», 1973.

25. **Бочевер Ф. М. и Веригин Н. Н.** Методическое пособие по расчетам эксплуатационных запасов подземных вод для водоснабжения. М., Госстройиздат, 1961.

26. **Бочевер Ф. М.** Гидрогеологические расчеты крупных водозаборов подземных вод и водопонизительных установок. М., Госстройиздат, 1963.

27. **Бочевер Ф. М., Лапшин Н. Н., Хохлатов Э. М.** Расчет притока подземных вод к скважинам в долинах рек с учетом заиленности и неоднородности русловых отложений. Изв. АН СССР, МЖГ, 1969, № 2.

28. **Бочевер Ф. М. и др.** Основы гидрогеологических расчетов. М., «Недра», 1965, 1969.

29. **Бочевер Ф. М., Орадовская А. Е.** Конвективная диффузия солей в радиальном потоке подземных вод в связи с защитой их от загрязненных стоков. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1966, вып. 13 («Гидрогеология»).

30. **Бочевер Ф. М.** Оценка производительности береговых водозаборов с учетом несовершенства речных русел. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1966, № 13 («Инженерная гидрогеология»).

31. **Бочевер Ф. М., Гуркина Н. Ф., Лапшин Н. Н.** «Оценка эксплуатационных запасов и расчеты водозаборов подземных вод в конусах выноса предгорных областей. — «Труды ВСЕГИНГЕО», 1967, № 1 («Динамика и режим подземных вод»).

32. **Бочевер Ф. М.** Теория и практические методы гидрогеологических расчетов эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1968.

33. **Бочевер Ф. М., Лапшин Н. Н.** К вопросу о гидрогеологических расчетах водозаборных скважин в слоистых толщах. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1969, № 22.

34. **Бочевер Ф. М., Орадовская А. Е.** К расчету границы раздела двух жидкостей с различной плотностью в связи с фильтрацией промышленных стоков в водоносных пластах. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, № 6 («Инженерная гидрогеология»).

35. **Бочевер Ф. М., Орадовская А. Е.** Гидрогеологическое обоснование защиты подземных вод и водозаборов от загрязнений. М., «Недра», 1972.

36. **Бочевер Ф. М. и др.** К гидрогеологической оценке фильтрации из промышленных бассейнов с переменным режимом подачи и сброса стоков. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, вып. 35 («Инженерная гидрогеология»).

37. **Бочевер Ф. М., Орадовская А. Е.** Методические рекомендации по прогнозу распространения промстоков в водоносных пластах. М., Изд. ВНИИ ВОДГЕО, 1974.

38. **Вайсман Я. И.** О распространении бактериальных загрязнений в подземных водах. — «Гигиена и санитария», 1964, № 4.

39. **Васильев С. В. и др.** Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., «Колос», 1970.

40. **Веригин Н. Н., Михайлова А. В.** К методике технико-экономического расчета прямолинейных рядов водозаборных скважин. Изв. ВУЗов, «Геология и разведка», 1970, № 8.

41. **Веригин Н. Н., Саркисян В. С.** Методы расчета подземных водозаборов и вертикального дренажа в полуограниченном водоносном пласте. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1966, № 13.

42. **Веригин Н. Н., Шержуков Б. С.** Диффузия и массообмен при фильтрации жидкостей в пористых средах. — В кн.: Развитие исследований по теории фильтрации в СССР (1917—1967 гг.). М., «Наука», 1969.

43. **Веригин Н. Н., Саркисян В. С., Шибанов А. В.** Об определении границы раздела двух несмешивающихся жидкостей в пористой среде. — «Изв. АН СССР», 1973, № 6 («Механика жидкости и газа»).

44. **Веригин Н. Н. и др.** Гидродинамика закачки промстоков в водоносные пласты. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, № 6 («Инженерная гидрогеология»).

45. **Владимирский В. И.** О гидрогеологических критериях при установлении зон санитарной охраны подземных источников водоснабжения. — «Разведка и охрана недр», 1962, № 8.

