АКАДЕМИЯ НАУК СССР
ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ

Е. Л. Минкин

ВЗАИМОСВЯЗЬ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД И ЕЕ ЗНАЧЕНИЕ ПРИ РЕШЕНИИ НЕКОТОРЫХ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗАДАЧ

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1973

АКАДЕМИЯ НАУК СССР
ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ

551.49

Е. Л. Минкин

ВЗАИМОСВЯЗЬ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД И ЕЕ ЗНАЧЕНИЕ ПРИ РЕШЕНИИ НЕКОТОРЫХ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗАДАЧ

1346

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1973

УДК 628.11+556.3/5

Минкин Е. Л. Взаимосвязь подземных и поверхностных вод и ее значение при решении некоторых гидрогеологических и водохозяйственных задач. М., Стройиздат, 1973, 103 с. (Акад. Наук СССР. Ин-т водных проблем).

В книге освещены различные условия гидравлической связи подземных и поверхностных вод в зависимости от геологического строения речных долин и режима рек, дана типизация речных долин по условиям взаимосвязи подземных и поверхностных вод. Для наиболее характерных выделенных типов долин рассмотрены вопросы оценки производительности береговых водозаборов подземных вод и прогноза качества отбираемых этими водозаборами вод, с учетом подтягивания последних из реки.

При этом даны рекомендации по определению расчетных параметров и по методике проведения необходимых для этого гидрогеологических и гидрологических исследований.

Рассмотрены вопросы влияния на поверхностный сток эксплуатации подземных вод как в долинах рек, так и на междуречьях. Решение этих вопросов позволит более обоснованно составлять перспективные водохозяйственные балансы.

Книга предназначена для специалистов, работающих в области водоснабжения, гидрогеологии и водохозяйственных расчетов.

Табл. 10, ил. 25.

© ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ АН СССР, 1973

М $\frac{3211-260}{047(01)-73}$ Зак. изд.

ВВЕДЕНИЕ

Характер и направленность взаимосвязи подземных и поверхностных вод является одним из определяющих факторов при решении народнохозяйственных задач, связанных с использованием водных ресурсов.

В книге рассмотрены два весьма важных вопроса, решение которых невозможно без учета взаимосвязи: 1) оценка эксплуатационных запасов подземных вод в речных долинах; 2) определение ущерба поверхностному стоку в результате эксплуатации подземных вод.

Первый вопрос связан с обеспечением крупного централизованного водоснабжения, так как оценка эксплуатационных запасов подземных вод в речных долинах сводится, главным образом, к определению производительности водозаборов, эксплуатирующих аллювиальные водоносные горизонты. Такие водозаборы составляют свыше половины всех водозаборов подземных вод и характеризуются, как правило, высокой производительностью и устойчивым режимом работы. Высокая их производительность объясняется хорошими фильтрационными свойствами аллювия, а устойчивый режим работы обеспечивается гидравлической связью эксплуатируемых аллювиальных водоносных горизонтов с поверхностными водотоками, вследствие чего последние являются надежным источником восполнения запасов подземных вод.

Задача определения ущерба поверхностному стоку при эксплуатации подземных вод возникает чаще всего при составлении перспективных водохозяйственных балансов как по отдельным регионам, так и в целом по стране. В этих балансах обязательно должны учитываться эксплуатационные ресурсы подземных вод. Известно, что эксплуатация подземных вод, в той или иной мере гидравлически связанных с поверхностными водами, приводит к определенному сокращению речного и родникового стока. Сокращение расхода рек может вызываться подтягиванием к водозаборным сооружениям непосредственно речных вод и сокращением расхода выклинивающихся в реку подземных вод вследствие распространения влияния водозабора на прилегающие территории. Поэтому в водохозяйственных балансах, помимо учета в качестве приходной статьи эксплуатационных запасов подземных вод, должно учитываться в качестве расходной статьи сокращение поверхностного стока, связанное с эксплуатационным водоотбором из подземных вод.

Таким образом, при оценке эксплуатационных запасов подземных вод и и при определении ущерба поверхностному стоку, вызванного эксплуатацией подземных вод, необходимо установить характер гидравлической связи подземных и поверхностных вод.

Для обоснованного суждения об условиях этой взаимосвязи большое значение имеет изучение гидрогеологических условий речных долин и режима стока самого поверхностного водоисточника.

Гидрогеологические условия всей долины в целом могут быть разнообразными. Весьма изменчивы фильтрационные свойства русловых отложений и отложений различных террас в долине, а также соотношения этих отложений с основным эксплуатируемым горизонтом и с коренными породами в бортах и дне долины. Различным является положение русла по отношению к оси симметрии долины и по отношению к границам аллювиального водоносного горизонта.

Режим стока определяет возможные изменения в характере гидравлической связи подземных и поверхностных вод во времени. Например, в межпаводковый период эта связь имеет место лишь в пределах русла, а в паводок происходит затопление поймы и наблюдается усиленное питание подзем-

ных вод на большой площади. Может оказаться, что и без затопления поймы расширение русла за счет подъема уровня воды в реке приведет к значительному увеличению фильтрации из русла, особенно на периферических заливаемых участках, где фильтрационные свойства русловых отложений вследствие меньшей их закольматированности значительно выше. Встречаются также случаи, когда на реке определенную часть года сток вообще отсутствует (река пересыхает или промерзает) или расход реки значительно ниже производительности водозабора.

Приведенные выше соображения и определили структуру настоящей книги. В главах I и II рассмотрены общие вопросы (*режим стока рек*, характер и направленность гидравлической связи подземных и поверхностных вод, геологическое строение и гидрогеологические условия речных долин). В главах III и IV освещены вопросы оценки производительности водозаборов в долинах рек и определены величины сокращения речного и родникового стока при эксплуатации подземных вод. В главах V и VI предлагается методика проведения исследований для изучения гидрогеологических условий речных долин, а также методика обработки результатов этих исследований для определения основных расчетных параметров.

В составлении книги *принимали участие также* И. С. Зекцер (гл. I) и В. Ф. Карулина (некоторые разделы гл. II).

Глава I. РЕЖИМ РЕК И НАПРАВЛЕННОСТЬ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ СВЯЗИ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

Наиболее устойчивая часть речного стока, обеспечивающая гарантированный расход реки, связана с его подземной составляющей, т. е. с подземным стоком в реки.

Доля подземной составляющей от общего речного стока (так называемый коэффициент подземного питания рек) по территории СССР изменяется в значительных пределах. При этом основными факторами, влияющими на распространение этой величины по территории, являются рельеф и гидрогеологические условия. На территории европейской части СССР в бассейне северных морей коэффициенты подземного питания рек изменяются в основном от 10 до 30%. Такое сравнительно незначительное участие подземных вод в речном стоке обусловлено малой расчлененностью рельефа, благоприятными условиями образования поверхностного стока и небольшой мощностью зоны интенсивного водообмена. В центральных районах европейской части Советского Союза благодаря относительно высокой расчлененности рельефа и участию в питании рек достаточно водообильных неглубоко залегающих водоносных горизонтов доля подземного стока от общего речного возрастает до 40—50%. Южнее степень участия подземных вод в формировании речного стока уменьшается до 10—20%. Наличие карста, как правило, приводит к увеличению доли подземного стока от общего речного по сравнению с ее фоновыми значениями.

В целом для подземного стока характерна значительно меньшая изменчивость по сравнению с поверхностным стоком.

Внутригодовое распределение и режим подземного стока зависят, главным образом, от характера гидравлической связи реки и дренируемых водоносных горизонтов.

Б. И. Куделин [26; 27] выделяет следующие наиболее распространенные схемы взаимосвязи речных и подземных вод:

1) водоносные горизонты не имеют гидравлической связи с рекой;

2) водоносные горизонты имеют постоянную гидравлическую связь с рекой;

3) водоносные горизонты имеют периодическую гидравлическую связь с рекой (рис. 1).

Водоносные горизонты, не имеющие гидравлической связи с рекой, обладают режимом и фазами стока, близкими к поверхностному стоку, отличаясь лишь тем, что пик подземного стока наступает несколько позже и выражен менее резко, чем пик поверхностного стока. В этом случае водоносные горизонты

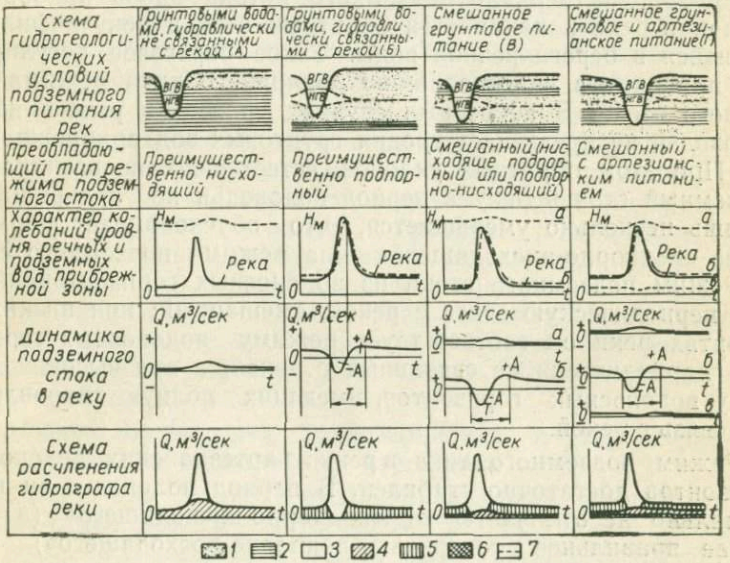

Рис. 1. Схемы гидравлической связи подземных и поверхностных вод (по Б. И. Куделину)

1 — водоносные породы; *2* — водоупорные породы; *3* — поверхностный сток; *4* — грунтовый сток из водоносных горизонтов, гидравлически не связанных с рекой; *5* — грунтовый сток из водоносных горизонтов, гидравлически связанных с рекой; *6* — артезианский сток; *7* — уровень подземных вод: НГВ — низкий горизонт воды; ВГВ — высокий горизонт воды; *T* — время берегового регулирования поверхностного стока; *—A, A* — отрицательная и положительная фазы подземного стока в период весеннего половодья

являются как бы «подвешенными» по отношению к реке. Паводок на реке не оказывает при этом влияния на расход дренируемых горизонтов. Интенсивное питание водоносных горизонтов, гидравлически не связанных с рекой, за счет инфильтрации атмосферных осадков примерно совпадающее по времени с периодом весеннего паводка, приводит к увеличению подземного питания реки в период половодья по сравнению с периодом межени. Этот тип режима подземного стока получил название «нисходящий».

Режим подземного стока в реку из водоносных горизонтов, гидравлически связанных с рекой, полностью зависит от режима реки и отличается лишь противоположной направленностью фаз стока. Повышение уровня воды в реке вызывает в прибрежной зоне уменьшение гидравлических уклонов и расходов подземного потока в реку. При этом в восходящей стадии весеннего половодья может наступить момент, когда уровень воды в реках станет выше уровня грунтовых вод в прибрежной зоне, что приведет к образованию обратных гидравлических уклонов и инфильтрации речных вод в берега. При снижении уровня воды в реке в период нисходящей стадии половодья зеркало подземного потока вновь приобретает наклон к реке и начинается обратный сток в реку инфильтровавшейся в берега речной воды. Такое береговое регулирование приводит в формированию подпорного типа режима подземного стока. В некоторых случаях уровень в реке в период половодья не превышает уровня грунтовых вод прибрежной зоны. При этом обратных уклонов, естественно, не возникает, и подземный сток в реку в период половодья не прекращается, а лишь несколько уменьшается, что обусловливает формирование «подпорно-нисходящего» типа режима подземного стока.

Режим подземного стока из водоносных горизонтов, имеющих периодическую связь с рекой, смешанный: при низких горизонтах реки он соответствует режиму водоносных горизонтов, гидравлически не связанных с рекой, а при высоких — режиму водоносных горизонтов, имеющих полную гидравлическую связь с рекой.

Режим подземного стока в реку из артезианских водоносных горизонтов достаточно стабилен. В период половодья он принципиально не отличается от «подпорно-нисходящего» (в этом случае правильнее говорить «подпорно-восходящего») типа режима. Как правило, непосредственная разгрузка в русло реки глубоких артезианских вод происходит довольно редко. Обычно она осуществляется через грунтовые (преимущественно аллювиальные) воды, повторяя их режим и фазы стока.

В практике гидрогеологических исследований могут наблюдаться случаи, когда:

1) преобладает одна из рассмотренных схем гидравлической связи подземных и поверхностных вод;

2) река дренирует несколько водоносных горизонтов, каждый из которых характеризуется своим типом режима подземного стока;

3) река дренирует водоносные горизонты грунтовых и глубоких артезианских вод.

Подавляющее большинство речных долин, в пределах которых можно сооружать береговые водозаборы, характеризуется наличием постоянной гидравлической связи подземных вод с поверхностными. При этом воды разведуемого горизонта могут иметь с рекой как непосредственную гидравлическую связь, так и транзитную — через разделяющие водоносные горизонты.

Глава II. ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ РЕЧНЫХ ДОЛИН И ОСНОВНЫЕ ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ВЗАИМОСВЯЗЬ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

При условии нормального цикла развития реки отдельные участки ее течения имеют различный режим стока, вследствие чего и по-разному происходит отложение осадков. При этом в равнинных условиях строение аллювиальных долин существенно отличается от строения долин в горных районах.

Равнинные речные долины характеризуются, как правило, двухслойным строением аллювиальных отложений. В нижней части, составляющей большую часть разреза, залегает аллювий русловой фации, мощность которого обычно не превышает 20 *м*. Он представлен песками с гравием и галькой и содержит в большинстве случаев в подошвенной части толщи прослой, обогащенный гравийно-галечниковым материалом, — базальный горизонт. В верхней части аллювиальных отложений развиты тонкопесчаная, супесчаная и суглинистая разности — пойменная фация аллювия. Мощность пойменного аллювия обычно не превышает 5—7 *м*.

Аллювий горных рек грубозернистый и характеризуется преимущественно однослойным строением.

Обычно это только русловой аллювий, представленный песчано-галечниковым материалом с валунами. Мощность аллювиальных отложений может быть весьма большой. Местами она достигает 100 *м* и более. При этом наблюдается отчетливое различие по разрезу в составе заполнителя гравийно-галечниковых образований и в степени уплотнения аллювиальных отложений. С глубиной вследствие заметного увеличения содержания глинистых частиц в заполнителе и значительного их уплотнения, а также цементации до конгломератовидного состояния происходит резкое ухудшение фильтрационных

свойств аллювия. Мощность верхней наиболее водопроницаемой его части для различных горных долин различна в зависимости от условий формирования долин и может достигать 80—100 *м*.

Следует отметить, что значительная часть горных речных долин проходит по конусам выноса и, говоря о водоносных горизонтах этих долин, всегда имеется в виду суммарная толща водоносных аллювиально-пролювиальных грубообломочных отложений.

К аллювиальным отложениям приурочены потоки подземных вод, как правило, безнапорные. Различия в продольных уклонах долин определяют характер движения этих потоков. В пределах равнинных долин подземные воды обычно движутся в сторону реки под определенным углом, величина которого растет с увеличением ширины долины и с уменьшением ее продольного уклона.

Отдельные, достаточно редкие исключения встречаются в районах переуглубленных древних речных долин, не совпадающих по направлению с современным руслом реки, особенно на участках, где это русло образует излучины, а древняя долина спрямляет их. Здесь поток подземных вод может быть направлен под любым углом к современному руслу, в том числе быть параллельным ему или даже двигаться в направлении от русла.

Следует отметить, что для некоторых среднеазиатских равнинных рек движение подземного потока от русла происходит и при отсутствии переуглубленных древних долин. В этом случае реки питают грунтовые воды, которые в свою очередь расходуются затем на испарение.

В горных речных долинах потоки подземных вод обычно движутся в общем параллельном современному руслу направлении. Высокая водопроницаемость аллювия горных рек и большие продольные уклоны долин определяют высокие скорости этого движения. При этом на соседних участках долин возможно и питание, и дренирование подземных вод рекой. Дренирование отмечается при сужениях долины. Здесь в ряде случаев выходят родники. В пределах расширенных участков долин река обычно питает подземные воды.

Важным обстоятельством, определяющим гидрогеологические условия речных долин, являются их полосовые очертания в плане. Границами этих полос служат линии причленения аллювиальных отложений к коренным породам в бортах долин. При этом в подавляющем большинстве случаев имеют место два типа соотношений фильтрационных свойств аллювия и коренных пород: а) их водопроводимости близки по величине и б) водопроводимость аллювия значительно выше.

Ширина полос распространения аллювиальных отложений весьма различна. Долины могут быть и очень широкими (до

20 км и более), и очень узкими, когда ширина их измеряется только сотнями и даже десятками метров.

Наиболее важной особенностью аллювиальных водоносных горизонтов является их гидравлическая связь с рекой. Эта связь может быть весьма тесной или проявляться очень слабо. Характер взаимосвязи подземных и поверхностных вод определяется различными факторами. К ним относятся: фильтрационные свойства аллювиальных отложений, их неоднородность в плане и разрезе, особенно в прирусловой зоне, кольматация русловых отложений и декольматирующая эрозионная деятельность водотока, извилистость русла, степень совершенства его вреза.

В большинстве случаев поверхностный водоток в речной долине рассматривается как граница водоносного пласта, характеризующаяся тем, что на ней в процессе эксплуатации подземных вод выполняется условие постоянства напора. Это условие является относительным, так как в течение года и в многолетнем разрезе уровни воды в реке подвержены существенным изменениям. Тем не менее, такое условие часто принимается исходя из допущения, что величина напора равна какому-то среднеминимальному для данной реки значению. Наличие водотока и характер его гидравлической связи с подземными водами является важнейшим граничным условием, которое необходимо учитывать при оценке эксплуатационных запасов подземных вод в аллювиальных отложениях и при определении величины ущерба речному стоку, связанного с эксплуатацией подземных вод.

В связи с этим представляется целесообразным коротко остановиться на характеристике отдельных факторов, определяющих взаимосвязь подземных и поверхностных вод в естественных условиях и ее изменения в процессе работы водозаборов.

Фильтрационные свойства аллювиальных водоносных горизонтов и характер их неоднородности в плане и разрезе. Условия накопления аллювиальных отложений способствуют определенной их неоднородности в плане и, особенно, разрезе. Весьма часто в разрезе аллювия отмечается чередование слоев различной водопроницаемости, что приводит к определенной разобщенности отдельных водоносных толщ аллювия.

В пределах многих долин равнинных рек было отмечено, что при заложении куста скважин разной глубины на одном участке отметки установившихся в этих скважинах уровней оказываются различными.

Чем глубже установлен фильтр скважин, тем выше отметка установившегося в ней уровня. При этом различия в отметках оказываются значительно большими, чем это можно объяснить потерями напора, связанными с идущей вверх разгрузкой подземных вод в реку через однородную в фильтрацион-

ном отношении толщу аллювиальных отложений, представленных песками или гравийно-галечным материалом.

Фильтрационная неоднородность аллювиальных отложений в разрезе, связанная с регенерационными циклами в истории формирования долины, приводит в некоторых случаях к возникновению в пределах долины нескольких разобщенных аллювиальных водоносных горизонтов. При этом часто нижний водоносный горизонт оказывается более перспективным для целей водоснабжения вследствие большей мощности или водопроводимости.

Через слабопроницаемые толщи, разделяющие аллювиальные водоносные горизонты, при эксплуатации нижнего горизонта происходит перетекание воды из верхнего горизонта, гидравлически связанного с рекой.

Разделяющая верхний и нижний водоносные горизонты слабопроницаемая толща на некоторых участках отсутствует, и оба горизонта образуют единый горизонт, сравнительно однородный в фильтрационном отношении. Такое строение речных долин характерно для многих рек Черноморского побережья Северного Кавказа.

В ряде случаев существенные различия в фильтрационных свойствах аллювия отмечаются в пределах различных террас. Такая плановая фильтрационная неоднородность связана с различием в условиях накопления аллювия на разных этапах формирования долины и с соотношением отложений различных террас в разрезе. Террасы, как известно, могут быть аккумулятивные, эрозионные и смешанные — эрозионно-аккумулятивные.

Часть разрезов террас двух последних типов, особенно смешанного, занимает цоколь коренных пород, чаще всего -слабопроницаемых. Этот цоколь может выходить в уступе террасы и может быть перекрыт аллювием. Часто наличие цоколя в разрезе различных террас определяет гидравлическую разобщенность аллювиальных водоносных горизонтов в плане, а также отсутствие гидравлической связи между некоторыми водоносными горизонтами в аллювии и рекой.

Кольматация русловых отложений и декольматирующая эрозионная деятельность водотока. Фильтрационная неоднородность аллювиальных отложений, связанная с условиями их накопления, усугубляется в прирусловой зоне процессами кольматации.

Выше отмечалось, что все реки — и горные и равнинные — характеризуются наличием паводков и половодий или только паводков и только половодий. В подавляющем большинстве случаев уровни воды в реке при этом в течение определенного срока оказываются выше уровней подземных вод на прилегающих к руслу участках.

В эти периоды паводковые и полые воды, несущие, как

правило, большое количество взвешенных глинистых частиц, усиленно фильтруются в борта и днище русла. При спаде паводка и обратной фильтрации в русло профильтровавшиеся в русловой аллювий глинистые частицы обычно не возвращаются, образуя здесь зону кольматации. Следует отметить, что одновременное увеличение в паводок скорости течения воды в реке приводит к усилению перемещения донных наносов и вызывает существенные изменения поперечного профиля русла, способствуя декольматации русловых отложений.

Особенно заметно проявляется декольматация в прибрежной части русла. Это хорошо заметно на реках, где в силу тех или иных причин пойменная терраса в паводок или совсем не затопляется, или затопляется не каждый год. В этих условиях подъем уровня в паводок приводит лишь к расширению русла. При этом отчетливо наблюдается резкое улучшение гидравлической связи подземных и поверхностных вод.

В результате ежегодной одновременной или раздельной кольматирующей и декольматирующей деятельности поверхностного водотока за многолетний период создается определенное равновесное состояние, характеризующее ту или иную степень закольматированности русловых отложений. В ряде случаев она может быть весьма существенной. Примером могут служить речные долины, проходящие по привершинным частям конусов выноса. Весьма часто уровень грунтовых вод залегает здесь на больших глубинах (20—40 *м* и более). В то же время расход реки, русло которой сложено гравийно-галечным материалом с валунами и находится на отметках, превышающих отметки уровня грунтовых вод на десятки метров, почти не уменьшается по течению. Это свидетельствует о весьма низкой водопроницаемости русловых отложений, связанной исключительно с их кольматацией. Реки здесь «подвешены».

Необходимо отметить, что на горных реках в большинстве случаев эрозионная деятельность потока настолько сильна, что многолетняя равновесная закольматированность оказывается весьма слабой. Этому особенно способствуют часто наблюдаемые смещения русла по ширине долины.

Оценивая речную долину с точки зрения закольматированности русловых отложений, следует принять во внимание, каким является режим реки — естественным или зарегулированным.

На зарегулированных реках, а тем более на водохранилищах, декольматирующая роль паводков практически сведена до минимума. Условия же для кольматации остаются, а в пределах водохранилищ фильтрация поверхностных вод в русловые отложения может оказаться постоянной в течение ряда лет. При существенном падении скорости течения воды в реке (резкое расширение русла, подпертые участки) даже без фильтрации поверхностных вод в русловые отложения

возможно прогрессивное ухудшение условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод. Связано это с тем, что при малых скоростях течения ложе водотока покрывается илистым чехлом, мощность которого растет во времени.

При оценке эксплуатационных запасов подземных вод в районах береговых водозаборов первостепенное значение приобретает вопрос о возможных изменениях условий взаимосвязи поверхностных и подземных вод вследствие заиления русловых отложений, вызванных эксплуатацией водозабора.

Эксплуатация инфильтрационных водозаборов существенно меняет гидравлическую картину в прирусловой зоне: понижение уровня воды вызывает возникновение обратных градиентов тем бо́льших, чем больше понижение уровня воды в скважинах водозабора и короче путь фильтрации от реки к скважине.

Привлечение речных вод, содержащих взвешенные частицы, вызывает активизацию процессов кольматации речного русла на участке водозабора. При этом может происходить как формирование слоя илов в русле, так и проникновение тонких илистых частиц в поры песчано-гравийных отложений, слагающих русло. В процессе эксплуатации ухудшение фильтрационных свойств аллювия в прирусловой зоне как естественное, так и эксплуатационное может привести к тому, что депрессионная поверхность эксплуатируемого горизонта опустится ниже подошвы слабопроницаемого экранирующего слоя в русле [18]. В этом случае следует говорить об «отрыве» уровня от дна реки. Этот отрыв может быть частичным, когда уровень опустился ниже подошвы слабопроницаемого слоя только на участке русла, прилегающем к тому берегу, где расположен водозабор, и полным, когда такое опускание уровня ниже подошвы слабопроницаемого слоя имеет место повсюду под руслом.