46. **Гавич И. К.** Оценка эксплуатационных запасов подземных вод методом моделирования. М., Изд. ВИЭМС, 1972.

47. **Гаврилко В. М., Алексеев В. С.** Бурение скважин большого диаметра роторными станками с обратной промывкой. М., Изд. ЦИНИС Госстроя СССР, 1966.

48. **Гаврилко В. М.** Фильтры водозаборных, водопонизительных и гидрогеологических скважин. М., Стройиздат, 1968.

49. **Гаврилко В. М., Бессонов Н. Д.** Рекомендации по бурению скважин большого диаметра роторным способом с обратной промывкой. М., Изд. ВНИИ ВОДГЕО, 1971.

50. **Гиринский Н. К.** Некоторые вопросы динамики подземных вод. — В кн.: Гидрогеология и инженерная геология. М., Госгеолтехиздат, 1947, № 9.

51. **Голубев В. С., Гарибянц А. А.** Гетерогенные процессы геохимической миграции. М., «Недра», 1968.

52. **Гольдберг В. М.** О прогнозе изменения качества воды, отбираемой из пресноводных линз. — «Бюллетень НТИ». М., Госгеолтехиздат, 1962, № 8.

53. **Гольдберг В. М.** Изменение минерализации подземных вод при эксплуатации береговых водозаборов — «Разведка и охрана недр», 1963, № 12.

54. **Гольдберг В. М.** Гидрогеологические прогнозы движения загрязненных подземных вод. М., «Недра», 1973.

55. **Гончарук Е. И.** Сооружения подземной фильтрации бытовых сточных вод. Киев, «Будівельник», 1967.

56. ГОСТ 2874—73 «Вода питьевая».

57. ГОСТ 3313—46 «Вода хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения. Методы технологического анализа. Определение стабильности воды».

58. ГОСТ 3351—46 «Вода хозяйственно-питьевая. Методы определения физических свойств».

59. ГОСТ 4979—49 «Вода хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения. Методы химического анализа. Отбор, хранение и транспортирование проб».

60. ГОСТ 5215—60 «Вода хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения. Методы санитарно-бактериологического анализа. Отбор, хранение и транспортирование проб».

61. ГОСТ 2761—57 «Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения. Правила выбора и оценки качества».

62. **Гохберг Л. К., Лапшин Н. Н.** Решение гидрогеологических задач с применением численных методов обращения преобразования Лапласа.—«Труды ВСЕГИНГЕО», 1970, № 32.

63. **Гохберг Л. К., Лапшин Н. Н.** Применение численных методов обращения преобразования Фурье и Лапласа для решения гидрогеологических задач. — «Труды ВСЕГИНГЕО», 1971.

64. **Григорьев В. М.** О влиянии заиления речных русел на производительность береговых инфильтрационных водозаборов. — «Водоснабжение и санитарная техника», 1957, № 6.

65. **Григорьев В. М.** Из опыта эксплуатации инфильтрационных водозаборов. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1958.

66. **Григорьев В. М.** Теоретические основы расчета инфильтрационных водозаборов с учетом заиления речных русел. — «Водоснабжение и санитарная техника», 1960, № 6.

67. **Гусейн-Заде М. А.** Особенности движения жидкости в неоднородном пласте. М., «Недра», 1965.

68. **Гылыбов М. М.** Расчет водопонижения и притока к скважинам в клинообразных пластах. — «Доклады Болгарской академии наук», 1965, т. 18, № 8.

69. **Гылыбов М. М.** Номограммы для гидрогеологических расчетов. «Техника», София, 1967.

70. **Жернов И. Е., Шестаков В. М.** Моделирование фильтрации подземных вод, М., «Недра», 1971.

71. **Жуковецкий П. А.** Водозаборы грунтовых вод в районах освоения целинных и залежных земель. М., Госстройиздат, 1955.

72. **Земляной В. В.** Опыт эксплуатации и проектирования инфильтрационных водозаборов на юге Дальнего Востока. — В кн.: ДВФ СО АН СССР «Наука и техника» (Материалы IX конференции молодых ученых Дальнего Востока). Владивосток, 1968.