При отрыве уровня от дна реки, частичном или полном, на участке отрыва река оказывается «подвешенной», и речные воды поступают к подземным только дождеванием.

Определенное усиление процессов заиления под влиянием эксплуатации несомненно. Однако масштабы этого усиления в различных гидрогеологических условиях оцениваются по-разному.

В. М. Григорьев [17; 18; 19; 20] считает, например, что под влиянием эксплуатации береговых водозаборов процесс кольматации русловых отложений становится настолько интенсивным, что существенно ухудшает гидравлическую взаимосвязь подземных и поверхностных вод. Вследствие этого, по мнению В. М. Григорьева, фактические дебиты водозаборов часто не соответствуют проектным (либо эксплуатационные понижения при проектном дебите значительно превосходят ра-

счетные). Снижение производительности в 2—4 раза по сравнению с проектной наблюдалось на ряде береговых водозаборов Башкирии и Татарии, расположенных в долинах рек Ик и Степной Зай. В процессе эксплуатации этих водозаборов иногда наблюдается «отрыв» уровня грунтовых вод от дна реки, при этом возникает движение грунтовых вод к инфильтрационному водозабору под руслом реки со стороны противоположного берега.

В. М. Григорьев, используя данные по указанным водозаборам, а также сведения об эксплуатации водозаборов Рура, Дюссельдорфа (ФРГ) и в штате Огайо (США), считает, что основными причинами снижения производительности водозабора являются заиление дна водотока или водоема при эксплуатации вследствие осаждения илистых частиц (особенно на подпертых участках) и кольматации русловых отложений (особенно для рек, текущих в незаиленных песчаных и гравийных отложениях). Глубина кольматации при этом тем больше, чем больше крупность зерен и лучше сортированность материала грунта ложа реки.

Вследствие деформаций русла, наиболее значительных в паводковый период, происходит разрушение илистой пленки и заиленного слоя. Однако полного устранения заиления не наблюдается. Поэтому со временем степень заиления и мощность илистой пленки и заиленного слоя увеличиваются и возрастает отрыв зеркала грунтовых вод, что приводит к выходу водозаборов из строя.

Несколько иначе оценивает связь эксплуатации береговых водозаборов с заилением русловых отложений А. И. Арцев [2], который, анализируя опыт работы ряда водозаборов, пришел к выводу, что эксплуатация подземных вод вызывает заметное усиление заиления русловых отложений преимущественно на зарегулированных реках. На реках с активным формированием русла заиление в годовом разрезе практически не увеличивается.

Опыт работы большого числа водозаборов, выполненных в виде галерей и рядов скважин, обобщенный рядом территориальных геологических управлений, показал, что в различных гидрогеологических и гидрологических условиях процесс заиления происходит по-разному. Если подземные воды эксплуатируются галереей, расположенной под урезом реки или вблизи него, процессы заиления протекают достаточно быстро. Производительность галереи заметно снижается. Если же водозабор состоит из скважин, расположенных в нескольких десятках и [redacted] сотнях метров от уреза реки и одна от другой, усиление процесса заиления заметно сказывается только на зарегулированных реках. Исследования, проведенные В. В. Земляным [23], В. В. Земляным и Я. Ф. Волковым [24]

по многочисленным водозаборам Дальнего Востока, В. Г. Рыльковым и Ю. В. Якушиным [36; 37] по водозаборам г. Красноярска, показали, что на незарегулированных реках, несмотря на некоторое усиление заиления в межпаводковый период и определенное снижение производительности водозаборов, в паводок условия взаимосвязи подземных вод с поверхностными полностью восстанавливаются и производительность водозаборов вновь увеличивается до первоначальной.

Степень кольматации русловых отложений, как уже говорилось, является переменной величиной, зависящей от множества факторов, действие которых в годовом разрезе очень непостоянно. К ним относятся мутность воды, скорость течения (или расход воды в реке), изменение этих характеристик по сезонам и устойчивость русла.

После прохождения пика паводка, когда скорости течения падают, а мутность воды еще значительна, начинается некоторая активизация процесса кольматации, выражающаяся в выпадении тонких илистых частиц. По мере уменьшения мутности воды в меженный период интенсивность кольматации постепенно уменьшается. Во время подъема паводковой воды, в условиях нарастания скоростей течения и расходов, как уже отмечалось, происходит частичное сдирание илистого материала, переформирование русла и иногда вмывание тонких частиц в аллювий. Наблюдения на реках Предкарпатья (р. Прут) и Приморья показали, что деформации русл в период прохождения паводков весьма значительны (изменения отметок дна превышает 0,5 *м*). Эти процессы приводят к изменению гидравлической картины в речном русле: на одних участках происходят декольматация отложений и улучшение степени взаимосвязи речных и подземных вод, на других участках, где наблюдается аккумуляция наносов, степень взаимосвязи может ухудшаться.

Слоистость аллювиальных отложений в прирусловой зоне, выражающаяся в смене хорошопроницаемых слоев слабопроницаемыми, может существенно ослабить влияние процессов кольматации и декольматации на производительность береговых водозаборов. Очень часто фильтрационное сопротивление слабопроницаемых прослоев в толще прируслового аллювия значительно больше сопротивления заиленного слоя и илистой пленки. Поэтому возрастающая в процессе эксплуатации интенсивность заиления почти не сказывается на весьма высокой в целом первоначальной величине фильтрационного сопротивления.

Следует отметить, что изменения степени заиления русловых отложений в естественных и нарушенных эксплуатацией условиях по сезонам года и в многолетнем разрезе изучены далеко не достаточно.

Извилистость речного русла особенно характерна для долин равнинных рек.

На вогнутых и выпуклых участках излучин происходят противоположно направленные процессы: на вогнутых участках — эрозионные процессы, сопровождающиеся размывом берегов и препятствующие кольматации аллювия, на выпуклых — накопление рыхлого материала и кольматация аллювиальных отложений. Поэтому на вогнутых участках излучин гидравлическая связь подземных вод с речными является более совершенной.

При расположении водозабора в выпуклой излучине увеличение извилистости реки усиливает ее влияние как контура питания. Это проявляется в том, что в более крутых излучинах понижение уровня меньше по сравнению с понижениями в пологих излучинах.

При расположении водозабора в вогнутой излучине увеличение извилистости является неблагоприятным фактором. Понижение уровня при работе водозабора тем больше, чем круче излучина.

Несовершенство вреза речного русла обусловливает заметную деформацию фильтрационного потока в прирусловой зоне, ширина которой не превышает, однако, полуторной мощности пласта. Тем не менее связанное с этим определенное удлинение пути фильтрации создает дополнительное сопротивление, которое иногда при большой мощности водоносного горизонта должно учитываться при оценке взаимосвязи подземных и поверхностных вод.

Следует остановиться также еще на одном важном обстоятельстве. Небольшие реки в определенную часть года не имеют стока — они промерзают или пересыхают. В этих условиях исчезает контур питания и граничные условия пласта резко изменяются, условия эксплуатации ухудшаются. Сток в реке может отсутствовать в межень и в тех случаях, когда связь подземных и поверхностных вод достаточно тесная, а производительность водозабора значительно выше меженного расхода реки. В этих условиях весь сток в реке может расходоваться на фильтрацию к водозабору и река пересыхает. Отсутствие в течение года стока в реке должно учитываться при оценке производительности водозабора.

При частичном пересыхании или промерзании реки могут резко ухудшиться условия питания подземных вод. Это связано с тем, что урез воды в реке отодвигается от водозабора и на более глубоких участках рек, куда он смещается, сильнее заилены русловые отложения.

Поэтому при разведке подземных вод опытные работы по определению фильтрационного сопротивления русловых отложений должны проводиться и в периоды максимального сокращения ширины русла.

Другим граничным контуром аллювиального водоносного горизонта в плане является линия причленения его к коренным отложениям в бортах речной долины. Характер этой границы определяется соотношением фильтрационных свойств аллювия и коренных пород.

Выше уже отмечалось, что в подавляющем большинстве случаев встречаются два типа соотношений: водопроводимости аллювия и коренных пород близки по величине и водопроводимость аллювия значительно выше.

В первом случае граница долины как бы отодвигается, и аллювиальный водоносный горизонт может рассматриваться как полуограниченный пласт с контуром постоянного напора.

Такие долины условимся называть широкими. К их числу следует отнести и такие речные долины, где коренные породы бортов значительно уступают по фильтрационным свойствам аллювию, но сами борта находятся на таком расстоянии от проектируемого водозабора, что влияние их почти не сказывается на его производительности.

Следует отметить, что коренные борта долины, если они сложены породами, сильно уступающими аллювию по фильтрационным свойствам, целесообразно рассматривать как непроницаемую границу пласта. Это придаст расчетам производительности водозаборов определенный «запас надежности».

С достаточной обоснованностью к широким долинам можно отнести все речные долины, у которых ширина полосы между рекой и бортом долины превышает 4—5 *км* и эксплуатируемый аллювиальный водоносный горизонт является безнапорным.

Влияние условно-непроницаемого контура на понижение уровня воды берегового водозабора в зависимости от расположения этого водозабора относительно контуров пласта подтверждают некоторые сопоставительные расчеты.

Такие расчеты уже ранее были выполнены для одиночного водозабора [4; 32]. Они показали, что если водозабор располагается даже в 9 раз ближе к непроницаемой границе, чем к реке, понижение в скважине оказывается только на 15% большим, чем при отсутствии непроницаемого контура. Для линейного водозабора соотношения между понижением уровня и размещением по отношению к контурам пласта будут несколько иными.

Расчеты выполнялись для линейного ряда, состоящего из девяти скважин и параллельного границам пласта (расстояния между скважинами в ряду 300 *м*).

При расположении ряда в 100 *м* от непроницаемой границы и в 900 *м* от контура постоянного напора понижение в средней скважине ряда оказывается на 65% больше, чем при отсутствии непроницаемой границы. Если ряд скважин разме-

щается на расстоянии 250 *м* от коренного борта долины и в 750 *м* от реки, понижение в средней скважине ряда оказывается бо́льшим на 50% по сравнению с условиями, когда коренной борт находится на большем расстоянии от линейного водозабора. Эта разница уменьшается до 25% при расположении водозабора посередине между рекой и коренным бортом. Еще меньшей она становится (только 15%) при размещении водозабора в 250 *м* от реки и 750 *м* от коренного борта. При отношении расстояний до реки и до коренного борта 1 : 10 влияние непроницаемого коренного борта долины перестает сказываться совершенно.

Для большей группы речных долин существенное значение приобретают границы водоносного пласта в разрезе. Это относится к тому случаю, когда аллювиальные отложения разделяются выдержанными слабопроницаемыми слоями пород на два и более горизонта или подстилаются коренными породами, характеризующимися высокой водоносностью.

В этих условиях при эксплуатации, главным образом, нижних горизонтов требуется учитывать перетекание из верхних. То обстоятельство, что верхний горизонт, из которого происходит перетекание в эксплуатируемый горизонт, гидравлически связан с рекой, является важным фактором, определяющим возможную стабилизацию уровня в откачиваемом горизонте. Поэтому в таких долинах требуется оценивать характер взаимосвязи отдельных водоносных горизонтов и верхнего горизонта с рекой.

1346

Глава III. ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В РЕЧНЫХ ДОЛИНАХ

В настоящей главе рассматривается методика оценки эксплуатационных запасов подземных вод в долинах рек, основанная на учете взаимосвязи подземных и поверхностных вод.

Под эксплуатационными запасами подземных вод понимается количество воды, которое может быть получено из водоносного горизонта рациональными в технико-экономическом отношении водозаборными сооружениями при заданном режиме водоотбора и при качестве отбираемой воды, отвечающем установленным требованиям в течение всего срока работы водозабора [33].

Поэтому оценка эксплуатационных запасов подземных вод в районах водозаборов сводится к решению двух задач.

Первая задача — определить максимальную производительность проектируемого водозабора с таким расчетом, чтобы в данных конкретных гидрогеологических условиях понижение уровня в скважинах водозаборов не превышало допустимое в течение всего расчетного времени работы этого водозабора. Допустимое понижение определяется техническими возмож-

ностями отбора данного количества воды и конкретными гидрогеологическими условиями.

Вторая задача — проверить, будет ли сохраняться в пределах допустимых норм качество откачиваемых с рассчитанным дебитом подземных вод в течение всего времени работы водозабора. Если такая проверка покажет, что при рассчитанном водоотборе произойдет недопустимое ухудшение качества отбираемой воды, то оценка эксплуатационных запасов сводится к определению такой производительности водозабора, при которой в течение заданного срока его работы качество отбираемой воды сохранится в допустимых пределах. В таких случаях эксплуатационные запасы могут оказаться значительно меньшими той максимально-возможной производительности, которая определялась с учетом одной только величины допустимого понижения уровня.

Для рассматриваемых условий речных долин задача проверки сохранения качества откачиваемой воды в пределах допустимых норм сводится, как правило, к определению количества поверхностных вод, которое будет привлекаться к работающему водозабору, а также к определению времени этого подтягивания.

В тех случаях, когда загрязненные воды подтягиваются не со стороны реки, а от какого-либо очага загрязнения в пределах долины, нужно также определить количество загрязненных вод, которое будет подтягиваться к водозабору при его работе.

В соответствующих разделах настоящей главы последовательно рассматривается оценка производительности береговых водозаборов в различных гидрогеологических условиях и методика прогноза возможных изменений качества откачиваемой воды наиболее простых расчетных схем.

1. ОЦЕНКА ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ ВОДОЗАБОРОВ В ДОЛИНАХ РЕК

Из водозаборов, эксплуатирующих подземные воды, наиболее распространенными являются береговые. Этим объясняется то большое внимание, которое многие годы уделяется вопросам оценки их производительности. Наибольшим распространением пользуется методика оценки производительности береговых водозаборов, предложенная Ф. Форхгеймером [39]. Эта методика основана на допущении, что связь подземных и поверхностных вод является совершенной и что влиянием коренных бортов долины, если они и сложены слабопроницаемыми породами, можно пренебречь.

Последнее допущение, как показали расчеты, приведенные в главе II, является достаточно обоснованным уже при соотношении $\frac{d_0}{L} \leqslant \frac{1}{4}$ даже при большей по сравнению с шириной

долины длине линейного водозабора. Менее обоснованно допущение о совершенной гидравлической связи подземных и поверхностных вод.

Тем не менее значительная часть расчетов по оценке производительности береговых водозаборов выполняется по формуле Форхгеймера

$$Q = \frac{\pi k S (2H - S)}{\alpha_0 \ln \frac{2 d_0}{r_0} + \sum_{i=1}^{N-1} \alpha_i \ln \frac{\rho_i}{r_i}}, \qquad (3.1)$$

где Q — суммарный дебит водозабора;
k и H — соответственно коэффициент фильтрации и мощность водоносного горизонта;
S — допустимое понижение уровня в средней скважине водозабора;
r_0 — радиус этой скважины;
N — общее число скважин водозабора;

$\alpha_i = \frac{Q_{i\ скв}}{Q}$ ($Q_{i\ скв}$ — дебит соответствующей скважины водозабора);

r_i, ρ_i — расстояния скважины, в которой определяется понижение, соответственно от других скважин водозабора и их отображений относительно линии уреза воды в реке.

Учитывая то обстоятельство, что береговые водозаборы проектируются в большинстве случаев в виде линейного ряда примерно равнодебитных и равноудаленных одна от другой скважин, некоторыми исследователями предложены менее трудоемкие методы оценки производительности таких водозаборов.

Наибольшее распространение получила формула Маскета-Лейбензона [4]

$$Q = \frac{k S (2H - S)}{\frac{d_0}{l} + \frac{1}{\pi N} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}, \qquad (3.2)$$

где σ — половина расстояния между соседними скважинами;
$l = \sigma N$ — половина длины линейного водозабора;
d_0 — расстояние линейного ряда от уреза реки;
r_0 — радиус скважины.

Формула (3.2) справедлива для линейного ряда неограниченной длины и дает поэтому определенный «запас надежности», который при малых значениях $\frac{l}{d_0}$ оказывается в ряде случаев чрезмерным.

Поэтому в настоящее время в условиях совершенной связи подземных и поверхностных вод и небольшой длине линейного ряда рекомендуется пользоваться более точной формулой В. М. Шестакова [40]:

$$Q = \frac{\pi k S (2H - S)}{\ln \sqrt{1 + \left(\frac{2 d_0}{l}\right)^2} + \frac{2 d_0}{l} \operatorname{arctg} \frac{l}{2 d_0} + \frac{1}{N} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \qquad (3.3)$$

Формулу (3.3) можно записать несколько иначе:

$$Q = \frac{k S (2H - S)}{F\left(\frac{2 d_0}{l}\right) + \frac{1}{\pi N} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \qquad (3.4)$$

Значения величины

$$F\left(\frac{2 d_0}{l}\right) = \frac{1}{\pi}\left[\ln \sqrt{1 + \left(\frac{2 d_0}{l}\right)^2} + \frac{2 d_0}{l} \operatorname{arctg} \frac{l}{2 d_0}\right]$$

снимаются с графика рис. 2, где для сравнения приведен также график функции $F_0 = \frac{d_0}{l}$.

При подстановке значений F_0 в формулу (3.4) последняя принимает вид формулы Маскета — Лейбензона (3.2). Можно видеть, что уже при значениях $\frac{2 d_0}{l} > 0{,}5$ расчеты по формуле (3.2) могут дать заметную погрешность.

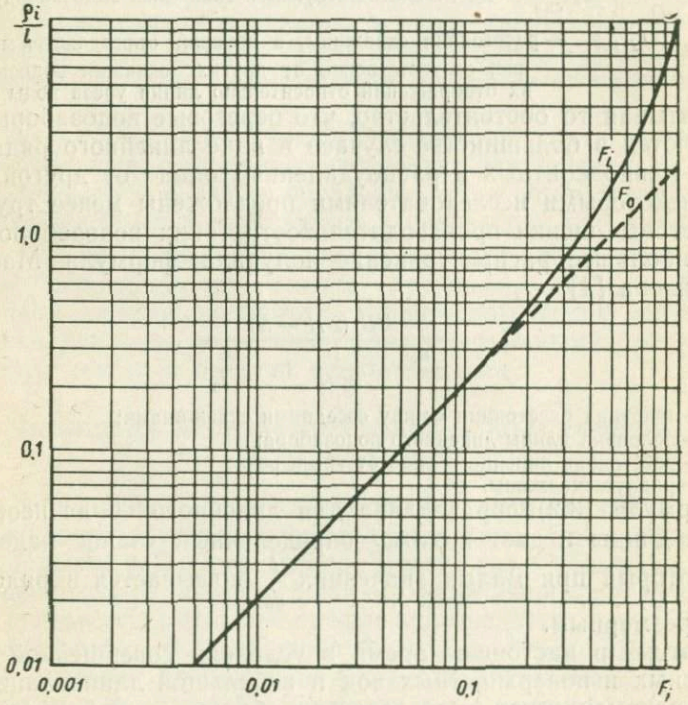

Рис. 2. График для определения сопротивления $F_i = \left(\frac{\rho_i}{l}\right)$

Чтобы учесть суммарный эффект несовершенства вреза русла в водоносный пласт, естественное заиление русловых отло-

жений и наличие в них слабопроницаемых прослоев, было предложено ввести в расчетные формулы для оценки производительности водозаборов дополнительное эквивалентное сопротивление. Это сопротивление было предложено рассматривать как сопротивление горизонтального отрезка однородного водоносного пласта при соответствующем смещении уреза воды в реке относительно водозабора на расстояние ΔL. Благодаря работам В. М. Шестакова [41; 42] и ряда зарубежных исследователей В. С. Валтона [47] и М. С. Хантуша [44; 45] указанный способ оценки фильтрационной неоднородности русловых отложений получил широкое распространение.

М. С. Хантуш [46] предложил новый метод учета суммарного эффекта несовершенства русла и кольматации русловых отложений путем введения эквивалентной по величине сопротивления вертикальной слабопроницаемой стенки незначительной толщины, полностью прорезающей водоносный горизонт.

Все рассмотренные методы не учитывали, однако, возможности опускания уровня эксплуатируемого водоносного горизонта ниже подошвы слабопроницаемого слоя под руслом поверхностного водоисточника, т. е. возможность отрыва уровня от дна реки.

Вопросы оценки производительности береговых водозаборов с учетом несовершенства вреза русла и кольматации русловых отложений обстоятельно рассмотрены в статьях В. М. Григорьева [17; 18; 19]. Автор, основываясь на решениях А. А. Угинчуса [40], рассматривает работу горизонтальной инфильтрационной галереи в условиях установившейся фильтрации с учетом возможности отрыва уровня эксплуатируемого горизонта от подошвы слабопроницаемого экранирующего слоя под руслом реки.

В. М. Григорьевым получены следующие формулы для определения производительности водозабора (рис. 3).

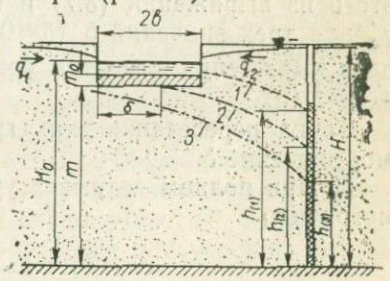

Рис. 3. Схема различных режимов фильтрации при работе берегового водозабора

1 — депрессионная кривая при подпертом режиме фильтрации; *2* — депрессионная кривая при частичном отрыве уровня от подошвы слабопроницаемых отложений в русле; *3* — депрессионная кривая при полном отрыве уровня от подошвы слабопроницаемых отложений в русле

1. Подпертый режим фильтрации («отрыва» нет):

$$q = \frac{kS\,(2H - S) + q_1 \dfrac{\sqrt{km\,A_0}}{2B}\ \operatorname{sh}\dfrac{\sqrt{km\,A_0}}{2B}}{2\left(d_0 + \sqrt{km\,A_0}\ \operatorname{cth}\dfrac{2b}{\sqrt{km\,A_0}}\right)} + q_2, \qquad (3.5)$$

где q — единичный (на единицу длины водозабора) дебит водозабора;
m — мощность водоносного горизонта под руслом реки;
S — допустимое понижение на линии водозаборной галереи;
$2b$ — ширина русла реки;
q_1 — единичный расход естественного потока подземных вод, дренируемых рекой, на противоположном водозабору берегу;
q_2 — единичный расход естественного потока подземных вод, дренируемых рекой, на том берегу, где расположен водозабор;

$A_0 = \frac{m_0}{k_0}$ — обобщенный параметр, названный В. М. Григорьевым «коэффициентом сопротивления заиленного слоя фильтрации» (k_0 и m_0 — соответственно коэффициент фильтрации и мощность слабопроницаемого слоя под руслом реки). Крайне ориентировочные значения A_0, рекомендуемые В. М. Григорьевым, следующие: для горных рек — 1—5 суток, для предгорных участков рек — 5—10 суток, для равнинных рек — 10—15 суток и для зарегулированных небольших рек — 20—30 суток.

2. Частичный отрыв уровня от подошвы слабопроницаемого слоя:

$$q = \frac{k\,(m^2 - h^2) + \frac{H_0 - m}{A_0}\,(2b - \delta)}{2\,(2b - \delta + d_0)}, \tag{3.6}$$

где $h = H - S$ — остаточный столб воды на линии водозабора;
H_0 — превышение уровня воды в реке над подошвой водоносного горизонта

В формуле (3.6) неизвестной является также и величина δ — координата точки отрыва, которая находится из равенства: $q_\delta = q'_\delta$, где

$$q_\delta = (H_0 - m)\,\frac{km}{\sqrt{km\,A_0}}\,\mathrm{th}\,\frac{\delta}{\sqrt{km\,A_0}}; \tag{3.7}$$

$$q'_\delta = \frac{k\,(m^2 - h^2)}{2\,(d_0 + 2b - \delta)} - \frac{H_0 - m}{A_0}\,(2b - \delta). \tag{3.8}$$

Задача решается несложным графическим подбором. Для этого из выражений (3.7) и (3.8) определяются значения q_δ и q'_δ для трех значений δ ($\delta = 0{,}5\,b$, $\delta = b$ и $\delta = 1{,}5\,b$) и для каждого выражения строятся совмещенные графики $q_\delta = f(\delta)$ и $q'_\delta = f(\delta)$.

Точка пересечения этих графиков и позволит найти искомое значение δ.

3. При полном «отрыве» уровня от подошвы слабопроницаемого слоя:

$$q = q_1 + q_2 + \frac{H_0 - m}{A_0}\,2b. \tag{3.9}$$

Для суждения о режиме фильтрации (подпертый режим, частичный «отрыв» и полный «отрыв») В. М. Григорьевым предложены следующие соответствующие критерии.

«Отрыв» будет полным, если выполняется соотношение

$$A_0 \geqslant \frac{(H_0 - m)\,4b\,(d_0 + b)}{k\,(m^2 - h^2) - 2q_1\,(d_0 + 2b)}. \tag{3.10}$$

Если соотношение (3.10) не выполняется, возможен частичный «отрыв», условием которого является выполнение соотношения

$$\operatorname{ch}\frac{2b}{\sqrt{k m A_0}} > \frac{(H_0 - m)\frac{2 k m d_0}{\sqrt{k m A_0}} \operatorname{sh}\frac{2b}{\sqrt{k m A_0}} + 2 q_1 d_0}{k\,(m^2 - h^2)}. \quad (3.11)$$

Если не выполняются оба соотношения (3.10) и (3.11), имеет место подпертый режим фильтрации.

Все предлагаемые В. М. Григорьевым решения не учитывают неустановившийся характер движения подземных вод, что сказывается на притоке подземных вод со стороны бортов долины, когда мощность водоносного горизонта достаточно велика. Не учитывают они также и то обстоятельство, что поверхностный водоток может часть года отсутствовать.

Наиболее полно рассмотрены вопросы оценки производительности водозаборов с учетом несовершенства вреза речных русл и наличия слабопроницаемого экранирующего слоя под руслом в работах Ф. М. Бочевера [7; 8; 9]. Он рассматривает работу линейного водозабора бесконечной длины и одиночной скважины в условиях асимметричной и симметричной схем фильтрации. Схема фильтрации считается симметричной при большой ширине русла, когда фильтрационным потоком с противоположной стороны реки можно пренебречь. Такая схема справедлива при соотношении $\frac{2b}{\sqrt{km\,Ad}} > 2$. В тех случаях, когда русло реки узкое и фильтрационным потоком с противоположной стороны пренебречь нельзя, должна приниматься асимметричная схема фильтрации.

Полученные Ф. М. Бочевером аналитические решения позволили ему предложить методику расчета линейного берегового водозабора для условий неустановившегося и установившегося режимов фильтрации с учетом возможности частичного и полного отрыва уровня от подошвы залегающего под руслом слабопроницаемого экранирующего слоя. Решения получены в наиболее общем виде для условий неустановившегося движения. Полагая в них время равным бесконечности, Ф. М. Бочевер получил все решения В. М. Григорьева для условий неустановившегося движения.

Ф. М. Бочевером предложена также методика расчета одиночного водозабора в условиях симметричной и асимметричной схем для установившегося режима фильтрации и в условиях симметричной схемы для неустановившегося режима фильтрации.

Следует отметить, что при оценке производительности водозабора, срок работы которого является всегда весьма продолжительным, все расчеты по определению величины поступаю-

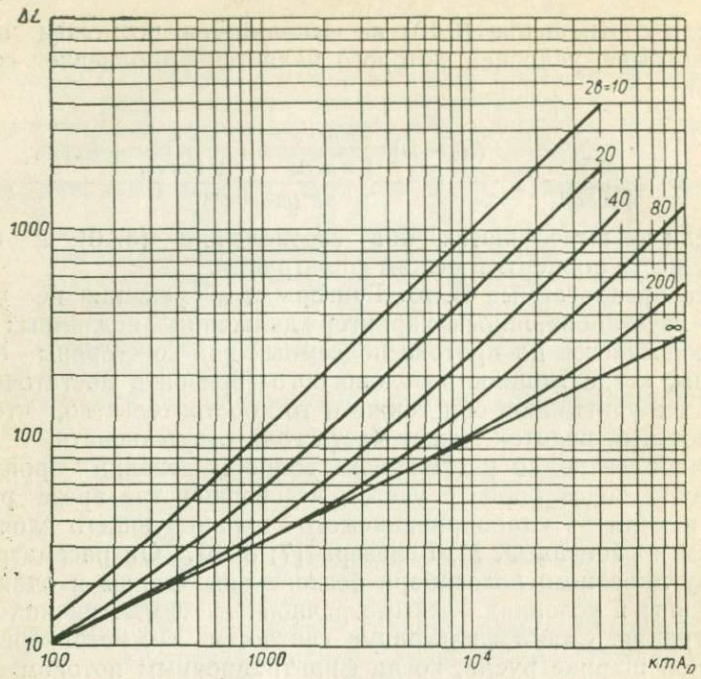

Рис. 4. Графики зависимости $\Delta L = f(k, m, b, A_0)$

щего из реки расхода могут выполняться для условий установившегося движения.

Весьма ценными являются решения, полученные Ф. М. Бочевером для одиночной скважины. Они позволяют определять с помощью опытных откачек наиболее важный расчетный параметр — величину A_0 (рис. 4) и коэффициент перетекания A ($A = \frac{1}{\sqrt{km}A_0}$). Ниже, в главе V, будет изложена методика определения этих параметров.

Как в работах В. М. Григорьева, так и в решениях Ф. М. Бочевера не учитывается возможность временного промерзания или пересыхания поверхностного водотока, а также возможность превышения в течение года производительности водозабора над расходом реки. Не учитывается также влияние бортов долины.

Кроме того, в расчетах Ф. М. Бочевера принимается допущение об отсутствии эксплуатационного заиливания, не выполняющееся, как правило, на большом числе зарегулированных рек и на водохранилищах.

Ниже предлагается методика приближенной оценки производительности наиболее часто встречающихся линейных водозаборов, работающих в различных гидрогеологических услови-

ях, в которой сделана попытка учесть влияние бортов долины и режим поверхностного водоисточника. При этом сделаны три обычно принимаемых допущения:

1) гидргеологические параметры основного водоносного горизонта в зоне влияния водозабора изменяются незначительно и могут быть осреднены;

2) береговая линия принимается прямолинейной и занимает какое-то фиксированное положение или незначительно перемещается около какого-то фиксированного среднего положения;

3) в условиях подпертого режима фильтрации или при дождевании движение подземных вод в районе водозабора является установившимся или квазиустановившимся.

В предлагаемой методике частично использованы приведенные выше решения В. М. Григорьева и Ф. М. Бочевера.

Типизация речных долин

Рассмотренные выше гидрологический режим и направленность гидравлической связи поверхностных вод с подземными, а также закономерности геологического строения и гидрогеологических условий речных долин показывают, что речные долины характеризуются весьма большим разнообразием гидрологического режима и гидрогеологических условий.

Тем не менее для унификации методов оценки производительности водозаборов, работающих в различных речных долинах, целесообразно провести типизацию последних с учетом их гидрогеологических и гидрологических особенностей для обоснования выбора расчетных схем.

В основу такой типизации могут быть положены условия взаимосвязи намечаемого к эксплуатации водоносного горизонта с реками. По этому принципу все разведуемые речные долины или участки этих долин можно объединить в две основные группы.

К группе А отнесены речные долины, в пределах которых намечаемый к эксплуатации водоносный горизонт имеет непосредственную гидравлическую связь с рекой, независимо от того, затруднена эта связь или является совершенной.

К долинам этой группы отнесено также большое число речных долин, у которых характер гидравлической связи периодически резко меняется. Например, в межпаводковый период эта связь имеет место лишь в пределах русла, а в паводок происходит затопление всей поймы и усиленное питание подземных вод на большой площади. Может оказаться, что и без затопления поймы расширение русла за счет подъема уровня в реке приводит к значительному увеличению фильтрации из русла, особенно на прибрежных участках, где фильтрационные свойства русловых отложений значительно выше.

К группе Б отнесены те долины, в пределах которых намечаемый к эксплуатации водоносный горизонт отделяется от по-

верхностного водоисточника другим выраженным водоносным горизонтом, характеризующимся отличными от первого горизонта (нижнего) фильтрационными или емкостными свойствами. К долинам этой группы относятся, например, долина Северного Донца, где эксплуатируемый мергельно-меловой водоносный горизонт отделяется от реки выдержанной толщей аллювиальных отложений, долина р. Нярис близ г. Вильнюса, где выше эксплуатируемого водоносного горизонта, представленного песчано-гравийным материалом, залегает выдержанная толща мелкозернистых слабоводоносных песков, перекрытых, в свою очередь, хорошоводопроницаемой грубообломочной толщей современного аллювия, аналогичной по фильтрационным свойствам первому горизонту, но имеющей незначительную мощность.

Следует отметить, что указанное деление речных долин на две группы относится не ко всей долине в целом, а к тем ее участкам, где уже существует водозабор или проектируются и проводятся разведочные работы для организации водозаборов. На разных участках одна и та же долина в зависимости от гидрогеологических условий может быть отнесена к первой или ко второй группе.

В некоторых случаях гидрогеологические условия на данном участке речной долины таковы, что здесь на небольшом ее отрезке существуют условия, характерные для первой и второй групп долин. Примером таких участков могут служить речные долины Черноморского побережья Северного Кавказа, где зачастую водозаборы разведуются и создаются вблизи границы выклинивания слабопроницаемых слоев, отделяющих нижний эксплуатируемый горизонт от верхнего.

В пределах каждой из выделенных групп речные долины, как показал анализ граничных условий и их возможных изменений в процессе эксплуатации, можно разделить по двум основным показателям:

1) по режиму стока в поверхностном водоисточнике (постояннодействующий, промерзает или пересыхает);

2) по искусственным факторам (зарегулирована или незарегулирована река).

При выборе расчетной схемы наиболее важным из названных двух показателей является режим стока в поверхностном водоисточнике.

По этому показателю каждая из выделенных групп долин разделяется на два типа: 1) речные долины, имеющие постоянный сток, и 2) речные долины, не имеющие постоянного стока.

Ко второму типу относятся и те речные долины, у которых расход реки в течение части года значительно ниже производительности водозабора.

Основное отличие долин первого типа состоит в том, что здесь независимо от тесноты гидравлической связи питание

эксплуатируемого водоносного горизонта за счет поверхностных вод будет при эксплуатации непрерывным. В долинах, относящихся ко второму типу, определенную часть года при эксплуатации такого подпитывания не будет вообще.

Второй показатель — зарегулированность реки — должен учитываться в большинстве случаев только в долинах первого типа, так как только на берегах водохранилищ и прилегающих к ним выше по течению участках, где всегда есть сток, существует реальная угроза эксплуатационного заиления.

По этому показателю в долинах первого типа выделяется два подтипа: а) речные долины с незарегулированным стоком и б) речные долины с зарегулированным стоком.

В долинах первого подтипа можно считать, что эксплуатация водозаборов, расположенных в этих долинах, не вызывает заметного усиления процессов кольматации и заиления.

В долинах, относящихся ко второму подтипу, эксплуатация может существенно усилить заиление донных отложений. Это обстоятельство приобретает большое значение при оценке эксплуатационных запасов подземных вод в пределах данного участка речной долины и должно обязательно учитываться.

Оценка производительности береговых водозаборов, эксплуатирующих подземные воды, имеющие прямую гидравлическую связь с рекой (речные долины группы «А»)

Расчетные схемы. Предлагаемая методика оценки производительности береговых линейных водозаборов основана на принципе сложения фильтрационных течений и определяется режимом фильтрации.

Когда в течение года при работе водозабора будет сохраняться подпертый режим фильтрации, складываются фильтрационные поля водозабора и его отображения относительно смещенного уреза реки и коренного борта долины.

Если в рассматриваемых условиях иногда сток в реке пропадает, то к складываемым фильтрационным полям прибавляется фильтрационное поле фиктивного водозабора, расположенного на месте истинного уреза реки, включающегося в момент прекращения стока и работающего весь период его отсутствия. Дебит этого фиктивного водозабора принимается равным или расходу фильтровавшейся в период подпертой фильтрации речной воды (если минимальный меженный расход реки равен нулю) или разности между расходом фильтровавшейся из русла в период подпертой фильтрации речной воды и сохраняющейся величиной меженного стока. Учитывая сравнительную кратковременность действия фиктивного водозабора, можно считать, что борта долины, если они и сложены слабопроницаемыми породами, не повлияют на характер его фильтрационного поля.

Когда в течение года при работе водозабора будет наблюдаться постоянный расход «дождевания» из реки, складываются фильтрационные поля самого водозабора и фиктивной нагнетательной галереи, равной по длине водозабору, расположенной на истинном урезе реки и работающей с расходом «дождевания». При этом в зависимости от соотношения фильтрационных свойств аллювия и коренных пород принимается, что водозабор и нагнетательная галерея работают в условиях неограниченного пласта или в условиях пласта — полосы с непроницаемыми границами. Если в рассматриваемых условиях определенную часть года сток в реке пропадает, к складываемым фильтрационным полям прибавляется фильтрационное поле еще одного линейного водозабора, фиктивного, расположенного на том же месте, что и нагнетательная галерея. Этот водозабор включается в момент прекращения стока в реке и работает весь период его отсутствия с дебитом, равным расходу «дождевания» (если минимальный меженный сток равен нулю) или разности между расходом «дождевания» и сохраняющимся минимальным меженным стоком.

Условия, когда возможен частичный отрыв уровня эксплуатируемого горизонта от подошвы слабопроницаемого слоя под руслом, не рассматриваем. В этом случае принимаются условия подпертого режима фильтрации, что дает некоторый запас в расчетах.

Расчетные зависимости. Из расчетных схем видно, что для оценки производительности водозабора прежде всего нужно выяснить, какой режим фильтрации будет иметь место при работе водозабора и наличии стока в реке.

Понижение уровня воды в районе водозабора приближенно может быть определено из выражения

$$S\,(2H-S)=\frac{q}{k}\,2lG+\frac{q-q_{меж}}{k}\,lR_{т}+\frac{q}{\pi k}\,2\sigma\ln\frac{\sigma}{\pi r_0}, \quad (3.12)$$

где S — расчетное допустимое понижение в средней скважине линейного водозабора;

q — единичная (на единицу длины) производительность равноприточной галереи, эквивалентной по дебиту линейному водозабору;

$2l=2\sigma N$ — длина равноприточной галереи;

$q_{меж}$ — средне-минимальный единичный меженный расход реки, определяется делением средне-минимального меженного расхода ($Q_{меж}$) на длину линейного водозабора ($2l$);

G — фильтрационное сопротивление, характеризующее влияние рассматриваемого водозабора, работающего в условиях подпертого режима фильтрации в пласте — полосе с разнородными границами (непроницаемый контур и контур постоянного напора).

Как показали расчеты, пять отображений относительно границ пласта — полосы с достаточной полнотой отражают влияние этих границ.

$$G = \sum_{i=1}^{3} F\left(\frac{\rho_i}{l}\right) - \sum_{i=4}^{5} F\left(\frac{\rho_i}{l}\right), \qquad (3.13)$$

где $F\left(\frac{\rho_i}{l}\right) = \frac{1}{\pi}\left[\ln \sqrt{1+\left(\frac{\rho_i}{l}\right)^2} + \frac{\rho_i}{l} \operatorname{arctg} \frac{l}{\rho_i}\right]$; (3.14)

$$\rho_1 = 2d; \quad \rho_2 = \rho_3 = 2\,(d+L); \quad \rho_4 = 2L; \quad \rho_5 = 2\,(2d+L); \qquad (3.15)$$

$$d = d_0 + \Delta L. \qquad (3.16)$$

Значения функции $F\left(\frac{\rho_i}{l}\right)$ определяются по графику рис. 2.

Величина ΔL, т. е. отрезок, на который следует сместить урез реки, чтобы фильтрационное сопротивление на этом отрезке было эквивалентно сопротивлению русловых отложений, определяется по формуле [42] или по графикам на рис. 4.

$$\Delta L = \sqrt{k m A_0}\ \operatorname{cth} \frac{2b}{\sqrt{k m A_0}}. \qquad (3.17)$$

Фильтрационное сопротивление $R_т$, характеризующее влияние на район водозабора фиктивной водозаборной галереи с единичной производительностью $q - q_{меж}$, определяется из выражения [9]

$$R_т = \frac{2\sqrt{aT}}{l}\ i\,erfc\left(\frac{d_0}{2\sqrt{aT}}\right), \qquad (3.18)$$

где a — коэффициент уровнепроводности, значения функции ierfc приведены в табл. книги [9].

Решая выражение (3.12) относительно q, получим

$$q = \frac{k S\,(2H - S) + q_{меж}\, l R_т}{l R_т + 2lG + \frac{2\sigma}{\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \qquad (3.19)$$

Режим фильтрации будет подпертым, если количество речных вод, поступающих в подземные воды при работе водозабора, меньше, того количества воды, которое может поступать из реки в подземные воды через русловые отложения.

Это условие может быть записано в виде соотношения

$$q < \left(\frac{H_0 - m}{A_0}\right) 2b, \qquad (3.20)$$

где H_0 — превышение средне-минимального уровня воды в реке над подошвой водоносного горизонта.

Используя формулы (3.19) и (3.20), находим условие сохранения подпертого режима фильтрации

$$A_0 < \frac{(H_0 - m)\ 2b\left(l R_т + 2lG + \frac{2\sigma}{\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}\right)}{k S\,(2H - S) + q_{меж}\, l R_т}. \qquad (3.21)$$

Для условий круглогодичного наличия стока в реке, когда сопротивление $R_т = 0$, выражение (3.19) и соотношение (3.21) упрощаются.

$$q = \frac{k S\ (2H - S)}{2lG + \frac{2\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}} \tag{3.22}$$

и

$$A_0 < \frac{(H_0 - m)\ 2b \left(2lG + \frac{2\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}\right)}{k S\ (2H - S)}. \tag{3.23}$$

При относительно большой ширине полосы распространения водоносного горизонта между рекой и коренным склоном вместо суммарного сопротивления G без большой погрешности можно ограничиться лишь одним сопротивлением F $\left(\frac{2d}{l}\right)$. В этом случае выражение (3.22) принимает вид формулы В. М. Шестакова (3.4).

Если же при этом линейный ряд имеет большую протяженность ($\frac{d}{l} \leqslant 0{,}3$), можно принять

$$2F\left(\frac{2d}{l}\right) = \frac{2d}{l}. \tag{3.24}$$

Для таких достаточно часто встречающихся условий выражения (3.19) и (3.21) несколько упрощаются:

$$q = \frac{k S\ (2H - S) + q_{меж}\, l R_т}{l R_т + 2d + \frac{2\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}} \tag{3.25}$$

и

$$A_0 < \frac{(H_0 - m)\ 2b \left(l R_т + 2d + \frac{2\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}\right)}{k S\ (2H - S) + q_{меж}\, l R_т}, \tag{3.26}$$

а выражение (3.22) обращается в приведенную выше формулу Маскета — Лейбензона (3.2), в которой урез реки смещен на величину ΔL:

$$q = \frac{k S\ (2H - S)}{2d + \frac{2\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \tag{3.27}$$

В этом случае условие сохранения подпертого режима фильтрации имеет вид

$$A_0 < \frac{(H_0 - m)\ 4b \left(d + \frac{\sigma}{\pi}\ \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}\right)}{k S\ (2H - S)}. \tag{3.28}$$

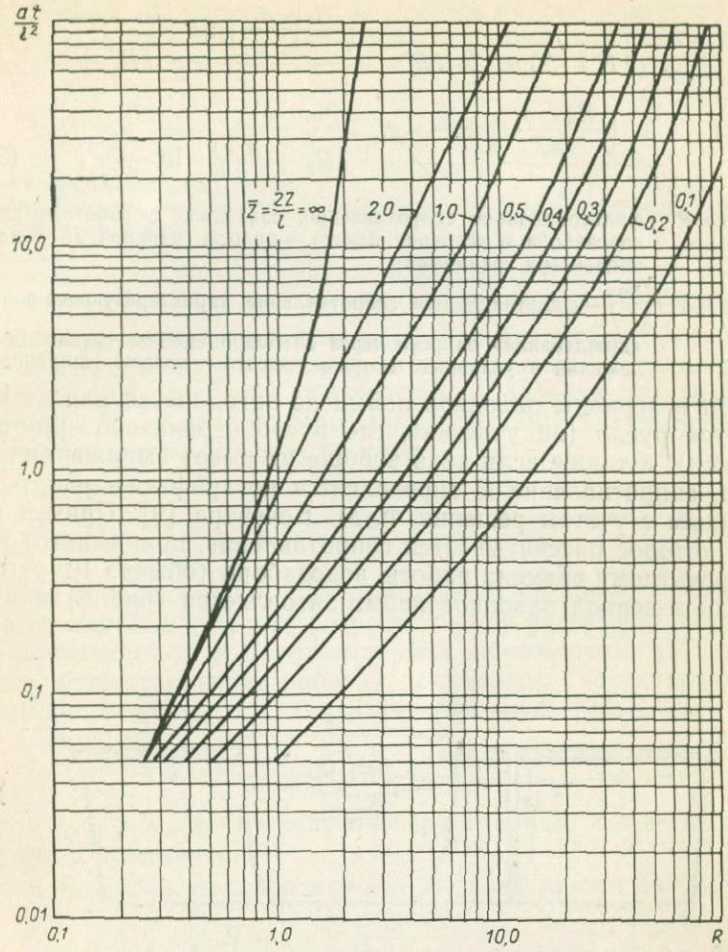

Рис. 5. Графики для определения сопротивления $R=f\left(\frac{at}{l^2};\ \frac{2L}{l}\right)$

Если условия (3.21) и (3.26) не выполняются, можно считать, что при работе водозабора и наличии стока в реке произойдет отрыв уровня эксплуатируемого горизонта от подошвы слабопроницаемого слоя под руслом реки на всей ее ширине. В этом случае река является границей постоянного расхода, равного расходу «дождевания». Для таких условий в соответствии с рассмотренными выше расчетными схемами понижение уровня эксплуатируемого горизонта в районе водозабора может быть определено из выражения

$$S\,(2H-S)=\frac{q}{k}\,lR-\frac{\left(\frac{H_0-m}{A_0}\right)2b}{k}\,lR''+$$

$$+\frac{\left(\frac{H_0-m}{A_0}\right)2b-q_{\text{меж}}}{k}\,lR_{\text{т}}+\frac{q\cdot 2\sigma}{\pi k}\ln\frac{\sigma}{\pi r_0}, \qquad (3.29)$$

где R — фильтрационное сопротивление, связанное с работой самого водозабора в условиях пласта — полосы шириной $2L$ и непроницаемыми границами;

$R''=R-2\,F\left(\frac{d_0}{l}\right)$ — фильтрационное сопротивление, характеризующее влияние «дождевания» из реки через слабопроницаемые русловые отложения в условиях того же пласта — полосы шириной $2L$.

Если в периоды паводков пойма не затопляется или не расширяется русло (на участках, где русло ограничено крутыми берегами), а также если река вообще не имеет выраженных паводков, сопротивление R определяется по графикам рис. 5, построенным с учетом решения Ф. М. Бочевера [9]. Причем время, на которое рассчитывается сопротивление, принимается равным проектному времени работы водозабора (обычно 10^4 суток).

Если в период паводков пойма затопляется (рис. 6) или за-

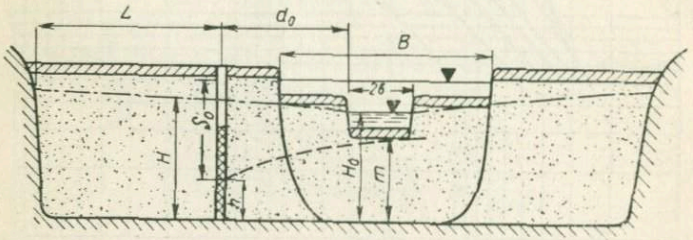

Рис. 6. Схема водозабора подземных вод в речной долине

метно увеличивается ширина русла, то сопротивление R определяется по-разному (в зависимости от восполнения емкостных запасов воды).

При полном восполнении в паводок сработанных в межпаводковый период запасов воды сопротивление R также определяется по графикам рис. 5, но время, на которое оно рассчитывается, принимается равным времени между началом двух последовательных паводков. Расчет возможности полного восполнения сработанных за межпаводковый период емкостных запасов воды выполняется в следующей последовательности. Сначала определяется единичный расход $q_{\text{восп}}$, т. е. отнесенное ко времени между началами последовательных паводков количество речных вод, которое может поступить к подземным водам во

время паводка. Величина $q_{восп}$ находится по формуле, полученной без учета фильтрационного сопротивления русловых отложений:

$$q_{восп.} \approx \frac{\mu S_0 B}{2 t_1} \left(1 + \frac{\sqrt{a T_1}}{B}\right), \qquad (3.30)$$

где μ — коэффициент водоотдачи;
S_0 — превышение паводкового уровня воды в реке над расчетным уровнем подземных вод;
B — ширина полосы затопления;
t_1 — время между началами двух последовательных паводков;
T_1 — время, в течение которого сохраняется затопление полосы шириной B.

Затем полученное значение $q_{восп}$ сравнивается с тем максимальным единичным расходом q_0, который может быть получен равноприточной галереей, работающей в условиях пласта-полосы шириной $2L$, и непроницаемыми границами за счет сработки емкостных запасов в течение времени t_1.