73. **Зильберштейн Б. М., Хохлатов Э. М.** К задаче о фильтрации подземных вод к скважине в неоднородных в плане (по площади распространения) пластах. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, № 6 («Инженерная гидрогеология»).

74. Инструкция ГКЗ по применению классификации эксплуатационных запасов подземных вод. М., Госгеолтехиздат, 1962.

75. Инструкция по установлению зон санитарной охраны хозяйственно-питьевых водозаборов с подземными источниками водоснабжения, 1956.

76. **Каменский Г. Н.** Поиски и разведка подземных вод. М., Госгеолтехиздат, 1947.

77. **Карплюс У. Д.** Моделирующие устройства для решения задач теории поля. М., ИЛ, 1962.

78. **Клячко В. А., Апельцин И. Э.** Очистка природных вод. М., Стройиздат, 1971.

79. **Куделин Б. И.** Принципы региональной оценки естественных ресурсов подземных вод. М., Изд., МГУ, 1960.

80. **Кудрявцева Б. М.** Выживаемость и условия распространения бактерий группы кишечной палочки в подземных водах. — «Гигиена и санитария», 1970, № 6.

81. **Лапшин Н. Н.** К расчету эксплуатационных запасов подземных вод в слоистых толщах. — «Материалы III семинара по применению геофизических и математических методов при гидрогеологических исследованиях». М., Изд. ВСЕГИНГЕО, 1965.

82. **Лапшин Н. Н.** Гидрогеологические расчеты водозаборных скважин с учетом дополнительного питания водоносных пластов. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. 1971.

83. **Лапшин Н. Н.** Оценка дополнительного питания водоносных пластов при эксплуатации водозаборов. — «Разведка и охрана недр», 1971, № 4.

84. **Лейбензон Л. С.** Подземная гидрогазодинамика. М., Изд. АН СССР, 1953, № 2.

85. **Либман Г.** Новый метод электрической аналогии для решения нестационарных задач теплопроводности. «Механика» (сб. переводов), 1957, № 3.

86. **Лобоцкий Н. Б.** Опыт строительства лучевого водозабора питьевого водопровода Храми — Рустави — «Бюлл. технич. инф. треста Закавказметаллургстрой», 1966, № 2.

87. **Маскет М.** Течение однородных жидкостей в пористой среде. М., Гостоптехиздат, 1949.

88. **Минкин Е. Л.** Влияние подсасывания поверхностных вод на качество инфильтрационных береговых дренажей. — «Разведка и охрана недр», 1965, № 12.

89. **Минкин Е. Л.** Гидрогеологические расчеты для выделения зон санитарной охраны водозаборов подземных вод. М., «Недра», 1967.

90. **Минкин Е. Л.** Исследования и прогнозные расчеты для охраны подземных вод. М., «Недра», 1972.

91. **Минкин Е. Л.** Взаимосвязь подземных и поверхностных вод и ее значение при решении некоторых гидрогеологических и хозяйственных задач. М., Стройиздат, 1973.

92. **Мозжухин П. В.** Эксплуатация сооружений и оборудования законтурного заводнения нефтяных пластов. М., Гостоптехиздат, 1955.

93. **Моложавая Е. И., Ветрилэ Л. А.** К вопросу об адсорбции и дальности распространения бактерий в водонасыщенных грунтах. — «Труды института общей и коммунальной гигиены им. А. Н. Сысина», 1973.

94. **Мятиев А. Н.** Напорный комплекс подземных вод и колодцы. М., Изв. АН СССР, ОТН, 1948, № 31.

95. **Насберг В. М.** Исследования по фильтрации. Изв. ТНИСГЭИ 1962, т. 14.

96. **Орадовская А. Е.** Фильтрационное выщелачивание дисперсно-распределенного гипса из песчано-глинистых пород. — В кн.: Растворение и выщелачивание горных пород. М. Госстройиздат, 1957.