Расход q_0 определяется по формуле

$$q_0 = \frac{k S_1 (2H - S_1)}{l R}, \qquad (3.31)$$

в которой сопротивление R рассчитывается на время t_1, а понижение S_1 определяется как разность между расчетным допустимым понижением S и дополнительным понижением ΔS, создаваемым непосредственно работой скважины проектируемого водозабора. Величина ΔS находится по формуле [5]

$$\Delta S = \frac{Q_{скв}}{2\pi k H} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}. \qquad (3.32)$$

Если $q_{восп} \geqslant q_0$, то восполнение сработанных емкостных запасов будет полным.

Если $q_{восп} < q_0$, то сопротивление R определяется по формуле

$$R = \frac{k S_1 (2H - S_1)}{l q_{восп}}. \qquad (3.33)$$

Разрешая выражение (3.29) относительно искомого q, получим

$$q = \frac{k S (2H - S) + \left(\frac{H_0 - m}{A_0}\right) 2 b l \left[R - R_т - 2F\left(\frac{d_0}{l}\right)\right] + q_{меж} l R_т}{l R + \frac{2\sigma}{\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \qquad (3.34)$$

Для условий, когда сток сохраняется в реке в течение всего года, т. е. когда сопротивление $R_т = 0$, выражение (3.34) несколько упрощается

$$q = \frac{k S (2H - S) + \left(\frac{H_0 - m}{A_0}\right) 2 b l \left[R - 2F\left(\frac{d_0}{l}\right)\right]}{l R + \frac{2\sigma}{\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}. \qquad (3.35)$$

Учитывая определенную условность принятых расчетных схем и приблизительность полученных расчетных зависимостей для проверки их применимости было выполнено аналоговое моделирование. Рассмотренные расчетные схемы были воспроизведены на АВМ МСМ-1 с дополнительными устройствами для моделирования неустановившейся фильтрации.

Были исследованы обе рассмотренные схемы: работа водозабора в условиях подпертого режима фильтрации и при отрыве уровня эксплуатируемого горизонта от подошвы слабопроницаемых русловых отложений. Общими для схем являются безнапорный характер водоносного пласта, его полосообразная форма в плане, однородность фильтрационных свойств, значительная протяженность водозаборного ряда, параллельного реке, гидродинамическое несовершенство русла. Обе схемы варьировались по величинам фильтрационных и геометрических характеристик, а также по времени отсутствия стока в реке (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Варианты условий, по которым сопоставлялись результаты аналитических расчетов и моделирования

Условия	Варианты				
	I	II	III	IV	V
Мощность водоносного горизонта, *м*	10	20	10	20	20
Коэффициент фильтрации, *м/сутки*	20	50	100	10	50
Коэффициент водоотдачи	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Коэффициент уровнепроводности, *м²/сутки*	1000	5000	5000	1000	5000
Мощность водоносного горизонта под руслом, *м*	7,75	17,5	7,5	17,5	17,5
Среднее превышение уровня воды в реке над подошвой водоносного горизонта, *м*	9,75	19,5	9,5	19,5	19,5
Расстояние водозабора до реки, *м*	55	100	100	100	100
Сопротивление русловых отложений, *м*	35	100	100	200	300
Ширина русла реки, *м*	40	40	40	40	40
Ширина полосы распространения водоносного горизонта, *м*	600	2000	1200	1000	2000

Условия	Варианты				
	I	II	III	IV	V
Расстояние между соседними скважинами линейного ряда, *м*	100	100	100	100	100
Длина линейного ряда, *м*	2000	8000	4000	4000	8000
Время отсутствия стока в реке, *сутки* .	80	50	60	65	50

Результаты расчетов для суждения о режиме фильтрации и для оценки производительности водозаборов приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Результаты аналитических расчетов для суждения о режиме фильтрации и для оценки производительности водозаборов

Показатели	Варианты				
	I	II	III	IV	V
Параметр A_0, определенный по графикам рис. 2, *сутки*	11,0	4,0	4,4	42,8	13,7
Допустимое понижение, принимаемое при расчетах линейного водозабора, *м* .	6	15	6	15	15
Условие подпертого режима фильтрации (расчет по формуле 3.26)	$A_0 < 28,4$	$A_0 < 4,3$	$A_0 < 11,0$	$A_0 < 30,0$	$A_0 < 6,0$
Единичная производительность линейного водозабора, $м^2/сутки$	2,80	18,5	8,1	4,53	12,0
Допустимое понижение, принимаемое при расчетах равноприточной галереи, *м*	4	12	4	12	12
Единичная производительность равноприточной галереи, $м^2/сутки$	2,82	19,3	7,15	4,8	11,95

Проверка приближенных аналитических решений в связи с некоторыми техническими особенностями моделирования была осуществлена таким образом: на модели задавались дебиты водозабора, рассчитанные для равноприточной галереи по пред-

ложенной методике. Полученные на модели понижения сравнивались с понижениями, задававшимися при аналитических расчетах (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Сравнение результатов моделирования и аналитических расчетов

Показатели	Варианты				
	I	II	III	IV	V
Единичная производительность равноприточной галереи, $м^2/сутки$	2,82	19,3	7,15	4,8	11,95
Принятое расчетное понижение, $м$ . .	4	12	4	12	12
Понижение, полученное на модели, $м$.	4,52	10,6	3,96	12,5	11,8
Разность между расчетным понижением и понижением на модели, $м$	0,52	1,4	0,04	0,5	0,2
Расхождение результатов, %	13	11,7	1,0	4,1	1,7

Из таблицы видно, что лишь в двух случаях (варианты I и II) расхождения между расчетными понижениями и на модели незначительно превысили 10%. Во всех остальных случаях расхождений практически не было. Полученные результаты свидетельствуют о применимости предлагаемой методики расчетов водозаборов в долинах рек.

В долинах зарегулированных рек, где большое значение приобретает эксплуатационное заиливание, обобщенный параметр A_0, входящий в приведенные выше расчетные формулы и соотношения, является переменной величиной, увеличивающейся в процессе эксплуатации. В настоящее время не имеется достаточно надежного способа учета этих изменений.

Ниже предлагается приближенный способ прогноза изменений параметра A_0 под влиянием эксплуатации берегового водозабора в долине зарегулированной реки.

Прежде всего отметим, что при разведке водозаборов вблизи зарегулированной реки русловые отложения последней уже заметно закольматированы и на дне реки образовалась илистая пленка. При этих условиях представляется маловероятным, что в процессе дальнейшей фильтрации поверхностных вод в русловые отложения будет происходить заметное увеличение мощности закольматированной зоны. Скорее всего будет увеличиваться толщина илистого слоя за счет задержания в нем взвешенных мелкоземистых частиц.

Для обеспечения достаточного «запаса надежности» принимаем, что эксплуатация водозабора приводит к отрыву уровня от подошвы илистого слоя и что ниже этого слоя происходит «дождевание».

Приняв эти допущения, можно составить уравнение

$$k_0 \frac{H_0 - m}{m_0'} c\,\delta t = \delta m_0', \qquad (3.36)$$

где c — объемная концентрация взвешенных мелкоземистых частиц в речной воде.

Интегрирование уравнения (3.36) дает

$$\frac{A_0'}{A_0} = \sqrt{1 + \frac{2\,(H_0 - m)}{A_0^2 k_0}\,ct} \qquad (3.37)$$

или

$$\frac{A_0'}{A_0} = \sqrt{1 + \frac{2\,(H_0 - m)}{A_0 m_0}\,ct},$$

где A_0' — значение параметра A_0 спустя время t после начала эксплуатации водозабора.

Для расчета производительности водозаборов, работающих в долинах зарегулированных рек, в соответствующие расчетные формулы и соотношения следует подставить прогнозное значение параметра A_0. Хотя это и может привести в отдельных случаях к чрезмерному «запасу надежности», предлагаемой приближенный прием позволит не опасаться преждевременного выхода проектируемого водозабора из строя.

Оценка производительности водозаборов, расположенных в долинах рек и эксплуатирующих горизонты, не имеющие прямой гидравлической связи с поверхностными водоисточниками (речные долины группы Б)

Необходимость в создании таких водозаборов чаще всего возникает в тех случаях, когда вышележащий аллювиальный водоносный горизонт, непосредственно связанный с поверхностными водами, характеризуется низкими фильтрационными свойствами или небольшой мощностью.

Геологическое строение и гидрогеологические условия речных долин в таких случаях являются, как правило, достаточно сложными, и для обоснованной оценки производительности водозаборов в этих условиях целесообразно использовать методы моделирования.

В некоторых сравнительно простых случаях такая оценка может быть сделана аналитическим путем. Чаще всего при этом бывает известно, что восполнение эксплуатируемого горизонта происходит ежегодно в период паводка или раз в несколько лет во время больших половодий, когда полностью обводняется осушенная в межпаводковые периоды толща аллювиальных отложений верхнего горизонта, из которой происходит перетекание подземных вод в эксплуатируемый водоносный горизонт.

Как было показано Ф. М. Бочевером [6], расчет водозабора в таких условиях, если между горизонтами нет слабопроницаемых разделяющих толщ, может быть выполнен по формулам для напорных водоносных горизонтов, но с учетом емкостных свойств верхнего горизонта. Для этого в расчете следует учесть значение коэффициента пьезопроводности, определяемое по формуле

$$a^* = \frac{(km)}{\mu + \mu^*}, \tag{3.38}$$

где μ — коэффициент водоотдачи верхнего горизонта;
μ^* — коэффициент упругой водоотдачи эксплуатируемого горизонта;
(km) — коэффициент водопроводимости эксплуатируемого горизонта, определяемый опытным путем.

Расчет при этом выполняется по формуле (3.31) на срок, равный межпаводковому периоду.

В расчетах, выполненных таким образом, заложен определенный «запас надежности», связанный с тем, что не учитывается поступление поверхностных вод в верхний водоносный горизонт в межпаводковый период. В ряде случаев, когда взаимосвязь реки с подземными водами аллювия является достаточно тесной, указанное допущение может привести к чрезмерному «запасу надежности».

Чтобы в какой-то мере учесть питание за счет речных вод, можно рекомендовать два приближенных приема расчета.

По первому из них принимается допущение, что спустя некоторое время после начала эксплуатации в результате усиливающегося поступления в верхний горизонт речных вод уровни в нем стабилизируются, т. е. наступает определенное равновесие между перетеканием в нижний эксплуатируемый горизонт и притоком речных вод. Это, несомненно, приведет к стабилизации уровней и в нижнем горизонте.

Расчетная формула в этом случае для линейного водозабора, состоящего из равнодебитных и равноудаленных одна от другой скважин, после некоторых преобразований может быть записана в виде [11]

$$q = \frac{km\,S}{l\,D + \frac{\sigma}{\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi r_0}}, \tag{3.39}$$

где

$$D = \frac{1}{\pi N}\left[\ln \frac{3{,}5\,NB}{l} + 2\sum_{n=1}^{n=\frac{N-1}{2}} K_0\left(\frac{n2l}{NB}\right)\right];$$

K_0 — символ функции Бесселя второго рода от мнимого аргумента.

К формуле (3.39) построен график (рис. 7), позволяющий определять сопротивление D как функцию отношения $\frac{l}{B}$. Вели-

чина D практически не зависит от числа скважин, а определяется только длиной ряда и комплексным параметром B. Параметр B зависит от коэффициента водопроводимости эксплуатируемого горизонта, коэффициента фильтрации k_0 и мощности m_0 слабопроницаемой толщи, отделяющей этот горизонт от верхнего горизонта, связанного с рекой.

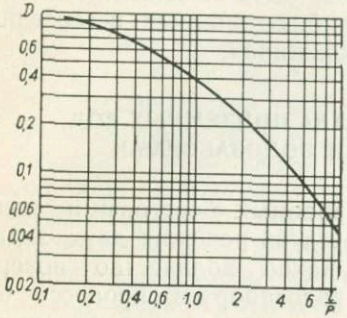

Рис. 7. График для определения величины сопротивления $D=f\left(\frac{l}{B}\right)$

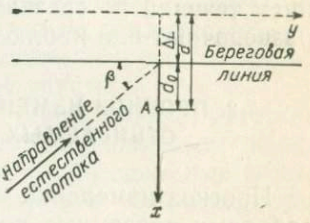

Рис. 8. Схема размещения одиночного берегового водозабора

Понижение S в формуле (3.39) должно отсчитываться от установившегося уровня в верхнем горизонте. Положение этого уровня в свою очередь будет определяться характером связи подземных вод верхнего горизонта с рекой.

Наиболее высоким оно будет под руслом реки. Поэтому независимо от тесноты этой связи, если только она существует, наиболее целесообразной схемой водозабора является, как и в речных долинах группы A, линейный ряд скважин, вытянутый вдоль русла на возможно близком расстоянии от него.

Чтобы определить величину понижения S в формуле (3.39), необходимо выполнить несложный графический подбор.

Для этого следует задать два-три значения для положения установившегося уровня в верхнем горизонте $h_в$ и по соотношениям (3.21) или (3.23) определить, какой режим фильтрации из реки будет при этом иметь место.

Затем по соответствующим формулам (3.19) и (3.34) или (3.22) и (3.35) определяется производительность $q_в$, которая сравнивается с производительностью q, рассчитанной по формуле (3.39) на понижение, отсчитываемое от уровня, соответствующего заданному значению $h_в$. Для различных полученных значений $q_в$ и q строятся совмещенные графики $q_в=f(h_в)$ и $q=f(h_в)$, в точке пересечения которых и находится искомое значение $h_в$.

Описанный сугубо приближенный прием расчета может дать достаточно надежные результаты, так как основан на очевидных балансовых соотношениях.

Второй рекомендуемый приближенный прием расчета — гидравлический. Если при разведке будет показано, что во время откачек с дебитами, примерно равными проектным, наблюдается стабилизация уровня в верхнем и нижнем горизонтах, оценка производительности водозабора может быть выполнена наложением течений по срезкам уровня, наблюдавшимся в соседних разведочных или наблюдательных скважинах.

2. ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ КАЧЕСТВА ПОДЗЕМНЫХ ВОД, ОТБИРАЕМЫХ БЕРЕГОВЫМИ ВОДОЗАБОРАМИ

Прогноз изменений качества отбираемых береговыми водозаборами подземных вод складывается из решения двух задач. Во-первых, необходимо определить, какое количество поверхностных вод будет подтягиваться к водозабору в процессе его эксплуатации. Во-вторых, требуется выяснить, как изменится состав поверхностных вод при их движении по пласту к водозабору в результате процессов самоочищения.

Процессы самоочищения загрязненных вод при фильтрации по пласту изучены недостаточно. Вопрос этот очень сложный и не может решаться без широко поставленных лабораторных и полевых опытных работ и стационарных наблюдений за химическим составом подземных вод. Такие исследования пока только начинаются.

Поэтому приводимая ниже методика прогноза изменений качества подземных вод, отбираемых инфильтрационными водозаборами, разработана без учета процессов самоочищения. При этом показано, как следует определять количество подтягиваемых водозабором поверхностных вод.

Зная количество подтягиваемых к водозабору речных вод $Q_{\text{реч}}$ и концентрацию в них загрязняющих веществ $c_{\text{р}}$, легко определить концентрацию загрязняющих веществ в откачиваемой водозабором воде c.

Расчет выполняется по известной формуле смещения

$$c = c_0 + \frac{Q_{\text{реч}}}{Q}(c_{\text{р}} - c_0), \qquad (3.40)$$

где c_0 — фоновая концентрация загрязненных веществ в подземных водах в районе водозабора.

Наиболее надежным способом определения величины $Q_{\text{реч}}$ является графоаналитический по гидродинамической сетке фильтрационного течения, построенной с помощью моделирования. Количество подтягиваемых к водозабору поверхностных вод устанавливается по лентам тока. Методом «прослеживания» по лентам тока выясняется время прихода первых порций по-

верхностных вод, а также увеличение количества подтягиваемых поверхностных вод во времени.

Для определения максимально возможного количества поверхностных вод, которое может быть подтянуто к водозабору ($Q_{\text{реч. max}}$), в фильтрационном его поле выделяются нулевая и нейтральная линии тока.

Нейтральная линия ограничивает зону захвата водозабора, т. е. отделяет в фильтрационном поле область, в которой все линии тока придут в район водозабора, от области, в которой все линии тока минуют водозабор. При этом не разделяется, какие воды придут к водозабору — подтягиваемые поверхностные или подземные со стороны водораздельных участков.

Нулевая линия отделяет в зоне захвата водозабора участки, на которых к водозабору подтягиваются поверхностные воды, от участков, на которых к нему подтягиваются подземные воды.

Чтобы определить количество подтягиваемых к водозабору поверхностных вод, достаточно определить расход воды, притекающей к водозабору со стороны реки по лентам тока между рекой и нулевой линией тока.

Методика расчетов по лентам тока общеизвестна и в настоящей работе не приводится.

Ниже последовательно рассматриваются аналитические методы определения величины $Q_{\text{реч. max}}$ и прогноза качества отбираемых одиночными и линейными береговыми водозаборами подземных вод в процессе их эксплуатации.

Определение максимально возможного количества подтягиваемых к водозабору речных вод ($Q_{\text{реч.max}}$)

Для одиночных водозаборов в речных долинах, а также для водозаборов, выполненных в виде параллельного руслу реки линейного ряда равнодебитных и равноотстоящих одна от другой эксплуатационных скважин, *представилось возможным* получить аналитические решения, позволяющие определять величину $Q_{\text{реч. max}}$ в зависимости от расхода и направления естественного потока подземных вод.

При подпертом режиме фильтрации сопротивление русловых отложений, как отмечалось выше, может быть учтено смещением береговой линии на отрезок ΔL, определяемый из выражения (3.17) или опытным путем. Это позволяет использовать в аналитических проработках величину приведенного расстояния до реки $d = d_0 + \Delta L$. Аналитические решения получены для одиночного и линейного водозаборов при следующих допущениях:

1) береговая линия прямолинейна и занимает какое-то фиксированное положение или незначительно перемещается около определенного среднего положения;

2) основные гидрогеологические параметры водоносного горизонта (коэффициент фильтрации, мощность, активная порис-

тость) в рассматриваемой области изменяются незначительно и могут быть осреднены.

Для определения величины $Q_{\text{реч. max}}$ использовано известное из гидродинамики положение о том, что количество воды, притекающее к водозабору между двумя линиями тока, определяется как произведение разности значений функций тока ψ для этих линий, на среднюю мощность потока $h_{\text{ср}}$, принимаемую постоянной в охватываемой расчетом области.

Величину $Q_{\text{реч.max}}$ в соответствии со сказанным выше относительно нейтральной и нулевой линий тока, можно определить по формуле

$$Q_{\text{реч. max}} = (\psi_0 - \psi_N)h_{\text{ср}}, \tag{3.41}$$

где ψ_0 — значение функции тока для нулевой линии тока;
ψ_N — значение функции тока для нейтральной линии тока.

Известные [30] выражения для функций тока имеют вид:
для одиночного водозабора (рис. 8)

$$\psi = ki\ (x\cos\beta + y\sin\beta) + \frac{Q}{2\pi h_{\text{ср}}}\left(\operatorname{arctg}\frac{d+x}{y} + \operatorname{arctg}\frac{d-x}{y}\right); \tag{3.42}$$

для линейного водозабора

$$\psi = ki\ (x\cos\beta + y\sin\beta) + \frac{Q}{4\pi h_{\text{ср}}} \times$$

$$\times \ln\left[(d+x)\ \ln\frac{\sqrt{(d+x)^2+(y+l)^2}}{\sqrt{(d+x)^2+(y-l)^2}} + (d-x)\ \times\right.$$

$$\times \ln\frac{\sqrt{(d-x)^2+(y+l)^2}}{\sqrt{(d-x)^2+(y-l)^2}} + (y+l)\left(\operatorname{arctg}\frac{d+x}{y+l} + \operatorname{arctg}\frac{d-x}{y+l}\right) -$$

$$\left. - (y-l)\left(\operatorname{arctg}\frac{d+x}{y-l} + \operatorname{arctg}\frac{d-x}{y-l}\right)\right]. \tag{3.43}$$

В качестве осей координат приняты: ось абсцисс (x) — линия, перпендикулярная береговой линии и проходящая через середину линейного ряда или через одиночный водозабор, ее положительное направление — от реки; ось ординат (y) — береговая линия, смещенная на величину ΔL, ее положительное направление — вниз по течению реки; β — угол, образованный направлением естественного потока и береговой линией.

Величина $Q_{\text{реч. max}}$ в значительной мере определяется направлением естественного потока, т. е. углом β.

Ниже приводятся выражения для определения величины $Q_{\text{реч. max}}$ при предельных значениях $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\beta = 0$ (при значении $\beta < 0$, в том числе при $\beta = -\frac{\pi}{2}$, т. е. когда естественный поток подземных вод направлен от реки, $Q_{\text{реч.max}} = Q$);

а) $\beta = \frac{\pi}{2}$ (естественный поток дренируется рекой и направлен перпендикулярно береговой линии):

для одиночного водозабора

$$Q_{\text{реч. max}} = Q - 2 \times$$

$$\times \left(dq \sqrt{\frac{Q}{\pi d q} - 1} + \frac{Q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{1}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} - 1}} \right); \quad (3.44)$$

где $q = kih_{\text{ср}}$

для линейного водозабора

$$Q_{\text{реч. max}} = Q - \frac{Q d}{\pi l} \times$$

$$\times \left[\ln \frac{\sqrt{(y_N + l)^2 + d^2}}{\sqrt{(y_N - l)^2 + d^2}} + \frac{l}{d} \operatorname{arctg} \frac{y_N \operatorname{tg} \left(\frac{2 \pi q l}{Q} \right)}{l - d \operatorname{tg} \left(\frac{2 \pi q l}{Q} \right)} \right], \quad (3.45)$$

где $y_N = d \sqrt{\frac{l^2}{d^2} - 1 + 2 \frac{l}{d} \operatorname{ctg} \left(\frac{2 \pi q l}{Q} \right)}$. (3.46)

Для облегчения расчетов по формуле (3.45) составлены графики $\frac{Q_{\text{реч.max}}}{Q} = f\left(\frac{l}{d}, \frac{4 \pi q l}{Q}\right)$, приведенные на рис. 9.

б) $\beta = 0$ (естественный поток направлен параллельно береговой линии);

для одиночного водозабора

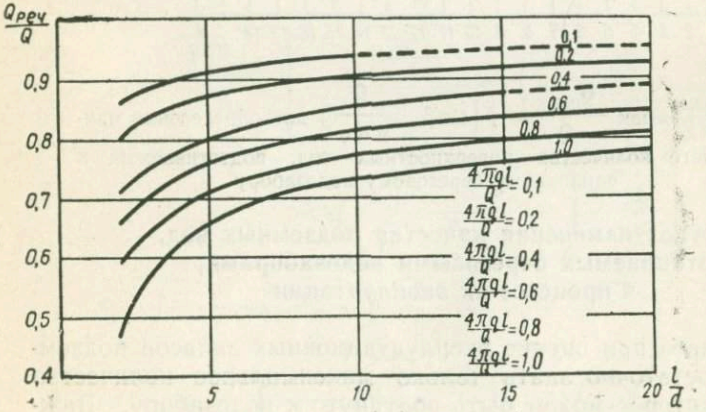

Рис. 9. График $\frac{Q_{\text{реч}}}{Q} = f \times \left(\frac{4 \pi q l}{Q}; \frac{l}{d}\right)$ для определения максимального количества поверхностных вод, подтягиваемых к линейному водозабору при $\beta = \frac{\pi}{2}$

$$Q_{\text{реч. max}} = Q - \frac{dq}{\sqrt{2}} \sqrt{\sqrt{\left(\frac{Q}{\pi d q}\right)^2 + 1} + 1} -$$

$$-\frac{Q}{2\pi}\operatorname{arctg}\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\sqrt{\left(\frac{Q}{\pi d q}\right)^2+1}-1}}. \qquad (3.47)$$

Значение $\frac{Q_{\text{реч.max}}}{Q}$ в формуле (3.47) может быть найдено по графику $\sin\beta=0$ (рис. 10).

Выражение для определения $Q_{\text{реч.max}}$ при работе линейного водозабора, когда $\beta=0$, здесь не приводится, так как является весьма громоздким.

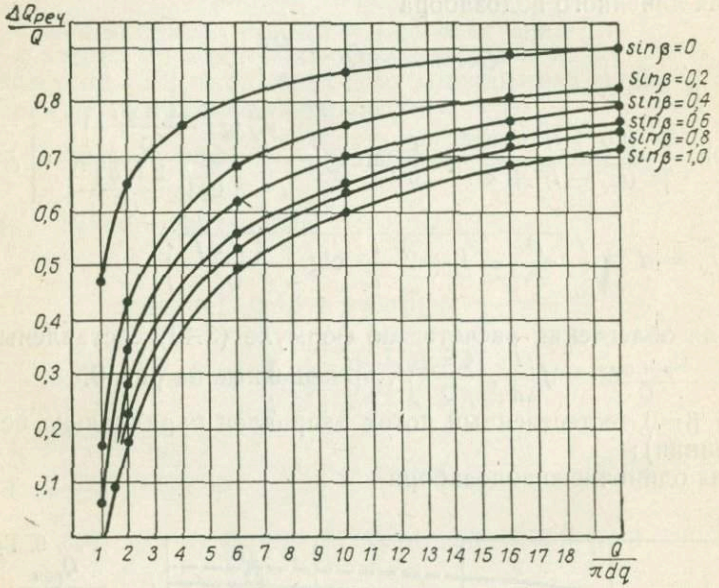

Рис. 10. График $\frac{Q_{\text{реч}}}{Q}=f\left(\sin\beta,\ \frac{Q}{\pi d q}\right)$ для определения максимального количества поверхностных вод, подтягиваемых к одиночному береговому водозабору

Прогноз изменения качества подземных вод, отбираемых береговыми водозаборами, в процессе их эксплуатации

Весьма часто при оценке эксплуатационных запасов подземных вод недостаточно знать только максимальное количество речных вод, которое может быть подтянуто к водозабору. Важно также определить, когда придут к водозабору первые порции речной воды и как будет после этого возрастать во времени количество подтягиваемых к водозабору речных вод.

Ниже рассматриваются аналитические методы прогноза времени прихода первых порций речных вод к одиночному и линейному водозаборам, работающим в условиях подпертого режима фильтрации (в речных долинах типа I группы А), а также методика прогноза изменений во времени количества речных вод, подтягиваемых к одиночному водозабору.

Аналитические решения, позволяющие выполнить эти прогнозные расчеты, получены при допущении, что движение подземных вод в районе водозабора уже через короткое время после начала его работы приобретает квазистационарный характер. Это допущение сводится практически к предположению, что истинное время прихода к водозабору первых частиц речной воды может быть принято примерно равным времени, за которое будут приходить к водозабору частицы воды при квазистационарном режиме фильтрации.

Как показали многочисленные сопоставительные расчеты, в том числе с использованием решений Н. Н. Веригина и В. С. Саркисяна [14], это допущение в большинстве реально возможных случаев является вполне обоснованным, даже если речь идет о первых нескольких сутках работы водозабора. Что касается дальнейшей его работы, то это допущение вообще является совершенно очевидным и бесспорным.

Аналитические решения получены для двух предельных направлений естественного потока: когда $\beta = \frac{\pi}{2}$ и когда $\beta = -\frac{\pi}{2}$ [29; 30]. Время T_0, в течение которого частица речной воды будет проходить путь от береговой линии до одиночного водозабора, может быть определено по формулам:

а) для случая, когда $\beta = \frac{\pi}{2}$

$$T_0 = \frac{\mu h_{cp} d}{q} \left[\frac{\frac{Q}{\pi d q}}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} - 1}} \left(\operatorname{arctg} \frac{1}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} - 1}} - \operatorname{arctg} \frac{1 - \frac{d_0}{d}}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} - 1}} \right) - \frac{d_0}{d} \right]; \qquad (3.48)$$

б) для случая, когда $\beta = \frac{\pi}{2}$

$$T_0 = \frac{\mu h_{cp} d}{q} \left[\frac{\frac{Q}{\pi d q}}{2\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} + 1}} \left(\ln \frac{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} + 1} + 1 - \frac{d_0}{d}}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} + 1} - 1 + \frac{d_0}{d}} - \right. \right.$$

$$- \ln \frac{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} + 1} + 1}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d q} + 1} - 1} \Bigg) + \frac{d_0}{d} \Bigg]. \qquad (3.49)$$

Аналогично время T_0 при работе линейного водозабора может быть определено из выражений:

а) для $\beta = \frac{\pi}{2}$

$$T_0 = \frac{2 \pi \mu h_{ср} l}{Q} \int_{\Delta L}^{d} \frac{\partial x}{\pi - \operatorname{arctg} \frac{2 d l}{l^2 + x^2 - d^2} - \frac{2 \pi q l}{Q}}; \qquad (3.50)$$

б) для $\beta = -\frac{\pi}{2}$

$$T_0 = \frac{2 \pi \mu h_{ср} l}{Q} \int_{\Delta L}^{d} \frac{\partial x}{\pi - \operatorname{arctg} \frac{2 d l}{l^2 + x^2 - d^2} + \frac{2 \pi q l}{Q}}. \qquad (3.51)$$

Для облегчения расчетов по формулам (3.48) и (3.49) составлены графики рис. 11 и 12, а по выражениям (3.50) и (3.51) для

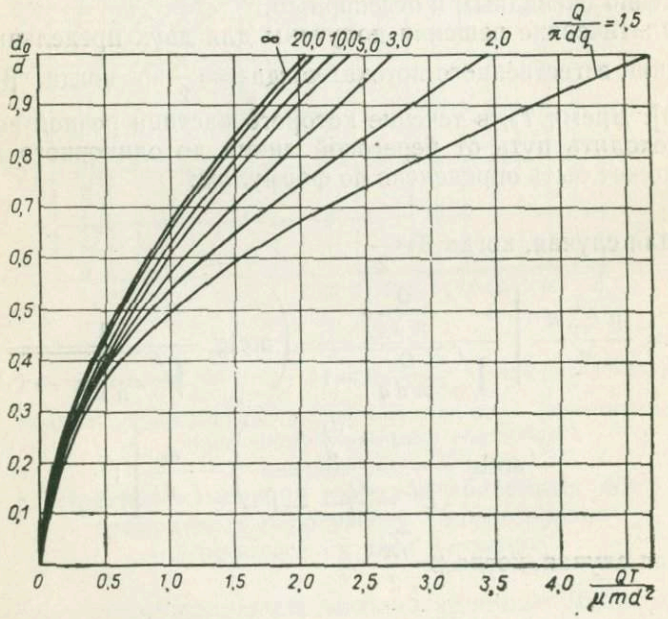

Рис. 11. График $\overline{T} = f\left(\frac{Q}{\pi d q}; \frac{d_0}{d}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$

условий «бассейна», т. е. для условий, когда $\frac{2\pi ql}{Q}=0$, — графики рис. 13.

Все приведенные выше формулы для определения величины T_0 являются приближенными в связи с тем, что при расчете по ним принимается, что время фильтрации поверхностных вод на линии уреза поверхностного водоисточника вниз в подземные воды через слабопроницаемые русловые отложения пренебрежимо мало. Поэтому расчеты по указанным формулам дают определенный «запас надежности». При совершенной связи поверхностных и подземных вод, т. е. при $d=d_0$, формулы (3.48) и (3.49) после некоторого упрощения принимают вид:

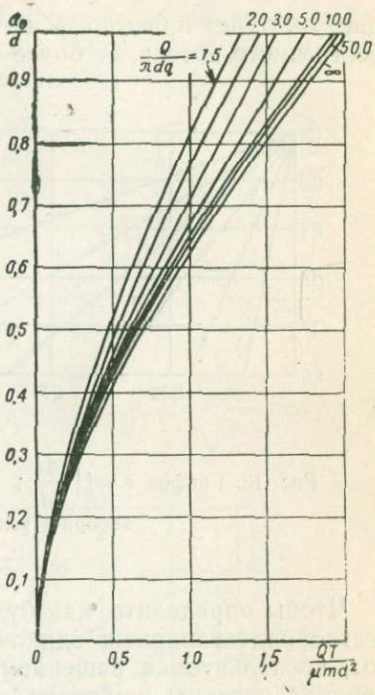

Рис. 12. График $\overline{T}=f\left(\frac{Q}{\pi dq};\ \frac{d_0}{d}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta=-\frac{\pi}{2}$

для $\beta=\frac{\pi}{2}$

$$T_0=\frac{\mu h_{ср} d_0}{q}\left[\frac{\frac{Q}{\pi d_0 q}}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d_0 q}-1}}\times\right.$$

$$\left.\times \operatorname{arctg}\frac{1}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d_0 q}-1}}-1\right]; \quad (3.52)$$

для $\beta=-\frac{\pi}{2}$

$$T_0=\frac{\mu h_{ср} d_0}{q}\left[\frac{\frac{Q}{\pi d_0 q}}{2\sqrt{\frac{Q}{\pi d_0 q}+1}}\ln\frac{\sqrt{\frac{Q}{\pi d_0 q}+1}+1}{\sqrt{\frac{Q}{\pi d_0 q}+1}-1}\right]. \quad (3.53)$$

При пользовании графиками рис. 13 для расчета значения T_0 (линейный водозабор) следует иметь в виду, что при выполнении соотношения $0<\beta<\frac{\pi}{2}$ они всегда дают «запас надежности». Для случая, когда $0>\beta>-\frac{\pi}{2}$, время T_0, определенное по

графикам, будет больше истинного. Многочисленные сопоставительные расчеты показали, что для реально возможных значений отношения $\frac{2\pi ql}{Q}$ время T_0, определенное по графикам рис. 13, будет превышать истинное, учитывающее скорость естественного потока, не более чем на 20%.

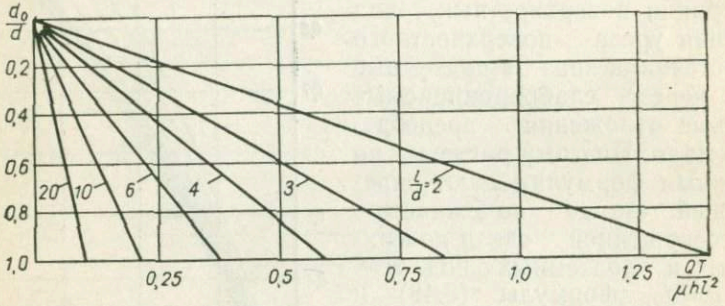

Рис. 13. График $\bar{T}=f\left(\frac{d_0}{d};\ \frac{l}{d}\right.$ для линейного берегового водозабора в условиях «бассейна»

Чтобы определить, как будет изменяться во времени количество подтягиваемых одиночным водозабором поверхностных вод, воспользуемся решением, позволяющим определить время прихода частицы жидкости из любой точки фильтрационного поля к водозабору [28].

Это решение имеет вид

$$T=\frac{2\pi\mu h_{ср}d}{Q}\int_0^y\frac{y\,dy}{\sqrt{d^2-y^2+2dy\operatorname{ctg}\theta\sin^2\theta}},\qquad(3.54)$$

где θ — угол, образованный в данной точке фильтрационного поля направлениями на водозабор и на его отображение относительно контура постоянного напора, отсчитываемый по кратчайшему расстоянию и выражаемый в радианах.

Для случая $\beta=+\frac{\pi}{2}$

$$\theta=\frac{2\pi}{Q}(\psi h_{ср}-yq);\qquad(3.55)$$

для случая $\beta=\frac{\bar{\nabla}_{\pi}}{2}$

$$\theta=\frac{2\pi}{Q}(\psi h_{ср}+yq).\qquad(3.56)$$

Рассмотрим, как определяется количество подтягиваемых

к водозабору поверхностных вод в данный момент времени T для случая, когда $\beta = \frac{\pi}{2}$ (рис. 14).

Предварительно рассмотрим, как определяется время T_K, требующееся на то, чтобы частицы жидкости из точки K на береговой линии пришли в район водозабора (время T_K отсчитывается с момента начала работы водозабора).

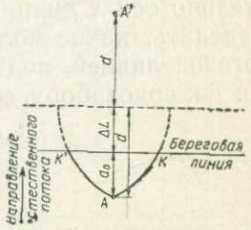

Рис. 14. Схема к прогнозу количества подтягиваемых к водозабору поверхностных вод при $\beta = \frac{\pi}{2}$

Из выражения (3.42), учитывая, что при $\beta = \pm \frac{\pi}{2}$ $\cos\beta = 0$, а $\sin\beta = \pm 1$, имеем

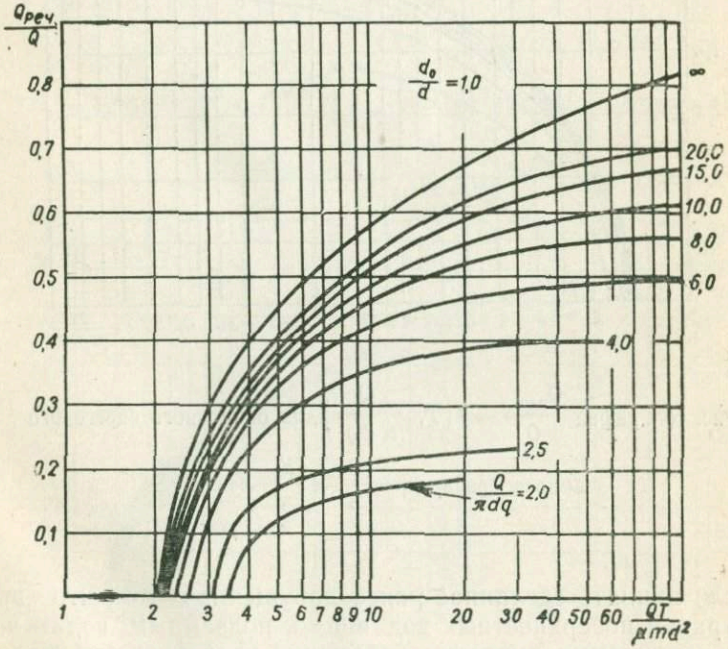

Рис. 15. График $\frac{Q_{реч}}{Q} = f\left(\overline{T}, \frac{Q}{\pi d q}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 1$

$$\psi_K h_{ср} = \frac{Q}{2\pi}\left[\operatorname{arctg}\left(\frac{2 d y_K}{y_K^2 - 2 d d_0 + d^2}\right) \pm \frac{2\pi y_K q}{Q}\right]. \quad (3.57)$$

Значение T_K определяется численным интегрированием выражения (3.54) при подстановке в него значения ψ_K из формулы (3.57).

Учитывая, что в момент времени T_K к водозабору подтягивается расход воды, притекающей между двумя симметричными относительно оси x линиями тока AK и AK' (см. рис. 14), можно определить, какое количество подземных вод, находящихся за береговой линией, подтягивается в каждый данный момент времени T к водозабору, если $T > T_0$ по формуле

$$Q_{реч} = Q - 2\psi_K h_{ср}. \quad (3.58)$$

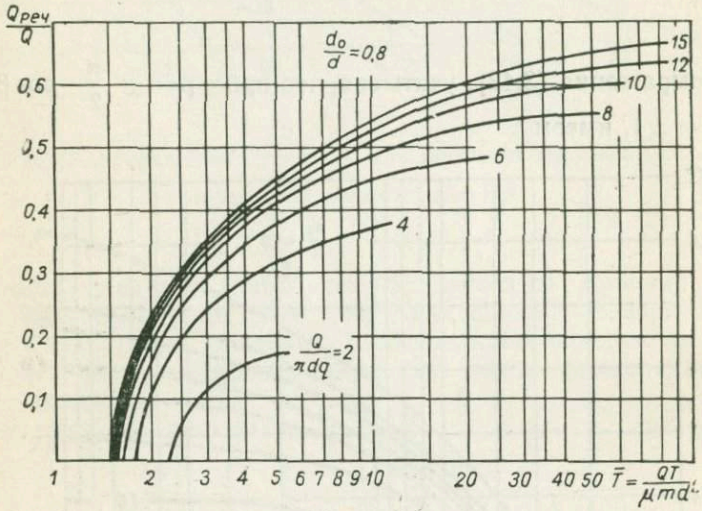

Рис. 16. График $\frac{Q_{реч}}{Q} = f\left(\overline{T}, \frac{Q}{\pi d q}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 0{,}8$

Если принять сделанное ранее допущение о том, что время фильтрации поверхностных вод вниз к подземным водам через слабопроницаемые русловые отложения пренебрежимо мало, то описанным выше способом можно определить количество подтягиваемых к водозабору поверхностных вод в любой момент времени, а значит и установить, как изменяется количество подтягиваемых к водозабору поверхностных вод во времени.

Результаты численного интегрирования выражения (3.54) для случая $\beta = \frac{\pi}{2}$ с учетом формул (3.55), (3.57), (3.58) при различных значениях отношения $\frac{d_0}{d}$ $\left(\frac{d_0}{d} = 1;\ 0{,}8;\ 0{,}5;\ 0{,}3;\ 0{,}1\right)$ приведены на графиках рис. 15—19.

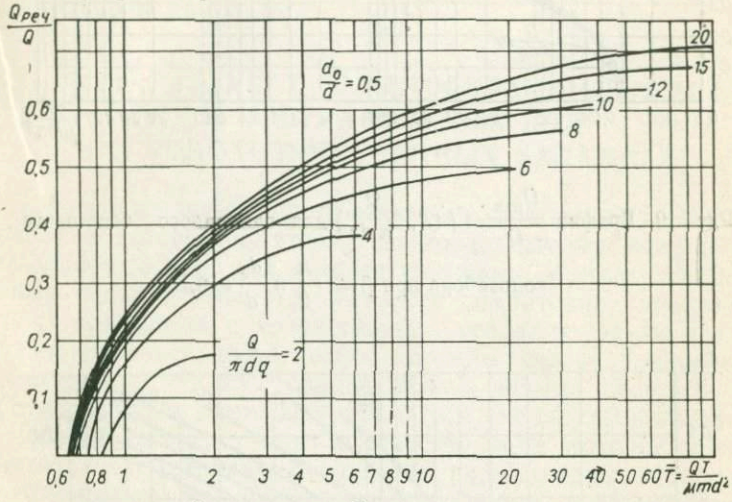

Рис. 17. График $\frac{Q_{\text{реч}}}{Q} = f\left(\overline{T},\ \frac{Q}{\pi\, dq}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 0{,}5$

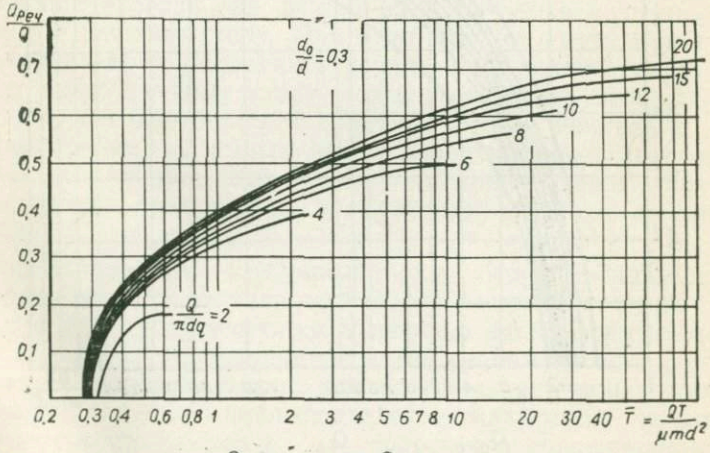

Рис. 18. График $\frac{Q_{\text{реч}}}{Q} = f\left(\overline{T},\ \frac{Q}{\pi\, dq}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 0{,}3$

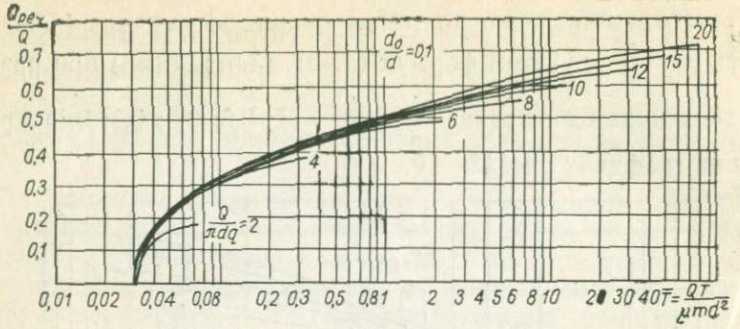

Рис. 19. График $\frac{Q_{реч}}{Q} = f\left(\overline{T}, \frac{Q}{\pi\, dq}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 0{,}1$

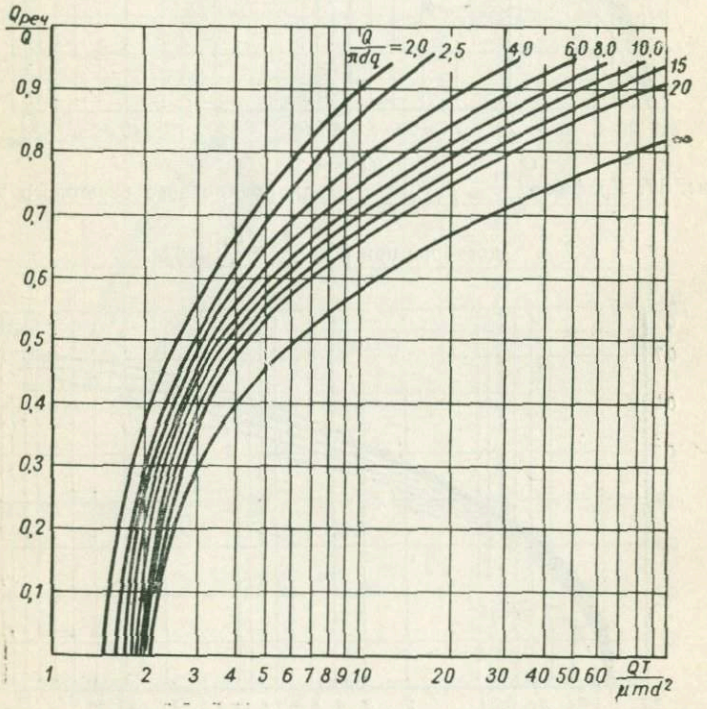

Рис. 20. График $\frac{Q_{реч}}{Q} = f\left(\overline{T}, \frac{Q}{\pi\, dq}\right)$ для одиночного берегового водозабора при $\beta = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{d_0}{d} = 1$

Численное интегрирование выполнено на машине М-20. Для случая $\beta = -\frac{\pi}{2}$ численное интегрирование выполнено только для условий совершенной связи подземных и поверхностных вод, т. е. когда $\frac{d_0}{d} = 1$. Результаты представлены в виде графиков на рис. 20.

Глава IV. УЧЕТ ВЗАИМОСВЯЗИ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД В ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ БАЛАНСАХ

При составлении перспективного водохозяйственного баланса какой-либо территории до последнего времени нет единого мнения о том, как следует учитывать в этом балансе подземные воды. Вопрос этот является достаточно сложным, и в разных природных и хозяйственных условиях он, по-видимому, должен решаться по-разному. Прежде всего представляется несомненным, что при оценке общих водных ресурсов какой-либо территории должны учитываться эксплуатационные ресурсы подземных вод, т. е. то количество воды, которое можно получить в рассматриваемом районе рациональными в технико-экономическом отношении водозаборными сооружениями неограниченно долгое время или в течение определенного срока эксплуатации при сохранении кондиционного качества воды.

Учитывая то обстоятельство, что отбор из водоносных горизонтов, дренируемых реками, в той или иной степени вызовет уменьшение расхода рек, важно оценить также величину этого ущерба речному стоку. При этом следует иметь в виду, что при определенных условиях в первые годы эксплуатации водозабора ущерб речному столу может быть очень небольшим по сравнению с водоотбором и обратный сброс некоторой части использованных подземных вод в поверхностные водотоки не только компенсирует этот ущерб, но может даже увеличить поверхностный сток в пределах рассматриваемого балансового района.

Если отбираемые подземные воды будут использоваться для орошения территории, на которой размещается сам водозабор, то заметно увеличится и питание эксплуатируемого горизонта, а значит и уменьшится ущерб речному стоку.

Следует отметить также, что если в естественных условиях в районах, где будет производиться эксплуатация подземных вод, имеет место расход их на испарение и транспирацию, то ущерб речному стоку, связанный с эксплуатацией подземных вод, может быть существенно меньшим вследствие уменьшения или даже полного прекращения испарения при понижении уровней эксплуатируемого горизонта.

В настоящей главе рассматривается методика оценки влияния эксплуатации подземных вод на речной и родниковый сток.

1. ОЦЕНКА УЩЕРБА РЕЧНОМУ СТОКУ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Влияние начавшейся эксплуатации подземных вод, даже при сравнительно близком расположении водозабора к реке и при совершенной связи подземных и поверхностных вод, не сразу сказывается в полной мере на речном стоке. Ущерб речному стоку возрастает с увеличением продолжительности эксплуатации, приближаясь к некоторому предельному значению. Как уже отмечалось, это предельное значение будет меньше величины водоотбора на величину, равную уменьшению расхода подземных вод на испарение, а также на величину регулирующей емкости, отнесенной к определенному периоду времени, если речь идет об ущербе меженному стоку. Последнее утверждение требует некоторых пояснений. В процессе эксплуатации происходит осушение части водоносного горизонта, которая в периоды паводков в значительной степени вновь обводняется. Если объем осушенной и вновь обводненной части горизонта достаточно велик, ущерб меженному стоку при водоотборе будет значительно меньше величины этого водоотбора. Чтобы оценить величину емкостных запасов, уменьшающих ущерб речному стоку, нужно отнести весь объем воды, накапливаемой в водоносном пласте в паводок в пределах осушаемой зоны, к продолжительности межпаводкового периода. В ряде случаев эта регулирующая емкость может оказаться весьма значительной.