97. **Орадовская А. Е.** Опыт изучения фильтрационного выщелачивания загипсованных пород. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1958, № 13.

98. **Орадовская А. Е.** Некоторые экспериментальные данные о коэффициенте диффузии (дисперсии) в горных породах. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1969, № 22 («Инженерная гидрогеология»).

99. **Орадовская А. Е., Бочевер Ф. М.** Некоторые закономерности дисперсии и сорбции на грунтах при фильтрации загрязненных подземных вод. — В кн.: Гидрогеологические вопросы подземного захоронения промышленных стоков. М., Изд. ВСЕГИНГЕО, 1969, № 14.

100. **Орадовская А. Е.** Определение сорбционной способности грунтов в целях прогноза распространения промстоков в подземных водах. — В кн.: Гидрогеологические вопросы подземного захоронения промышленных стоков. М., Изд. ВСЕГИНГЕО, 1969, № 14.

101. **Орадовская А. Е., Ефремова А. В.** Сорбция поверхностно-активных веществ при фильтрации промстоков в водоносных горизонтах. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, № 6 («Инженерная гидрогеология»).

102. **Плотников Н. А.** Оценка запасов подземных вод. М., Госгеолтехиздат, 1959.

103. **Плотников Н. И.** Поиски и разведка пресных подземных вод для целей крупного водоснабжения. Ч. II. М., Изд. МГУ, 1968.

104. **Плотников Н. И.** Эксплуатационная разведка подземных вод. М., «Недра», 1973.

105. **Полубаринова-Кочина П. Я.** Теория движения грунтовых вод. М., Гостехиздат, 1952.

106. **Разумов Г. А., Сахаров К. Н., Станкевич А. Е.** Лучевые водозаборы в Польской Народной Республике. — «Водоснабжение и санитарная техника», 1968, № 5.

107. **Рачинский В. В.** Введение в общую теорию динамики сорбции и хроматографии. М., «Наука», 1964.

108. **Рошаль А. А., Шестаков В. М.** О миграции подземных вод в слоистых пластах. — В кн.: Гидрогеологические вопросы подземного захоронения промстоков. М., Изд. ВСЕГИНГЕО, 1969, № 14.

109. **Рудаков В. К.** К методике расчета влияния промышленно-бытовых стоков на режим и качество подземных вод. — В кн.: Охрана подземных вод УССР от загрязнения и истощения. Киев, «Наукова думка», 1970.

110. **Рыльков В. Г., Якунин Ю. В.** Из опыта эксплуатации инфильтрационных водозаборов. — В кн.: Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера. Красноярск, 1966, № 11.

111. **Рыльков В. Г., Якунин Ю. В.** Результаты натурных наблюдений за кольматацией грунтов в зоне действия инфильтрационных водозаборов. — В кн.: Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера, Красноярск, 1966, № 11.

112. **Самгин А. Н.** Водоснабжение, канализация и основы очистки населенных мест. М., «Высшая школа», 1962.

113. **Смирнов С. И.** Происхождение солености подземных вод седиментационных бассейнов. М., «Недра», 1971.

114. Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий. Под общей ред. И. А. Назарова. М., Стройиздат, 1967.

115. Справочник по специальным работам. Проектирование и сооружение скважин для водоснабжения. М., Стройиздат, 1970.

116. **Суреньянц Я. С.** Водяные скважины. М., Изд. МКХ РСФСР, 1949.

117. **Титова А. В.** Выживаемость паратифозных микробов в донных отложениях. — В кн.: Тезисы докладов и выступлений по вопросам санитарной бактериологии. М., 1957.

118. **Томас Г.** Кинетика ионного обмена в неподвижном слое ионита. — В кн.: Ионный обмен. М., ИЛ, 1951.

119. **Туменко Н. Р.** Прогноз процесса засоления береговых водозаборов в условиях переменного химического состава воды в реке. — В кн.: Вопросы гидрогеологических прогнозов в связи с ирригацией земель и водоснабжением, Днепропетровск, ДГУ, 1972, № 5.