Чтобы оценить величину регулирующей емкости, можно воспользоваться картами изогипс, построенными перед началом паводка и в конце его. По таким картам можно определить вызванное паводком приращение объема водонасыщенных аллювиальных отложений, а значит, и объем поступивших в них паводковых вод.

Ниже рассматриваются аналитические методы оценки ущерба речному стоку в тех речных долинах, где эксплуатируемый водоносный горизонт непосредственно гидравлически связан с рекой.

Аналитические решения, используемые для этого, основаны на допущении, что основные параметры эксплуатируемого горизонта могут быть достаточно обоснованно осреднены и не претерпевают значительных изменений по площади. Другое допущение основано на том, что при относительно близком к реке размещении водозабора влиянием слабопроницаемых бортов долины при расчетах можно пренебречь. Это допущение позволяет рассматривать аллювиальные водоносные горизон-

ты в большинстве речных долин как полуограниченные пласты и существенно облегчает аналитические проработки.

Непрерывная работа водозаборов с *постоянным дебитом*

Вопросы ущерба речному стоку наиболее обстоятельно разработаны в статьях М. Хантуша. Им рассмотрены условия симметричного потока и найдены аналитические решения для оценки ущерба речному стоку при работе одиночного водозабора, эксплуатирующего водоносный горизонт, залегающий на горизонтальном и наклонном водоупоре. Для случая горизонтального водоупора М. Хантушем [46] получено аналитическое решение, учитывающее фильтрационную неоднородность русловых отложений и несовершенство вреза реки.

Для наиболее простого случая, когда связь подземных вод с рекой является совершенной, т. е. когда русло прорезает водоносный слой до горизонтального водоупора, и фильтрационные свойства горизонта в плане и по разрезу достаточно однородны, *величина ущерба речному стоку* $Q_{ущ}$ *определяется* по формуле [43]

$$Q_{ущ} = Q\operatorname{erfc}\left(\frac{d_0}{2\sqrt{at}}\right). \tag{4.1}$$

Следует отметить, что ущерб речному стоку может быть вызван подтягиванием к водозаборным сооружениям поверхностных вод непосредственно из рек и сокращением расхода выклинивающихся в реку подземных вод вследствие распространения влияния водозабора на прилегающие территории.

Используя метод сложения фильтрационных течений, аналогичным путем получим, что ущерб речному стоку, причиненный работой разнодебитных и произвольно расположенных скважин, может быть определен из выражения

$$Q_{ущ.\,сум} = \sum_{i=1}^{n} Q_i \operatorname{erfc}\left(\frac{d_{0i}}{2\sqrt{at_i}}\right), \tag{4.2}$$

где d_{oi} — расстояние соответствующей скважины до береговой линии.

Следовательно, если водозабор выполнен в виде параллельного урезу реки линейного любой протяженности ряда равнодебитных скважин, суммарный ущерб речному стоку от работы такого водозабора, так же как и для одиночной скважины, может быть определен по формуле (4.1), в которой $Q_{ущ}$ и Q — соответственно суммарный ущерб речному стоку и суммарный дебит линейного водозабора.

Если связь подземных и поверхностных вод затруднена из-за фильтрационной неоднородности и закольматированности русловых отложений, задача оценки ущерба речному стоку при эксплуатации подземных вод оказывается более сложной.

Рассмотрим наиболее общий случай, когда река имеет ограниченную ширину и фильтрационный поток является асимметричным. Для таких условий пока не имеется аналитических решений, позволяющих определить изменяющееся во времени понижение уровня в любой точке фильтрационного поля одиночного водозабора, а следовательно, и определить ущерб речному стоку при эксплуатации подземных вод.

Однако вывод о том, что ущерб речному стоку, причиненный работой линейного водозабора, определяется совершенно аналогично случаю одиночной скважины, облегчает решение задачи.

Действительно, имеется решение Ф. М. Бочевера [6], позволяющее определить понижение уровня в любой точке фильтрационного поля линейного водозабора бесконечной длины, работающего в условиях асимметричной схемы фильтрации.

Для этих условий, основываясь на указанном решении Ф. М. Бочевера, нами получено выражение для оценки ущерба речному стоку при работе как одиночного, так и линейного водозаборов

$$\frac{Q_{\text{ущ}}}{Q} = \operatorname{erfc}\left(\frac{d_0}{2\sqrt{at}}\right) - \frac{1}{2} e^{-\frac{d_0^2}{4at}} \left[e^{z_1^2} \operatorname{erfc}(z_1) + e^{z_2^2} \operatorname{erfc}(z_2) \right], \tag{4.3}$$

где

$$z_1 = \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\beta\sqrt{at}}{\sqrt{km A_0}} \operatorname{th} \frac{b}{\sqrt{km A_0}};$$

$$z_2 = \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\beta\sqrt{at}}{\sqrt{km A_0}} \operatorname{cth} \frac{b}{\sqrt{km A_0}}$$

$$\left(\beta = \frac{m}{h_{\text{ср}}}\right).$$

Если принять, что $\beta=1$ и допустить, что река является достаточно широкой ($2b > (2\text{—}2{,}5)\sqrt{kmA_0}$), то выражение (4.3) можно несколько упростить

$$\frac{Q_{\text{ущ}}}{Q} = \operatorname{erfc}\left(\frac{d_0}{2\sqrt{at}}\right) - e^{-\frac{d^2}{4at}} \left[e^{z^2} \operatorname{erfc}(z) \right], \tag{4.4}$$

где

$$z = \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\sqrt{at}}{\sqrt{k h_{\text{ср}} A_0}}.$$

Если связь подземных и поверхностных вод является совершенной, т. е. когда можно принять, что $A_0=0$, то предель-

ным переходом в выражении (4.3) получим приведенную ранее формулу (4.1). Для облегчения расчетов по выражениям (4.3) и (4.4) составлен график (рис. 21), позволяющий по известному значению величины z определять функцию

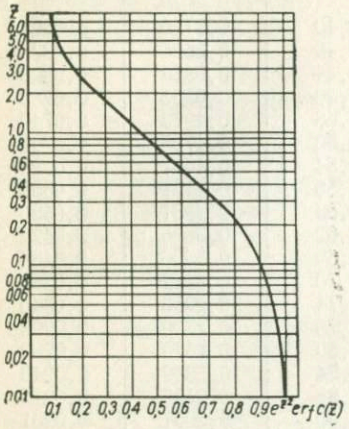

Рис. 21. График функции $e^{z^2}\operatorname{erfc}(z)$

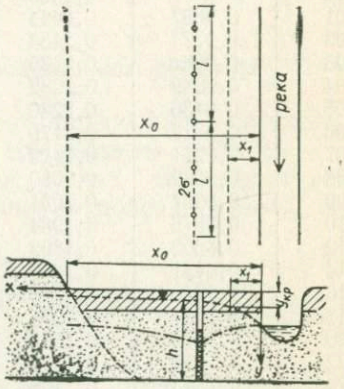

Рис. 22. Схема к учету испарения при оценке ущерба речному стоку

$e^{z^2}\operatorname{erfc}(z)$. Значения величины $\operatorname{erfc}(z)$ приведены в табл. 4.1.

Учитывая, что выражение (4.3) справедливо и для одиночного водозабора, можно методом сложения течений показать, что и для водозабора, выполненного в виде любого числа разнодебитных и произвольно расположенных скважин, ущерб речному стоку при его работе можно определить по выражению

$$\frac{Q_{\text{ущ}}}{Q} = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i \left\{ \operatorname{erfc}\left(\frac{d_{0\,i}}{2\sqrt{a t_i}}\right) - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2}\, e^{-\frac{d_{0\,i}^2}{4\,at}} \left[e^{z_{1\,i}^2} \operatorname{erfc}(z_{1\,i}) + e^{z_{2\,i}^2} \operatorname{erfc}(z_{2\,i}) \right] \right\}, \qquad (4.5)$$

где $\alpha_i = \dfrac{Q_{i\ \text{скв}}}{Q}$.

Следует отметить, что величина ущерба речному стоку может достаточно достоверно определяться по формуле (4.1), т. е. без учета сопротивления русловых отложений, если выполняется соотношение

$$\frac{d_0}{\sqrt{k\,m\,A_0}} + \frac{a\,t}{k\,m\,A_0} \geqslant 10. \qquad (4.6)$$

Таблица 4.1

Значения функций

z	erfc (z)	i^2 erfc (z)	z	erfc (z)	i^2 erfc (z)
0,00	1	0,2500	0,40	0,5716	0,0925
0,01	0,9887	0,2444	0,42	0,5525	0,0875
0,02	0,9774	0,2438	0,44	0,5338	0,0828
0,03	0,9662	0,2335	0,46	0,5153	0,0783
0,04	0,9549	0,2282	0,48	0,4973	0,0740
0,05	0,9436	0,2230	0,50	0,4795	0,0700
0,06	0,9324	0,2179	0,54	0,4451	0,0623
0,07	0,9211	0,2129	0,58	0,4121	0,0555
0,08	0,9099	0,2080	0,60	0,3961	0,0523
0,09	0,8987	0,2031	0,62	0,3806	0,0492
0,10	0,8875	0,1984	0,66	0,3506	0,0436
0,12	0,8652	0,1892	0,70	0,3232	0,0382
0,14	0,8431	0,1803	0,74	0,2953	0,0340
0,16	0,8210	0,1718	0,78	0,2700	0,0299
0,18	0,7991	0,1635	0,80	0,2579	0,0280
0,20	0,7773	0,1557	0,84	0,2349	0,0246
0,22	0,7557	0,1481	0,88	0,2133	0,0215
0,24	0,7343	0,1408	0,90	0,2031	0,0201
0,26	0,7131	0,1338	0,94	0,1837	0,0175
0,28	0,6921	0,1271	0,98	0,1658	0,0152
0,30	0,6714	0,1207	1,00	0,1573	0,0142
0,32	0,6509	0,1145	1,20	0,0897	0,0068
0,34	0,6306	0,1087	1,40	0,0477	0,0030
0,36	0,6107	0,1030	1,60	0,0237	0,0013
0,38	0,5910	0,0976	1,80	0,0109	0,0005
			2,00	0,0047	0,0002

Поэтому в дальнейших аналитических проработках, если не делается оговорки, принимается, что связь подземных и поверхностных вод является совершенной. Это дает определенный «запас надежности» в расчетах, так как несколько завышает величину ущерба речному стоку.

При оценке ущерба речному стоку связанного с эксплуатацией подземных вод, в ряде случаев большое значение имеет выяснение суммарных потерь речного стока за какой-то определенный период $V_{\text{ущ}}$. Для оценки этих суммарных потерь можно воспользоваться известным решением М. С. Ханту-ша [46]

$$V_{\text{ущ}} = 4\,Q\,t\,i^2\,\text{erfc}\left(\frac{d_0}{2\sqrt{a\,t}}\right). \qquad (4.7)$$

Решение (4.7) получено для условий совершенной связи подземных и поверхностных вод. Поэтому расчеты с его помощью всегда дают определенный «запас надежности».

Это решение позволяет определять величину потерь речного стока при непрерывной эксплуатации подземных вод с постоянным дебитом и на любой отрезок времени. Например, если

требуется оценить потери речного стока только в текущем году, достаточно определить по формуле (4.7) $V_{ущ}$ — потери с начала эксплуатации до момента определения (t) и V'' — потери речного стока с начала эксплуатации до начала текущего года (т. е. на время $t - T$, где T — время с начала текущего года до момента определения). Искомая величина $\Delta V_{ущ}$ определяется вычитанием второго значения ($V''_{ущ}$) из первого ($V'_{ущ}$).

Работа водозабора с переменным дебитом

Рассмотрим случай, когда соответствующие периоды каждого года водозабор работает с одинаковым дебитом.

Для таких условий, используя метод наложения течений, получили решение для оценки ущерба поверхностному стоку в общем виде:

$$Q_{ущ} = Q_1 \operatorname{erfc} \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + (Q_1 - Q_k) \sum_{j=1}^{n} \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(t - 365\,j)}} \right] +$$

$$+ (Q_2 - Q_1) \sum_{j=0}^{n} \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(t - 365\,j - t_1)}} \right] + (Q_3 - Q_2) \times \sum_{j=0}^{n} \operatorname{erfc}$$

$$\left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(t - 365\,j - t_1 - t_2)}} \right] + \ldots + (Q_k - Q_{k-1}) \times$$

$$\times \sum_{j=0}^{n} \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(t - 365\,j - t_1 - t_2 - \ldots - t_{k-1})}} \right], \quad (4.8)$$

где t — общее время, прошедшее с начала работы водозабора, в сутках;

n — число полных лет, прошедших с начала работы водозабора;

t_i — число суток в году, когда водозабор работает с дебитом Q_i.

Многочисленные сопоставительные расчеты показали, что при

$$Q_{ср} = \frac{Q_1 t_1 + Q_2 t_2 + Q_3 t_3 + \ldots + Q_k\,(365 - t_1 - t_2 - \ldots - t_{k-1})}{365} \quad (4.9)$$

выражение (4.8) без большой погрешности может быть существенно упрощено

$$Q_{ущ} = Q_{ср} \operatorname{erfc} \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + (Q_1 - Q_{ср}) \operatorname{erfc} \frac{d_0}{2\sqrt{aT}} +$$

$$+ (Q_2 - Q_1) \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T - t_1)}} \right] + (Q_3 - Q_2) \times$$

$$\times \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T - t_1 - t_2)}} \right] + \ldots + (Q_k - Q_{k-1}) \times$$

$$\times \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T - t_1 - t_2 - \ldots - t_{k-1})}} \right], \quad (4.10)$$

где T — время, прошедшее с начала работы водозабора, имеющего дебит Q_1 в текущем году, в сутках.

Можно видеть, что при $T<t_1$ в правой части выражения (4.10) остаются лишь два первых члена. Если $t_1<T<t_1+t_2$, в правой части выражения (4.10) остаются три первых члена и т. д.

Если водозабор работает с перерывом, например лишь один раз в году, в вегетационный период продолжительностью t_1 включается в работу с дебитом Q_1, а остальное время бездействует, выражение (4.10) приобретает вид

$$Q_{\text{ущ}} = Q_1 \left\{ \frac{t_1}{365} \operatorname{erfc} \left(\frac{d_0}{2\sqrt{at}} \right) + \left(1 - \frac{t_1}{365} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{d_0}{2\sqrt{aT}} \right) - \right.$$

$$\left. - \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T-t_1)}} \right] \right\}. \qquad (4.11)$$

Как и для случая непрерывной работы водозабора с постоянным дебитом, рассмотрим для водозабора, работающего с переменным дебитом, как определяются суммарные потери поверхностного стока за весь период эксплуатации данного водозабора и за какую-либо часть этого периода.

Используя решение М. Хантуша и метод сложения течений, получаем из выражений (4.10) и (4.11) соответственно:

$$V_{\text{ущ}} = 4\,Q_{\text{ср}}\,t\,i^2 \operatorname{erfc} \left(\frac{d_0}{2\sqrt{at}} \right) + 4\,(Q_1 - Q_{\text{ср}})\,T\,i^2 \operatorname{erfc} \left(\frac{d_0}{2\sqrt{aT}} \right) +$$

$$+ 4\,(Q_2 - Q_1)\,(T - t_1)\,i^2 \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{d\,(T-t_1)}} \right] + \ldots + 4\,(Q_k - Q_{k-1}) \times$$

$$\times (T - t_1 - t_2 - \ldots - t_{k-1}) \times$$

$$\times i^2 \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T - t_1 - t_2 - \ldots - t_{k-1})}} \right]; \qquad (4.12)$$

$$V_{\text{ущ}} = 4\,Q_1\,t \left\{ \left[\frac{t_1}{365}\, i^2 \operatorname{erfc} \frac{d_0}{2\sqrt{at}} + \left(1 - \frac{t_1}{365} \right) \right] \times \right.$$

$$\left. \times \frac{T}{t}\, i^2 \operatorname{erfc} \frac{d_0}{2\sqrt{aT}} - \frac{T - t_1}{t}\, i^2 \operatorname{erfc} \left[\frac{d_0}{2\sqrt{a\,(T-t_1)}} \right] \right\}. \qquad (4.13)$$

Если водозабор находится на таком расстоянии от реки, что выполняется соотношение $\frac{d}{2\sqrt{at}} \geqslant 1{,}8$, все приведенные выше выражения — (4.10), (4.11), (4.12) и (4.13) — существенно упрощаются: в их правой части остается лишь по одному первому члену. Все остальные члены оказываются пренебрежимо малыми.

Определение суммарного ущерба поверхностному стоку на любой отрезок времени при работе водозабора с переменным дебитом производится аналогично случаю работы водозабора с постоянным дебитом, только уменьшаемое и вычитаемое значения $V_{\text{ущ}}$ определяются соответственно из выражений (4.12) или (4.13).

Если работает несколько водозаборов, суммарный ущерб поверхностному стоку определяется простым сложением значений $V_{ущ}$, *вычисленных для каждого водозабора*

$$V_{ущ.\ общ} = \sum_{i=1}^{k} V_{ущ.\ i}. \qquad (4.14)$$

Оценка ущерба речному стоку при эксплуатации подземных вод в долинах рек, с учетом изменения величины испарения

Оценка уменьшения величины ущерба речному стоку в результате сокращения расхода подземных вод при их эксплуатации на испарение имеет значение, главным образом, для линейных водозаборов, расположенных вблизи реки. При работе таких водозаборов можно принять, что через некоторое время после начала эксплуатации испарение прекратится практически по всей ширине полосы, в пределах которой оно происходило до эксплуатации. При таком допущении с достаточной для практических целей точностью величину ущерба речному *стоку можно приближенно определять из выражения*

$$Q_{ущ} = Q_{0\,ущ} - \Delta Q_{исп}, \qquad (4.15)$$

где $\Delta Q_{исп}$ — расход подземных вод на испарение в зоне влияния водозабора;
$Q_{0ущ}$ — величина ущерба речному стоку, определяемая по формуле (4.1) или (4.5).

Для определения $\Delta Q_{исп}$ существует несколько путей:

1. Проще всего определяется $\Delta Q_{исп}$, если известны величины расхода естественного потока на подходе к полосе испарения q_0 и при выклинивании подземных вод в реку q_1.

В этом случае

$$\Delta Q_{исп} \approx 2l\,(q_0 - q_1). \qquad (4.16)$$

2. Если расход естественного потока неизвестен, а известна лишь величина выклинивания подземных вод, расход их на испарение можно приближенно определить из выражения

$$\Delta Q_{исп} \approx 2l \int_{x_1}^{x_0} u\,dx, \qquad (4.17)$$

где x_0 — расстояние от береговой линии до дальней границы полосы, в пределах которой происходит испарение (чаще всего до тылового шва террас);
x_1 — расстояние от береговой линии до ближней границы полосы испарения (ближе этой границы испарение прекращается, так как уровень подземных вод опускается ниже критической глубины). *Если* грунтовые воды испаряются на всей прилегающей к руслу полосе, $x_1 = 0$;
u — испарение с поверхности подземных вод.

Величина u определяется обычно по формуле С. Ф. Аверьянова [1]

$$u = u_0 \left(1 - \frac{y}{y_{кр}}\right)^{n}, \qquad (4.18)$$

где u_0 — испаряемость с водной поверхности;
y — глубина залегания грунтовых вод;
$y_{кр}$ — критическая глубина.

Многими исследователями величина показателя степени η, которая, по С. Ф. Аверьянову, изменяется от 1 до 3, принимается равной 1. Правомерность такого допущения подтверждается многочисленными экспериментальными данными для районов, где имеет место суммарный эффект испарения и транспирации. Если принять поверхность террас, где происходит испарение, горизонтальной (рис. 22), то величину u можно определить в любой точке полосы испарения аналитическим путем.

Для этого принимается допущение, что расход естественного потока на участке между береговой линией и полосой испарения не меняется и равен расходу выклинивания.

Для условий установившегося движения исходное дифференциальное уравнение имеет вид

$$k h_{ср} \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial y}{\partial x} + u\right) = 0. \qquad (4.19)$$

Для случая, когда $x_1 = 0$ и $y_1 < y_{кр}$, решение уравнения (4.19) дает

$$1 - \frac{y}{y_{кр}} = \left(1 - \frac{y_1}{y_{кр}}\right) \operatorname{ch}\left(x \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right) + \\ + \frac{q_1}{u_0} \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}} \operatorname{sh}\left(x \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right). \qquad (4.20)$$

Для случая, когда $x_1 \neq 0$ и $y_1 = y_{кр}$, решение уравнения (4.19) имеет вид

$$1 - \frac{y}{y_{кр}} = \frac{q_1}{u_0} \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}} \operatorname{sh}\left[(x - x_1) \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right]. \qquad (4.21)$$

Соответственно двум полученным решениям (4.20) и (4.21), величина $\Delta Q_{исп}$ для различных условий должна определяться по-разному.

С учетом выражений (4.20) и (4.18) (в последнем принимается, что $\eta = 1$) интегрирование выражения (4.17) дает

$$\Delta Q_{исп} \approx 2l \left[u_0 \left(1 - \frac{y_1}{y_{кр}}\right) \sqrt{\frac{k h_{ср}\, y_{кр}}{u_0}} \operatorname{sh}\left(x_0 \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right) + \right. \\ \left. + q_1 \operatorname{ch}\left(x_0 \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right) - q_1\right]. \qquad (4.22)$$

Аналогично, с учетом выражений (4.21) и (4.18), после интегрирования выражения (4.17) получим

$$\Delta Q_{исп} \approx 2 \lg_1 \left\{\operatorname{ch}\left[(x_0 - x_1) \sqrt{\frac{u_0}{k h_{ср}\, y_{кр}}}\right] - 1\right\}. \qquad (4.23)$$

3. В случае, когда неизвестны q_0 и q_1 или q_1 известно, но поверхность террас нельзя принять горизонтальной, можно определить величину $\Delta Q_{исп}$ по материалам разведочных работ на участке водозабора. Как правило, этих материалов оказывается достаточно для того, чтобы с учетом топографического плана местности построить карту глубин залегания грунтовых вод. Располагая данными о величине испарения с разных глубин в пределах исследуемого района или в аналогичных районах, где проводились соответствующие балансовые исследования, можно провести районирование территории по глубинам и с помощью планиметрирования площадей с заданными интервалами глубин подсчитать суммарное испарение в зоне влияния будущего водозабора.

Оценка регионального ущерба речному стоку при площадной эксплуатации подземных вод

Эксплуатация любого водозабора, независимо от его местоположения относительно речной долины и от условий залегания водоносного горизонта, обязательно рано или поздно скажется на режиме поверхностных вод. Однако влияние это может быть самым различным. Для суждения о масштабах этого влияния представляется целесообразным выполнить ориентировочный расчет.

Допустим, что водозабор располагается в междуречье и эксплуатирует безнапорный водоносный горизонт, характеризующийся весьма широким распространением и высокими фильтрационными свойствами. Эти свойства не претерпевают существенных изменений при переходе к речной долине. Аллювиальные отложения обладают такой же водопроводимостью и водоотдачей, и содержащиеся в них воды тесно гидравлически связаны с рекой. В этих условиях ущерб речному стоку от работы рассматриваемого водозабора, который, вследствие удаленности от реки, допустимо рассматривать как одиночный, может приближенно быть определен по формуле (4.1).

Полагая расстояние до реки равным 25 *км*, а коэффициент уровнепроводности эксплуатируемого горизонта равным 10 000 *м²/сутки*, можно видеть, что ущерб речному стоку составит 10% от расхода водозабора только по истечении 35 лет с начала эксплуатации.

Лишь через 70 лет величина ущерба возрастет до 25% от расхода водозабора.

Если связь эксплуатируемого горизонта с аллювиальными отложениями затруднена или последние обладают сравнительно худшими фильтрационными свойствами, ущерб речному стоку под влиянием работы водозабора будет еще меньшим. Это значит, что эксплуатация безнапорных подземных вод водозабором, находящимся на расстоянии всего 20—25 *км* от реки, практичес-

ки не вызовет сокращения расхода реки за все расчетное время работы водозабора.

Наоборот, в подавляющем большинстве случаев поверхностный сток в пределах речной долины может возрасти вследствие обратного сброса основной части отобранных подземных вод после их использования.

Следует отметить, что региональный ущерб речному стоку даже при эксплуатации подземных вод береговыми водозаборами будет существенно ниже водоотбора даже без учета возможного уменьшения ущерба за счет прекращения испарения подземных вод. Как правило, он будет соответствовать так называемым безвозвратным потерям отобранных подземных вод. В зависимости от вида использования подземных вод величина безвозвратных потерь может быть самой разнообразной, изменяясь от 10—15% в некоторых видах промышленного водоснабжения до 75% при орошении.