120. Указания по проектированию сооружений для забора подземных вод. СН 325-65. Стройиздат, 1966.

121. Унифицированные методы анализа вод. М., «Химия», 1973.

122. **Форхгеймер Ф.** Гидравлика. М., ОНТИ, 1935.

123. **Хантуш М. С.** Анализ данных опытных откачек из скважин в водоносных горизонтах с перетеканием. — В кн.: Вопросы гидрогеологических расчетов. М., «Мир», 1964.

124. **Хохлатов Э. М.** Определение времени движения воды к скважине из экранированных водоемов. «Разведка и охрана недр», 1973, № 7.

125. **Хейн А. Л.** Расчет забойных давлений в круговой батарее несовершенных по степени вскрытия пласта скважин. — «Труды ВНИИнефтегаз», 1957, вып. X.

126. **Чарный И. А.** Основы подземной гидравлики, М., Гостоптехиздат, 1956.

127. **Чарный И. А.** Фильтрация в пласте с непроницаемыми кровлей и подошвой, разделенном слабопроницаемой перемычкой. — «Труды МИНХ и ГП им. Губкина», 1961, вып. 33.

128. **Чарный И. А.** Подземная гидрогазодинамика. М., Гостоптехиздат, 1963.

129. **Чекалюк Э. Б.** Основы пьезометрии залежей нефти и газа. Киев. Госстройиздат, 1961.

130. **Чуйко В. М.** Прогноз изменений уровней при неустановившейся фильтрации к скважине в водоносных пластах, разделенных слабопроницаемым слоем. — «Труды координационного совещания по гидротехнике», 1967, вып. 35

131. **Чураев Н. В., Ильин Н. И.** Радиоиндикаторные методы исследования движения подземных вод. М., Атомиздат, 1967.

132. **Шейдеггер А. Э.** Физика течения жидкостей через пористые среды. М., Гостоптехиздат, 1966.

133. **Шержуков Б. С.** О расчете неустановившегося притока подземных вод в строительные котлованы при открытом водоотливе. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1969, № 22.

134. **Шержуков Б. С.** Определение сопротивления несовершенных скважин (скин-эффекта) по данным мгновенного налива с постоянным дебитом. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972 («Инженерная гидрогеология»).

135. **Шестаков В. М.** Основы гидрогеологических расчетов при фильтрации из хранилищ промышленных стоков. М., Изд. ВНИИ ВОДГЕО, 1961.

136. **Шестаков В. М.** К теории фильтрации растворов в грунтах. — В кн.: Вопросы формирования химического состава подземных вод. М., Изд. МГУ, 1963.

137. **Шестаков В. М.** Теоретические основы оценки подпора, водопонижения и дренажа. М., Изд. МГУ, 1965.

138. **Щелкачев В. Н.** Применение операционных методов к решению задачи о движении упругой жидкости в упругом пласте. ДАН СССР, 1951, т. 79, № 5.

139. **Щелкачев В. Н. и др.** Упругий режим фильтрации и термодинамика пласта. — Труды МИНХиГП им. И. М. Губкина. М., «Недра», 1972.

140. **Щелкачев В. Н., Лапук Б. Б.** Подземная гидравлика. М., Гостоптехиздат, 1949.

141. **Щелкачев В. Н.** Исследование неустановившегося потока упругой жидкости к круговой батарее стоков. ДАН СССР, 1951, т. 79.

142. **Щелкачев В. Н.** Разработка нефтеводоносных пластов при упругом режиме. М., Гостоптехиздат, 1959.

143. **Щелкачев В. Н.** Упрощение расчетов притоков к круговой галерее в условиях упругого режима. — «Труды МИНХ и ГП им. Губкина», 1964, вып. 48.

144. **Щелкачев В. Н., Влюшин В. Е., Харин О. Н.** Методы подсчета пластового давления и притоков к галерее после ее пуска с переменным дебитом. — «Труды МИНХ и ГП им. Губкина», 1965, вып. 55.

145. **Язвин Л. С.** Достоверность гидрогеологических прогнозов при оценке эксплуатационных запасов подземных вод. М., Изд. ВСЕГИНГЕО, 1972.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Глава I. Подземные воды как источник водоснабжения 4

1. Использование подземных вод в СССР 4
2. Классификация запасов подземных вод 5
3. Основные задачи и стадии проектирования водозаборов подземных вод. Требования, предъявляемые к материалам изысканий . 11

Глава II. Сооружения для забора подземных вод 14

1. Состав водозаборных сооружений 14
2. Типы и схемы водозаборных сооружений 15
3. Водозаборные скважины 21
4. Фильтры водозаборных скважин 29
5. Насосы и насосные станции 32
6. Шахтные колодцы 37
7. Горизонтальные водозаборы 41
8. Лучевые водозаборы 45
9. Каптаж источников 54

Глава III. Гидрогеологические расчеты при проектировании водозаборов 57

1. Задачи и методы гидрогеологических расчетов водозаборов подземных вод 57
2. Схематизация гидрогеологических условий для целей расчета . . 61
3. Параметры водоносных пластов 65

Глава IV. Водозаборы в однородных пластах 73

1. Одиночные скважины и группы взаимодействующих скважин (дискретные группы) 73
2. Учет несовершенства скважин 82
3. Дальность действия скважин. Дополнительное инфильтрационное питание пластов 87
4. Обобщенные системы скважин 93
5. Прогноз производительности водозаборов по результатам откачек из скважин 113

Глава V. Водозаборы в слоистых водоносных пластах 118

1. Расчет водозаборов в напорных водоносных пластах, связанных с грунтовыми водами покровной толщи 118
2. Расчет водозаборов в двухслойном напорном пласте 123
3. Фильтрация подземных вод к водозаборам в трехслойном пласте 126
4. Перетекание подземных вод через литологические «окна» . . . 138

Глава VI. Водозаборы в неоднородных, полузакрытых и закрытых пластах 151

1. Расчеты водозаборов в неоднородных в плане водоносных пластах 151
2. Влияние осушения пласта в краевой его части на производительность водозабора 160
3. Закрытые пласты 164

Глава VII. Береговые водозаборы 170

1. Расчет водозаборов вблизи совершенной реки в полуограниченном пласте 170
2. Расчет водозаборов вблизи совершенной реки в полосообразном пласте 175
3. Расчет притока подземных вод к береговым водозаборам с учетом несовершенства речных русел 180
4. Оценка производительности водозаборов подземных вод вблизи родников 194

Стр.

Глава VIII. Проектирование сборных водоводов на водозаборах подземных вод 200

1. Общие положения 200
2. Напорные сборные водоводы 201
3. Самотечные сборные водоводы 205
4. Сифонные сборные водоводы 207

Глава IX. Оценка качества подземных вод 210

1. Требования к качеству подземных вод, используемых для водоснабжения 210
2. Источники загрязнения подземных вод 216
3. Миграция загрязнений и тепла в подземных водах 222
4. Решение некоторых задач по миграции загрязнений в водоносных пластах 230
5. Влияние дополнительных источников питания водоносных пластов на качество подземных вод 235
6. Влияние различий в удельных весах взаимодействующих жидкостей при фильтрации к водозаборам 246

Глава X. Проектирование мероприятий по санитарной охране водозаборов подземных вод 253

1. Общие положения 253
2. Приближенная методика определения размеров зон санитарной охраны водозаборов и прогноз качества подземных вод 255
3. Аналитические расчеты для обоснования зон санитарной охраны водозаборов в простейших типах потоков подземных вод . . . 260
4. Численные и графоаналитические методы определения фронта фильтрации и области питания водозаборов 267

Глава XI. Сравнение вариантов и технико-экономическое обоснование водозаборных сооружений 274

1. Общие положения 274
2. Приближенная методика выбора оптимального варианта водозабора при проектировании 276

Приложения 282

Список литературы 285