К таким потерям могут быть отнесены потери отобранной воды на испарение и транспирацию, на изготовление разного рода продукции, а также отобранная вода, потребляемая живыми организмами и растительностью в процессе жизнедеятельности. Серьезной составной частью безвозвратных потерь для данной речной долины может явиться сброс отобранных и использованных вод в пределы другой речной долины.

Необходимо отметить, что в ряде районов, помимо обратного сброса отобранных вод, уменьшению регионального ущерба меженному стоку, аналогично случаю локального ущерба, способствует регулирующая емкость осушаемой в межпаводковые периоды части эксплуатируемого горизонта, которая во время паводков вновь обводняется. В качестве примера таких районов можно привести долину Северного Донца. Суммарное количество безвозвратных потерь, отбираемых здесь многочисленными водозаборами подземных вод, не говоря уже о суммарном дебите этих водозаборов, в настоящее время значительно выше меженного стока реки. Несмотря на это, водозаборы работают нормально, а река в межень имеет сток. Как локальный, так и региональный ущерб меженному стоку существенно уменьшаются благодаря значительной регулировочной емкости аллювия, перекрывающего здесь эксплуатируемый мергельно-меловой водоносный горизонт.

Если эксплуатируемый на междуречье водоносный горизонт является артезианским, то влияние водоотбора будет распространяться быстрее, так как значительно выше величина коэффициента пьезопроводности. Это не значит, однако, что влияние водоотбора из артезианского горизонта приведет к существенно бóльшему ущербу для речного стока. Оно может лишь сказываться быстрее, чем водоотбор из безнапорного водоносного горизонта, особенно в тех случаях, когда эксплуатируемый артезианский водоносный горизонт перекрыт выдержанной водо-

непроницаемой толщей и разгружается в реку в непосредственной близости от нее.

В том случае, если перекрывающая артезианский горизонт толща имеет хотя и невысокую, но отличную от нуля водопроницаемость, а сам горизонт разгружается в аллювиальный водоносный горизонт в полосе всей долины, влияние водоотбора из артезианского горизонта на междуречье скажется на речном стоке примерно так же или не намного скорее, чем сказалось бы влияние такого же водоотбора из безнапорного горизонта на междуречье.

При оценке регионального ущерба речному стоку в многолетнем разрезе наиболее приемлемым способом следует признать балансовый, дополняемый прикидочными аналитическими расчетами.

Прикидочные расчеты, аналогичные приведенному выше, позволят оценить сроки и масштабы влияния водозабора на речной сток. Оценка регионального ущерба должна начинаться со сбора материалов о действующих в районе водозаборах, режиме их работы, динамике водоотбора, об эксплуатируемых ими горизонтах, условиях залегания этих горизонтов и условиях их связи с реками, размещении водозаборов по площади и по отношению к речным долинам.

Необходимо также иметь сведения о видах использования отбираемых подземных вод, величине безвозвратных потерь, местах и характере сброса сточных вод.

Кроме того, нужно располагать сведениями о гидрологическом режиме рек и режиме уровня подземных вод в районе. Все это позволит выделить и оценить приходные и расходные статьи баланса поверхностного стока и, следовательно, оценить величину ущерба речному стоку при эксплуатации подземных вод.

Если условия районов изучены с детальностью, достаточной для обоснованного моделирования, оценка регионального ущерба может быть выполнена на разного рода аналоговых машинах.

2. ОЦЕНКА УЩЕРБА РОДНИКОВОМУ СТОКУ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Когда водозаборы располагаются вблизи источников, важно установить, на какую величину сократится дебит последних под влиянием работы водозаборов. Практически это сокращение является тем же ущербом поверхностному стоку. Если источники находятся в непосредственной близости от водозаборов, задача, как правило, решается просто: когда дебит водозаборов превышает дебит источников, источники иссякнут и ущерб будет равен суммарному их дебиту; когда дебит водозаборов меньше дебита источников, последний сократится на величину водоотбора. Если же источники находятся в некотором удалении от водозаборов, задача оценки влияния последних на дебит источников значительно сложнее.

Следует отметить, что сокращение дебита источников, в свою очередь, как бы увеличивает питание водоносного горизонта и в гидродинамическом отношении равносильно вводу в действие в районе источников своего рода нагнетательных скважин с дебитом, равным происшедшему сокращению дебита источников. Возможность такой инверсии источников в ряде случаев также должна учитываться при оценке производительности проектируемых в их районе водозаборов. Она должна учитываться главным образом для того, чтобы судить о величине сокращения дебита источников, когда они используются для каких-либо целей до создания водозаборов. Инверсия источников в зависимости от их расположения по отношению к проектируемым водозаборам, соотношения дебитов источников и водозаборов, а также от гидрогеологических условий может быть полной (источники полностью иссякнут) и частичной (произойдет некоторое снижение дебита источников).

В случае полной инверсии источников учет ее влияния на производительность водозаборов не представляет затруднений. Методика такого учета достаточно обстоятельно рассмотрена Ф. М. Бочевером [10]. Однако о возможности полной инверсии с уверенностью можно говорить лишь в том случае, когда источники располагаются в непосредственной близости от проектируемого водозабора, а его дебит значительно выше суммарного дебита источников. Во всех других случаях для суждения о возможности полной инверсии нужно руководствоваться какими-либо достаточно объективными критериями. Таких критериев в настоящее время практически нет. Что касается частичной инверсии источников, когда остается неизвестным, на сколько сократится под влиянием работы водозабора дебит источника, то методика ее учета в аналитических расчетах до настоящего времени разработана недостаточно. Нам известна одна работа Л. К. Гохберга и Н. Н. Лапшина [16], в которой рассматривается задача о притоке к водозабору вблизи «литологического окна». Решение этой задачи позволяет оценить влияние частичной инверсии источника при условии, что его дебит равен или превышает дебит водозабора.

Ниже предлагается методика приближенной оценки влияния эксплуатационного водоотбора на дебит источников, а также методика учета инверсии источников, частичной и полной, при аналитическом расчете водозаборов, когда дебит источников может быть любым.

Примем, что инверсия источников, разная для каждого из них, является величиной постоянной во времени, равной сокращению дебита соответствующего источника к тому сроку, на который рассчитывается водозабор или на который требуется оценить величину сокращения дебита источника. Фактически инверсия источников является переменной величиной, и если речь идет об одном источнике, рассчитанное при таком допущении

ее значение является завышенным. Учитывая, однако, что, как правило, задача решается не для одного, а для нескольких источников, это несоответствие сглаживается, так как максимальное (рассчитанное на конец срока) влияние одного источника на другой приведет к тому, что сокращение дебита этого второго источника окажется меньшим. В свою очередь, второй источник аналогично влияет на первый. Вследствие такого взаимовлияния результирующие значения инверсии источников оказываются весьма близкими к средневзвешенным во времени. Очевидно, что до момента полной инверсии данного источника в его районе имеет место условие постоянства уровня излива. Это условие может быть записано следующим образом

$$S_{b-i} = \Delta h_i + \sum_{j=1}^{\blacktriangledown n} \Delta h_{j-i}, \qquad (4.24)$$

где S_{b-i} — понижение уровня в районе данного источника под влиянием работы водозабора с дебитом Q_b ;

Δh_i — приращение уровня в районе рассматриваемого источника под влиянием его инверсии (ΔQ_i);

Δh_{j-i} — приращение уровня в районе данного источника под влиянием инверсии (ΔQ_i) остальных $n-1$ источников.

Значок «▼» над суммой в правой части выражения (4.24) показывает, что из суммы следует исключить рассматриваемый источник.

Учитывая, что:

$$S_{b-i} = \frac{Q_b}{4\pi km} R_{b-i}; \qquad (4.25)$$

$$\Delta h_i = \frac{\Delta Q_i}{4\pi km} R_i \qquad (4.26)$$

и

$$\Delta h_{j-i} = \frac{\Delta Q_j}{4\pi km} R_{j-i}, \qquad (4.27)$$

выражение (4.24) можно записать иначе:

$$R_{b-i} = \alpha_i R_i + \sum_{j=1}^{\blacktriangledown n} \alpha_j R_{j-i}, \qquad (4.28)$$

где R_{b-i} — безразмерное гидравлическое сопротивление, характеризующее условия влияния водозабора на рассматриваемый источник;

R_{j-i} — безразмерное гидравлическое сопротивление, характеризующее условия влияния на рассматриваемый источник каждого из остальных $n-1$ источников;

R_i — собственное гидравлическое сопротивление, определяющее условия в районе рассматриваемого источника;

$$\alpha_i = \frac{\Delta Q_i}{Q_b} \quad \text{и} \quad \alpha_j = \frac{\Delta Q_j}{Q_b}.$$

Все гидравлические сопротивления определяются для условий той расчетной схемы, к которой могут быть приведены

гидрогеологические условия данного конкретного района и которая принята при расчете водозабора. Например, для условий неограниченного пласта

$$R_{b-i} = -E_i\left(-\frac{r_{b-i}^2}{4at}\right);$$

$$R_{j-i} = -E_i\left(\frac{r_{j-i}^2}{4at}\right);$$

$$R_i = -E_i\left(-\frac{r_i^2}{4at}\right), \qquad (4.29)$$

а для условий полуограниченного пласта эти же сопротивления могут быть записаны в общем виде

$$R = -E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right) \pm E_i\left(-\frac{\rho^2}{4at}\right). \qquad (4.30)$$

Знак «+» в правой части выражения (4.30) принят для случая, когда на границе пласта имеют место условия постоянства напора; знак «—», когда граница пласта является непроницаемой.

В выражениях (4.29) и (4.30):

E_i — интегральная показательная функция;

r_{b-i} и r_{j-i} — расстояния до рассматриваемого источника соответственно от центра водозабора и от каждого из остальных источников;

r_i — приведенный радиус участка выхода рассматриваемого источника (или группы расположенных рядом источников); если выход площадный — это радиус равновеликой окружности, если точечный — можно принять радиус равным 1 *м*;

r — соответственно r_{b-i}; r_{j-i} и r_i;

ρ — расстояние от рассматриваемого источника до отображения относительно границы пласта, соответственно водозабора, остальных источников и самого рассматриваемого источника.

Следует иметь в виду, что сопротивление R_{b-i} может определяться по формулам (4.29) или (4.30) только в том случае, если водозабор сосредоточенный, а для случая линейного водозабора протяженностью $2l$ при условии, что $r_{b-i} > 2l$. Во всех других случаях при расчете R_{b-i} должен учитываться и вид водозабора.

Время, на которое рассчитываются все сопротивления, определяется сроком, на который рассчитывается водозабор. Если требуется определить только величину, на какую сократится дебит источников в любой заданный момент времени, все сопротивления должны быть рассчитаны на это время (при этом должна быть известна производительность водозабора).

Однако из выражения (4.28) еще нельзя определить сокращение дебита данного источника (величину ΔQ_i или, что то же самое, величину $\alpha_i = \frac{\Delta Q_i}{Q_b}$). Для этого требуется знать все значения a_j, которые также являются неизвестными. Чтобы их оп-

ределить, для каждого из остальных n—1 источников составляются уравнения, аналогичные уравнению (4.28). При этом получаем систему из n уравнений, содержащих n неизвестных каждое.

Решение такой однородной системы линейных уравнений не представляет затруднений. Если число источников невелико (до четырех), расчет может быть выполнен вручную. Если источников больше, расчеты необходимо выполнять с помощью ЭВМ. Решение системы следует начинать с определения значения α_1 для ближайшего к водозабору источника. Если окажется, что $\alpha_1 \leqslant \frac{Q_1}{Q_b}$, последовательно для каждого следующего от водозабора источника определяются значения α_i.

При обратном соотношении, т. е. при $\alpha_1 > \frac{Q_1}{Q_b}$, уравнение, составленное для ближайшего к водозабору источника, из системы исключается, а в каждом из остальных n—1 уравнений принимается, что $\Delta Q_1 = Q_1$. В новой системе уравнений, порядок которой на единицу меньше, после соответствующего пересчета свободных членов, в первую очередь, находится значение α_2 для следующего ближайшего к водозабору источника. Полученное значение сравнивается с отношением $\frac{Q_2}{Q_b}$.

Если $\alpha_2 \leqslant \frac{Q_2}{Q_b}$, последовательно находятся значения α_i для всех остальных n—2 источников. Если же $\alpha_2 > \frac{Q_2}{Q_b}$, то как и для первого источника, принимается, что $\alpha_2 = \frac{Q_2}{Q_b}$ и вновь, аналогично ранее описанному, уменьшается на единицу система уравнений. Расчет продолжается в той же последовательности, пока не будут определены все значения α_i.

Для определения ущерба источникам к концу расчетного срока работы водозабора с производительностью Q_b достаточно умножить найденные значения на Q_b.

Чтобы определить сокращение дебита источников на срок более близкий, достаточно рассчитать описанным выше способом значения α_i' на соответствующий срок (для этого следует пересчитать на этот срок все гидравлические сопротивления). Искомые значения $\Delta Q_i'$ находят по формуле

$$\Delta Q_i' = \alpha_i' Q_b. \qquad (4.31)$$

Рассмотрим далее, как следует учитывать найденную описанным выше способом инверсию источников при расчете производительности самого водозабора, вызывающего эту инверсию.

Как известно, оценка производительности водозаборов может производиться двумя путями. Первый путь — в качестве исходной величины принимается дебит Q_b, соответствующий про-

ектируемому водопотреблению, и расчетом определяется, какое понижение S создается в районе водозабора при его работе с этим дебитом к концу расчетного стока. Требуется, чтобы это понижение не превысило максимально допустимое $S_{доп}$ в данных гидрогеологических условиях. Второй путь — по заданному максимально допустимому понижению $S_{доп}$ на конец расчетного срока рассчитывается максимально возможный дебит водозабора $Q_{в.м}$.

Чтобы оценить производительность водозабора с учетом инверсии источников, следует определить вызванное инверсией каждого из n источников приращение уровня в районе водозабора (Δh_{j-b}) по формуле

$$\Delta h_{j-b} = \frac{\Delta Q_j}{4\pi km} R_{j-b}. \qquad (4.32)$$

Результирующее понижение S в районе водозабора находится из выражения

$$S = \frac{1}{4\pi km}\left(Q_b R_b - \sum_{j=1}^{n} \Delta Q_j R_{j-b}\right). \qquad (4.33)$$

В случае, когда требуется определить максимально возможную производительность водозабора $Q_{в.м}$, с учетом инверсии источников, расчет может быть выполнен по той же формуле (4.33), разрешенной относительно Q_b, где принято, что $S = S_{доп}$

$$Q_{в.м} = \frac{1}{R_b}\left(4\pi km S_{доп} + \sum_{j=1}^{n} \Delta Q_j R_{j-b}\right). \qquad (4.34)$$

Необходимо иметь в виду, что при малых по сравнению с проектной производительностью водозабора дебитах источников их инверсия может не учитываться при оценке производительности водозабора. Она может не учитываться и при большом удалении источников от водозабора, когда его влияние не скажется существенным образом на их дебите, даже если сам этот дебит и сопоставим с проектной производительностью водозабора.

Рассмотрим в качестве примера оценку производительности проектируемого в Прикаспии крупного водозабора с учетом инверсии развитых в его районе источников.

Основной эксплуатируемый водоносный горизонт — хвалыно-хазарский — представлен мощной толщей гравийно-галечниковых отложений, образовавшихся вследствие слияния конусов выноса больших и малых рек. Суммарная мощность горизонта около 100 *м*. Горизонт безнапорный, характеризуется высокими фильтрационными свойствами. Коэффициент водопроводимости изменяется от 3000 до 3800 *м²/сутки*, составлял в среднем 3350 *м²/сутки*. Среднее значение коэффициента уровнепроводности около $2 \cdot 10^4$ *м²/сутки*. Хвалыно-хазарский водо-

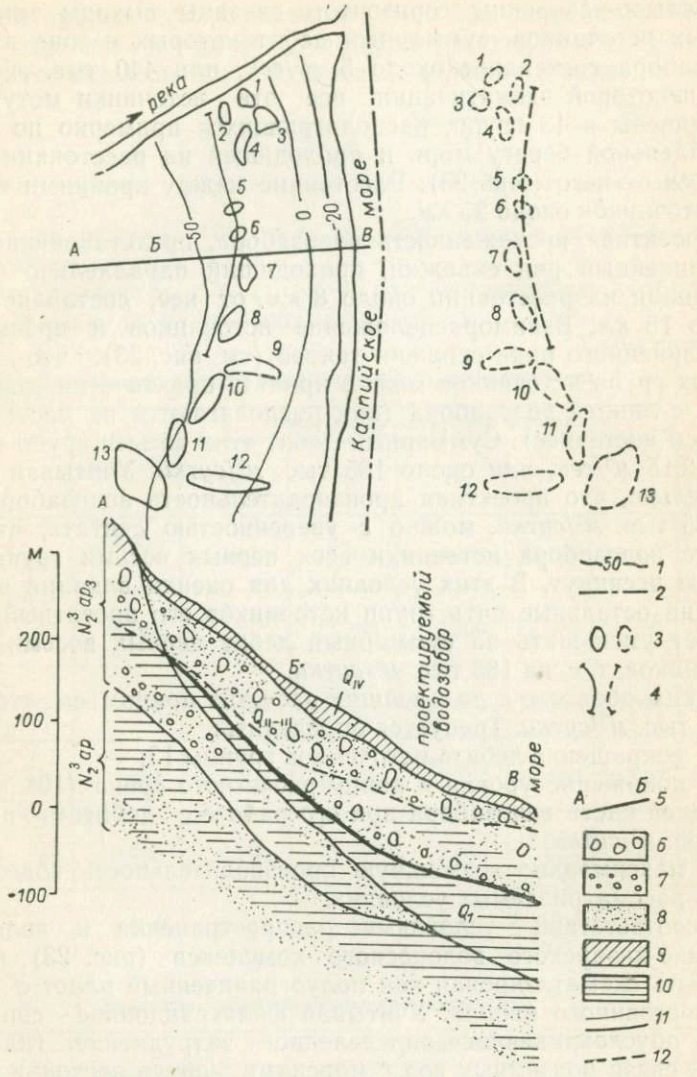

Рис. 23. Схема и разрез к примеру

1 — гидроизогипсы грунтового потока; *2* — граница постоянного напора (смещенный на величину ΔL берег моря); *3* — группы источников и их отображения; *4* — проектируемый водозабор и его отображение; *5* — линия геолого-литологического разреза; *6* — валуны; *7* — галечники; *8* — гравий, пески; *9* — суглинки; *10* — глины; *11* — границы стратиграфических подразделений (жирные линии — границы Хвалыно-хазарского горизонта). 12 — уровень грунтовых вод

носный горизонт распространен в районе повсеместно, слагая всю прилегающую к морю полосу шириной свыше 15—20 *км*. С Хвалыно-хазарским горизонтом связаны выходы многочисленных источников, суммарный дебит которых в зоне влияния водозабора составляет около 5 *м*^{3}/*сек*, или 440 тыс. *м*^{3}/*сутки*. При некоторой схематизации все эти источники могут быть объединены в 13 групп, располагающихся примерно по линии, параллельной берегу моря и проходящей на расстоянии около 6—8 *км* от него (рис. 23). Расстояние между крайними группами источников около 25 *км*.

Проектная протяженность водозабора, представляющего собой линейный ряд скважин, проходящий параллельно береговой линии на расстоянии около 8 *км* от нее, составляет примерно 15 *км*. Взаиморасположение источников и проектируемого линейного ряда скважин таково (см. рис. 23), что восемь первых групп источников можно принять практически совпадающими с линией водозабора (они располагаются на расстояниях 1—2 *км* восточнее). Суммарный дебит этих восьми групп составляет 2,15 *м*^{3}/*сек*, или около 185 тыс. *м*^{3}/*сутки*. Учитывая то обстоятельно, что проектная производительность водозабора равна 585 тыс. *м*^{3}/*сутки*, можно с уверенностью считать, что при работе водозабора источники всех первых восьми групп полностью иссякнут. В этих условиях для оценки влияния водозабора на остальные пять групп источников его проектный дебит следует уменьшить на суммарный дебит первых восьми групп источников, т. е. на 185 тыс. *м*^{3}/*сутки*.

Таким образом, в дальнейших расчетах принимаем, что Q_b = =400 тыс. *м*^{3}/*сутки*. Требуется определить:

1) сокращение дебита источников группы 13;

2) понижение уровня к концу расчетного срока (10^4 суток) в средней части водозабора при его работе с дебитом, равным 585 тыс. *м*^{3}/*сутки;*

3) максимально возможную производительность водозабора $Q_{в.м}$ в рассматриваемых условиях.

В соответствии с условиями распространения и залегания Хвалыно-хазарского водоносного комплекса (рис. 23), он может быть схематизирован как полуограниченный пласт с контуром постоянного напора. Учитывая фильтрационное сопротивление, обусловливающее определенное затруднение гидравлической связи подземных вод с морскими, контур постоянного напора принимаем проходящим не по береговой линии, а параллельно ей на расстоянии примерно 1500 *м* к востоку. Величина этого смещения найдена из анализа имевшихся гидрогеологических материалов по изменениям уклона естественного потока подземных вод в прибрежной зоне и по результатам моделирования на ЭГДА, выполненным Бакинским филиалом ВНИИ ВОДГЕО. Для принятой расчетной схемы полуограниченного пласта с контуром постоянного напора фильтрационные сопро-

тивления R_{j-i}, R_i и R_{j-b} определяются по формуле (4.30) (со знаком «+»).

Гидравлическое сопротивление R_{b-i} для линейного ряда скважин определяется по формуле (для условий, когда источники находятся примерно на продолжении линейного ряда)

$$R_{b-i} = R_L + E_i\left(-\frac{\rho_{b-i}^2}{4at}\right), \qquad (4.35)$$

где R_L — *сопротивление линейного ряда для условий неограниченного пласта* [7].

Расчетное время — 10^4 суток, коэффициент уровнепроводности — $2 \cdot 10^4$ *м²/сутки*.

Все расстояния r_{b-i}; r_{j-i}; $r_{i\text{пр}}$ и соответствующие отображения ρ_{b-i}; ρ_{j-i} и ρ_i (в *м*) приведены в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Данные для расчета гидравлического сопротивления

ρ / r		Водозабор	Отображения по группам источников					Дебит в тыс. м³/сутки
			9	10	11	12	13	
Водозабор		18 000 / —	18 000	21 600	24 600	23 600	27 200	400
Группы источников	9	8 400	14 500 / 940	17 200	19 200	17 000	21 500	29,7
	10	10 800	3 400	20 000 / 910	21 500	18 600	23 400	51,2
	11	13 800	6 700	3 200	22 800 / 850	19 600	24 600	26
	12	16 000	7 200	5 000	3 800	17 000 / 1 050	21 400	28,5
	13	16 000	9 400	6 000	2 600	5 000	28 000 / 1 380	109,5

Таблица 4.3

Значения гидравлических сопротивлений

Группы источников i	Водозабор R_{b-i}	Группы источников j				
		9	10	11	12	13
9	1,906	5,22	2,945	1,76	1,56	1,264
10	1,23	2,945	5,77	3,354	2,268	2,185
11	0,86	1,76	3,354	6,06	2,875	3,863
12	0,63	1,56	2,268	2,875	5,21	2,44
13	0,75	1,264	2,185	3,863	2,44	5,23

Гидравлические сопротивления, подсчитанные по формуле (4.30), соответствующие указанным в табл. 4.2 расстояниям, приведены в табл. 4.3. В этой таблице приведены также сопротивления R_{b-i}, подсчитанные по формуле (4.35).

Следующим этапом расчета является определение отношений $\frac{R_i}{R_{b-i}}$ и $\frac{R_{j-i}}{R_{b-i}}$. Для этого все сопротивления по горизонтальным строкам табл. 4.3 делим на сопротивления R_{b-i}, приведенные на этой же строке в графе 2.

Результаты расчета приведены в табл. 4.4

Таблица 4.4

Отношения гидравлических сопротивлений

Группы источников i	Группы источников j				
	9	10	11	12	13
9	2,74	1,55	0,923	0,82	0,665
10	2,4	4,7	2,72	1,845	1,78
11	2,045	3,9	7,05	3,34	4,5
12	2,47	3,6	4,56	8,27	3,87
13	1,69	2,92	5,15	3,25	6,98

Затем на основании табл. 4.4 составляем систему из пяти уравнений, аналогичных выражению (4.28)

$$\left.\begin{aligned}
&2{,}74\ \alpha_9 + 1{,}55\ \alpha_{10} + 0{,}923\ \alpha_{11} + 0{,}82\alpha_{12} + 0{,}665\ \alpha_{13} = 1\\
&2{,}4\ \alpha_9 + 4{,}7\ \alpha_{10} + 2{,}72\ \alpha_{11} + 1{,}845\ \alpha_{12} + 1{,}78\ \alpha_{13} = 1\\
&2{,}045\ \alpha_9 + 3{,}9\ \alpha_{10} + 7{,}05\ \alpha_{11} + 3{,}34\ \alpha_{12} + 4{,}5\ \alpha_{13} = 1\\
&2{,}47\ \alpha_9 + 3{,}6\ \alpha_{10} + 4{,}56\ \alpha_{11} + 8{,}27\ \alpha_{12} + 3{,}87\ \alpha_{13} = 1\\
&1{,}69\ \alpha_9 + 2{,}92\ \alpha_{10} + 5{,}15\ \alpha_{11} + 3{,}25\ \alpha_{12} + 6{,}98\ \alpha_{13} = 1
\end{aligned}\right\}. \quad (4.36)$$

Решение вручную системы из пяти уравнений с пятью неизвестными является достаточно трудоемкой операцией и ее целесообразно выполнять на ЭВМ. Тем не менее считаем возможным показать на рассматриваемом примере последовательность расчетов вручную, не останавливаясь на промежуточных операциях.

Прежде всего находится определитель D системы

2,74	1,55	0,923	0,82	0,665
2,4	4,7	2,72	1,845	1,78
2,045	3,9	7,05	3,34	4,5
2,47	3,6	4,56	8,27	3,87
1,69	2,92	5,15	3,25	6,98

Для этого уменьшаем порядок определителя до третьего порядка, разлагая его по первым двум строкам.

После этого находится определитель D_{α_9}, получающийся из определителя D заменой столбца, составленного из коэффициентов при α_9, столбцом, составленным из свободных членов — единицы в правой части системы (4.36).

Значение α_9 находится по формуле

$$\alpha_9 = \frac{D_{\alpha_9}}{D}. \tag{4.37}$$

В рассматриваемом случае расчет показал, что $\alpha_9 = 0{,}294$. Сравнивая полученное значение α_9 с отношением $\frac{Q_9}{Q_b} = 0{,}074$, видим, что $\alpha_9 \gg \frac{Q_9}{Q_b}$. Поэтому из системы (4.36) исключаем первое уравнение, а в остальных четырех вместо α_9 проставляем $\alpha_9 = \frac{Q_9}{Q_b} = 0{,}074$. После пересчета свободных членов получаем новую систему

$$\left.\begin{aligned} 4{,}7\,\alpha_{10} + 2{,}7\,\alpha_{11} + 1{,}845\,\alpha_{12} + 1{,}78\,\alpha_{13} &= 0{,}8225 \\ 3{,}9\,\alpha_{10} + 7{,}05\,\alpha_{11} + 3{,}34\,\alpha_{12} + 4{,}5\,\alpha_{13} &= 0{,}8485 \\ 3{,}6\,\alpha_{10} + 4{,}56\,\alpha_{11} + 8{,}27\,\alpha_{12} + 3{,}87\,\alpha_{13} &= 0{,}8175 \\ 2{,}92\,\alpha_{10} + 5{,}15\,\alpha_{11} + 3{,}25\,\alpha_{12} + 6{,}98\,\alpha_{13} &= 0{,}875 \end{aligned}\right\}. \tag{4.38}$$

Аналогично находим определитель системы и определитель α_{10}. Расчет по формуле (4.37) показал, что значение α_{10} равно 0,135. Сравнивая полученное значение α_{10} с отношением $\frac{Q_{10}}{Q_b} = 0{,}128$, видим, что $\alpha_{10} > \frac{Q_{10}}{Q_b}$. Следовательно, для нахождения α_{11} в системе (4.38) исключаем первое уравнение, а в последующие подставляем значение $\alpha_{10} = \frac{Q_{10}}{Q_b} = 0{,}128$. После пересчета свободных членов получаем новую систему из трех уравнений с тремя неизвестными

$$\left.\begin{aligned} 7{,}05\,\alpha_{11} + 3{,}34\,\alpha_{12} + 4{,}5\,\alpha_{13} &= 0{,}3485 \\ 4{,}56\,\alpha_{11} + 8{,}27\,\alpha_{12} + 3{,}87\,\alpha_{13} &= 0{,}3565 \\ 5{,}15\,\alpha_{11} + 3{,}25\,\alpha_{12} + 6{,}98\,\alpha_{13} &= 0{,}5 \end{aligned}\right\}. \tag{4.39}$$

Определив описанным выше способом значение α_{11}, получаем $\alpha_{11} = 0{,}003$.

Так как отношение $\frac{Q_1^1}{Q_b} = 0{,}065$ значительно выше полученного значения α_{11}, последовательно находим из системы (4.39) значения α_{12} и α_{13}. Они составляют соответственно $\alpha_{12} = 0{,}0115$ и $\alpha_{13} = 0{,}0642$.

Анализ полученных значений α_i показывает, что источники групп 9 и 10 полностью иссякнут, а дебиты источников групп

11, 12 и 13 сократятся соответственно на 1,2; 4,6 и 25,6 тыс. *м³/сутки*.

Таким образом, получили ответ на один из вопросов примера, как сократится дебит источников группы 13. Он уменьшится на 25,6 тыс. *м³/сутки*. Понижение в районе водозабора (без учета понижения в самой скважине) определяем по формуле (4.33)

$$S = \frac{1}{4 \cdot 3,14 \cdot 3350} (400 \cdot 10^3 \cdot 3,406 - 29,7 \cdot 10^3 \cdot 1,25 - 51,2 \cdot 10^3 \cdot 1,02 - $$

$$- 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,74 - 4,6 \cdot 10^3 \cdot 0,49 - 25,6 \cdot 10^3 \cdot 0,61) = 29,9 \text{ м}.$$

Для нахождения максимально возможной производительности водозабора $Q_{в.м}$ воспользуемся формулой (4.34), причем предельно допустимое понижение $S_{доп}$ принимаем равным половине мощности водоносного пласта, т. е. 50 *м* (большее понижение нежелательно в связи с некоторым ухудшением фильтрационных свойств на глубине; понижением непосредственно в скважине пренебрегаем)

$$Q_{в.м} = \frac{1}{3,406} (12,56 \cdot 3350 \cdot 50 + 29,7 \cdot 10^3 \cdot 1,25 + 51,2 \cdot 10^3 \cdot 1,02 +$$

$$+ 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,74 + 4,6 \cdot 10^3 \cdot 0,49 + 25,6 \cdot 10^3 \cdot 0,61) = 650 \text{ тыс. } м^3/сутки.$$

Учитывая, что при этом не учтен суммарный дебит восьми первых групп источников, составляющий 185 тыс. *м³/сутки*, находим, что максимально возможная производительность водозабора составит 835 тыс. *м³/сутки*.

Глава V. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАСЧЕТНЫХ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ

Методика определения большей части гидрогеологических параметров по материалам опытных откачек на участках, где в процессе откачки не сказывается влияние реки, подробно изложена в многочисленных руководствах. Известна и методика определения этих параметров при откачках вблизи реки, когда имеет место совершенная связь подземных и поверхностных вод. Сказанное относится к определению коэффициентов фильтрации, водопроводимости и уровнепроводности.

Достаточно обоснованная методика определения фильтрационных характеристик водоносного горизонта при откачках вблизи реки, когда связь ее с подземными водами затруднена вследствие закольматированности или фильтрационной неоднородности русловых отложений, разработана лишь в самое последнее время и не вошла еще в действующие методические руководства. Недостаточно освещена в этих руководствах и методика определения еще трех важнейших параметров — «коэффициента сопротивления заиленного слоя фильтрации» A_0, «коэф-

фициента перетекания» A ($A=\frac{1}{\sqrt{km A_0}}$) и «комплексного параметра» B.

Определение «комплексного параметра» B проводится только при разведке подземных вод в речных долинах, относящихся к группе *Б*.

Первые два параметра A_0 и A могут быть определены как с помощью опытных откачек, так и по материалам стационарных наблюдений за режимом естественного уровня подземных и поверхностных вод в приречной зоне.

Для определения третьего параметра B требуется проведение достаточно длительных опытных откачек.

В настоящей главе рассматривается методика определения коэффициентов фильтрации, водопроводимости, уровнепроводности, «сопротивления заиленного слоя фильтрации» и «перетекания» по результатам откачек, проведенных вблизи рек, когда должно учитываться дополнительное сопротивление русловых отложений, и по материалам стационарных наблюдений за естественным режимом подземных и поверхностных вод.

Рассматривается также методика определения комплексного параметра B.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ В ПРИРЕЧНОЙ ЗОНЕ С ПОМОЩЬЮ ОПЫТНЫХ ОТКАЧЕК

Наиболее полно разработана методика таких определений в статьях Ф. М. Бочевера и М. М. Гылыбова [12], Ю. О. Зеегофера и В. М. Шестакова [22], Ф. М. Бочевера, Н. Н. Лапшина и Э. М. Хохлатова [13].

Этими авторами принято допущение, что в процессе откачки не происходит «отрыва» уровня от подошвы слабопроницаемого экранирующего слоя под руслом, т. е. они считают, что под руслом не образуется участков дождевания и режим фильтрации является повсюду подпертым.

Другое принятое ими допущение, что в процессе откачки наступает установившийся режим фильтрации и уровни воды в скважинах стабилизируются.

Следует отметить, что указанные допущения в подавляющем большинстве случаев выполняются.

В наиболее общем виде задача решена аналитически Ф. М. Бочевером [8], учитывавшим плановый характер фильтрации на обоих берегах реки. Полученное Ф. М. Бочевером решение для определения понижения в любой точке пласта на том берегу, где расположена опытная скважина, имеет вид (рис. 24):

$$(2H-S)S=\frac{Q}{\pi k}(R_1+R_2), \qquad (5.1)$$

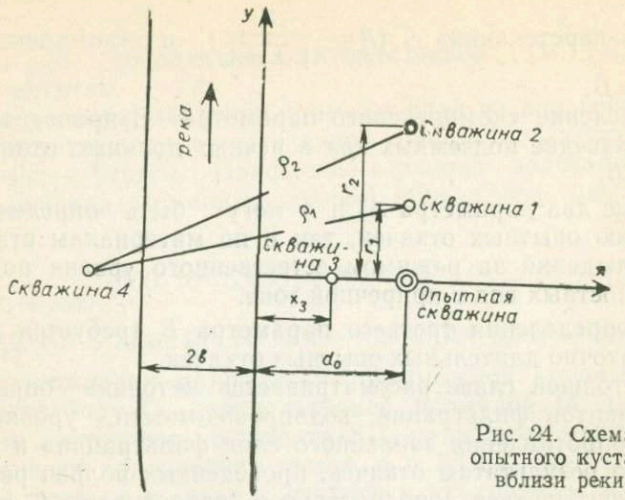

Рис. 24. Схема опытного куста вблизи реки

где
$$R_1 = \ln \frac{\rho}{r}; \tag{5.2}$$

$$R_2 = I_{2+} + I_{2-}; \tag{5.3}$$

$$I_{i\pm} = \int_0^\infty \frac{e^{-ux_{i\pm}}}{1+\bar{u}} \cos(\overline{u\, y}_\pm)\, du; \tag{5.4}$$

$$\left.\begin{aligned} &\rho = \sqrt{(d_0+x)^2+y^2}; \quad r = \sqrt{(d_0-x)^2+y^2}; \\ &\overline{x}_{2\pm} = \lambda\,(x+d_0)\left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch}\dfrac{2b}{\sqrt{k\,m\,A_0}}}\right]; \\ &\lambda = \frac{k\,m}{k\,H} \cdot \frac{\operatorname{cth}\dfrac{2b}{\sqrt{k\,m\,A_0}}}{\sqrt{k\,m\,A_0}}; \\ &\overline{y}_{2\pm} = \lambda\, y\left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch}\dfrac{2b}{\sqrt{k\,m\,A_0}}}\right]. \end{aligned}\right\} \tag{5.5}$$

Понижение на противоположном берегу определяется из выражения

$$(2H - S)\,S = \frac{Q}{\pi k} R_3, \tag{5.6}$$

где

$$R_3 = I_{3+} - I_{3-}. \tag{5.7}$$

Функция $I_{3\pm}$ — интеграл (5.4), в котором

$$\bar{x}_{3\pm} = \lambda (d_0 - x - 2b) \left[1 \pm \frac{1}{\operatorname{ch} \frac{2b}{\sqrt{k m A_0}}} \right]. \qquad (5.8)$$

Для любого постоянного положительного значения координаты x, т. е. на любой прямой, параллельной урезу реки, в пределах отрезка, на котором выполняется условие

$$y < d_0 + x, \qquad (5.9)$$

величина сопротивления R_2 остается примерно одинаковой.

Это обстоятельство рекомендуется использовать для определения коэффициентов фильтрации и водопроводимости опробуемого горизонта.

Действительно, если имеются две наблюдательные скважины на луче, параллельном урезу (удобнее всего, если этот луч проходит при этом через опытную скважину), то можно записать:

$$(2H - S_1) S_1 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln \frac{\rho_1}{r_1} + R_2 \right); \qquad (5.10)$$

$$(2H - S_2) S_2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln \frac{\rho_2}{r_2} + R_2 \right). \qquad (5.11)$$

Вычитая выражение (5.11) из (5.10), получим:

$$\frac{Q}{\pi k} \ln \frac{\rho_1 r_2}{\rho_2 r_1} = (2H - S_1) S_1 - (2H - S_2) S_2, \qquad (5.12)$$

откуда

$$k = \frac{Q \ln \frac{\rho_1 r_2}{\rho_2 r_1}}{\pi S_1 (2H - S_1) - \pi S_2 (2H - S_2)} \approx \frac{Q \ln \frac{r_2}{r_1}}{\pi S_1 (2H - S_1) - \pi S_2 (2H - S_2)}. \qquad (5.13)$$

Зная величину k, а значит, и коэффициент водопроводимости опробуемого горизонта $T = kH$, можно определить значение λ — «показателя несовершенства русла», параметры A_0 и A. Для этого Ф. М. Бочевер рекомендует использовать замеры уровней по двум наблюдательным скважинам, симметрично расположенным на противоположных берегах в створе, проходящем через опытную скважину, перпендикулярно береговой линии.

Для таких симметрично расположенных скважин выполняются равенства [см. (5.5)]

$$I_{2+} = I_{3+} \text{ и } I_{2-} = I_{3-}. \qquad (5.14)$$

Учитывая (5.3) и (5.7), можно, складывая и вычитая выражения (5.1) и (5.6) для двух наблюдательных скважин, получить значения интегралов $I_{2+} = I_{3+}$ и $I_{2-} = I_{3-}$

$$I_{2+} = I_{3+} = \frac{\pi k [S_3 (2H - S_3) + S_4 (2H - S_4)]}{2Q} + \ln \sqrt{\frac{d_0 + x_3}{d_0 - x_3}}; \qquad (5.15)$$

$$I_{2-} = I_{3-} = \frac{\pi k\,[S_3\,(2H - S_3) - S_4\,(2H - S_4)]}{2Q} - \ln \sqrt{\frac{d_0 + x_3}{d_0 - x_3}}. \quad (5.16)$$

Определив из выражений (5.15) и (5.16) значения $I_{i\pm}$, можно найти значения аргументов $\bar{x}_{2+} = \bar{x}_{3+}$ и $\bar{x}_{2-} = \bar{x}_{3-}$ (табл. 5.1).

Зная $\bar{x}_{2+}$ и $\bar{x}_{2-}$, можно легко определить «коэффициент перетекания» $A = \frac{1}{\sqrt{k m A_0}}$, а затем и параметр A_0.

Действительно, из формулы (5.5) после некоторых преобразований можно получить, что

$$\frac{\bar{x}_{2+}}{\bar{x}_{2-}} = \operatorname{cth}^2 \frac{b}{\sqrt{k m A_0}}, \quad (5.17)$$

откуда

$$\sqrt{k m A_0} = \frac{b}{\operatorname{arcth} \sqrt{\frac{\bar{x}_{2+}}{\bar{x}_{2-}}}}. \quad (5.18)$$

Используя решения Ф. М. Бочевера, представилось возможным составить графики (рис. 25), позволяющие при определении параметров A и A_0 обойтись без результатов замера уровней по наблюдательной скважине, расположенной на противоположном берегу. Для этого достаточно определить из выражения (5.1) сопротивление R_2 по формуле

$$R_2 = \frac{\pi k S_3\,(2H - S_3)}{Q} - \ln \frac{d_0 + x_3}{d_0 - x_3}, \quad (5.19)$$

а затем по известному сопротивлению R_2 и величине $M = \left(\frac{d_0 + x_3}{b}\right)\frac{m}{H_0}$ определить по графикам (см. рис. 25) значение отношения $\frac{\sqrt{k m A_0}}{b}$, откуда найти искомые значения $A = \frac{1}{\sqrt{k m A_0}}$ и A_0.

В ряде случаев представляется возможным определить коэффициент фильтрации по начальному периоду откачки, когда еще не сказалось влияние реки и режим фильтрации является неустановившимся. В этих случаях составляется отношение

$$\frac{(2H - S')\,S'}{(2H - S'')\,S''} = \frac{E_i\left(-\frac{r^2}{4at'}\right)}{E_i\left(-\frac{r^2}{4at''}\right)}, \quad (5.20)$$

где S' и S'' — понижения в моменты времени t' и t'', прошедшего с начала откачки в наблюдательной скважине.

Подбором или с помощью графиков, приведенных в работе [12], определяются коэффициент уровнепроводности и затем коэффициент фильтрации.

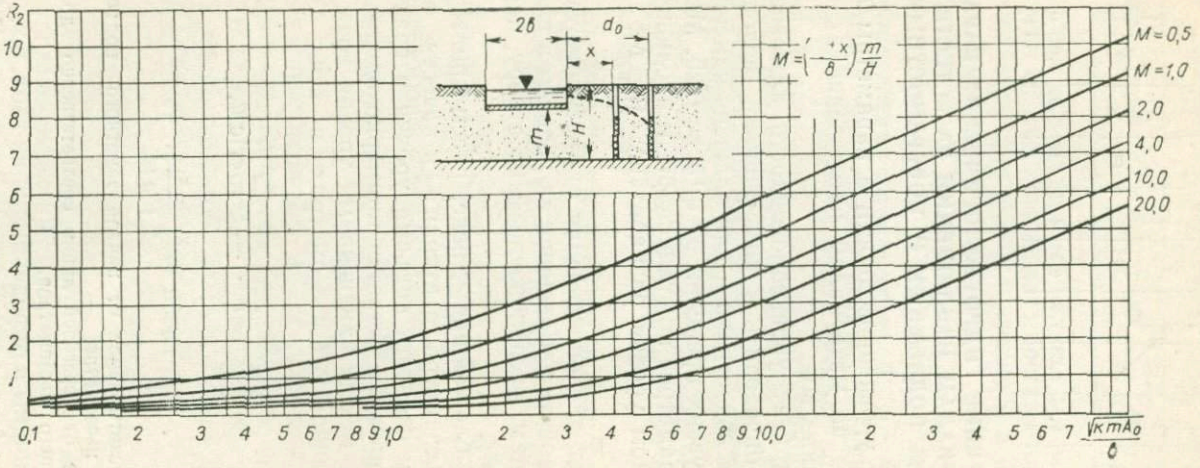

Рис. 25. График $R_2 = f\left(\frac{\sqrt{k\,mA_0}}{b};\ \frac{d_0+x}{b}\cdot\frac{m}{H}\right)$ для определения параметра A_0

Таблица 5.1

Значения аргументов

$x_{i\pm}$	10^{-6}	$5\cdot10^{-6}$	10^{-5}	$5\cdot10^{-5}$	10^{-4}	$5\cdot10^{-4}$	10^{-3}	$5\cdot10^{-3}$	10^{-2}	$5\cdot10^{-2}$	10^{-1}	$5\cdot10^{-1}$	1	2	3	5
$J_{i\pm}$	13,24	11,63	10,94	9,33	8,63	7,03	6,34	4,75	4,08	2,59	2,02	0,92	0,60	0,36	0,26	0,17

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПО МАТЕРИАЛАМ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ЕСТЕСТВЕННЫМ РЕЖИМОМ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

Коэффициент уровнепроводности и параметры A и A_0 могут быть определены по материалам наблюдений за естественным режимом подземных вод.

Зная коэффициент уровнепроводности аллювиальных отложений, можно определить и коэффициент водопроводимости, так как значения водоотдачи μ для аллювия изменяются обычно в сравнительно узких пределах от 0,15 до 0,25. Методика определения этих параметров по стационарным наблюдениям за естественным режимом уровня разработана В. М. Шестаковым [41, 42].

Он предлагает для определения коэффициента уровнепроводности использовать наблюдения за уровнем в период паводка по двум скважинам, расположенным по створу, перпендикулярному реке.

Одна из них, ближайшая к реке, рассматривается в качестве граничного пьезометра, а вторая — в качестве реагирующего пьезометра. Если скорость подъема уровня в граничном пьезометре в период паводка остается примерно одинаковой, то теоретическая связь между изменениями уровня воды в реагирующем $\Delta H'$ и граничном ΔH пьезометрах в этих условиях выражается

$$\frac{\Delta H'}{\Delta H} = e^{-u^2} - \sqrt{\pi}\ \operatorname{erfc} u, \tag{5.21}$$

$$\text{где } u = \frac{x_2 - x_1}{2\sqrt{at}}; \tag{5.22}$$

t — время, отсчитываемое от начала заметного подъема уровня в граничном пьезометре;

x_1 и x_2 — расстояние от береговой линии соответственно до граничного и реагирующего пьезометров.

Значения величины u определяются из табл. 5.2.

Зная u, x_1, x_2 и t, определяем a из выражения (5.22)

$$a = \frac{(x_2 - x_1)^2}{4u^2 t}. \tag{5.23}$$

Таблица 5.2

Значения величины u

$\frac{\Delta H'}{\Delta H}$	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,1
u	0	0,055	0,115	0,18	0,26	0,35	0,44	0,57	0,71	0,82	0,9

В зависимости от литологического состава аллювиальных отложений принимается примерное значение μ и определяется коэффициент водопроводимости

$$T = kH = a\mu. \tag{5.24}$$

Методы определения параметров A и A_0 разработаны В. М. Шестаковым для условий неустановившегося и установившегося режима уровней. В обоих случаях вначале определяется обобщенный параметр, характеризующий в совокупности фильтрационную неоднородность русловых отложений ΔL, их заиленность и несовершенство вреза русла (величина ΔL интерпретируется как отрезок, на который следует сместить линию уреза реки, чтобы связанное с этим удлинением потока дополнительное фильтрационное сопротивление было эквивалентно сопротивлению ложа реки).

Величина ΔL связана с параметрами A и A_0 следующими зависимостями [42]:

а) при симметричной схеме фильтрационного потока

$$\Delta L = \sqrt{km A_0}\,\mathrm{cth}\,\frac{b}{\sqrt{km A_0}} = \frac{\mathrm{cth}\,(bA)}{A}, \tag{5.25}$$

б) при одностороннем движении потока

$$\Delta L = \sqrt{km A_0}\,\mathrm{cth}\,\frac{2b}{\sqrt{km A_0}} = \frac{\mathrm{cth}\,(2bA)}{A}. \tag{5.26}$$

Для определения величины ΔL в условиях неустановившегося движения В. М. Шестаков [41, 42] использовал то обстоятельство, что в период паводка изменения уровней воды в реке ($\Delta H_р$) и в расположенной вблизи уреза наблюдательной скважине (ΔH) связаны зависимостью

$$\frac{\Delta H}{\Delta H_р} = 1 - e^{\tau^2}\,\mathrm{erfc}\,\tau, \tag{5.27}$$

если изменения уровня воды в реке $\Delta H_р$ подчиняются при этом параболической зависимости вида:

$$\Delta H_р = \alpha\sqrt{t}. \tag{5.28}$$

В выражениях (5.27) и (5.28) принято:

$$\tau = \frac{\sqrt{at}}{x_1 + \Delta L}, \qquad (5.29)$$

где x_1 — расстояние наблюдательной скважины от реки;

t — время, отсчитываемое от начала заметного подъема или спада уровня воды в реке;

a — коэффициент пропорциональности.

Значения τ в зависимости от отношения $\frac{\Delta H}{\Delta H_р}$ приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Значения τ

$\frac{\Delta H}{\Delta H_р}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
τ	0,096	0,214	0,36	0,53	0,77	1,11	1,34	1,65	2,07	2,69

Чтобы определить ΔL, нужно на один из моментов времени t, желательно на пик паводка, найти отношение $\frac{\Delta H}{\Delta H_р}$ и соответствующее этому отношению по табл. (5.3) значение τ. Затем из выражения (5.29) имеем

$$\Delta L = \frac{\sqrt{at}}{\tau} - x_1. \qquad (5.30)$$

Для условий установившегося движения при симметричной схеме дренирования или питания рекой естественного потока подземных вод величина ΔL определяется по материалам наблюдений за уровнем в двух скважинах и гидрометрическому посту на реке, расположенных по створу, перпендикулярному береговой линии.

Для этих условий расчетная формула имеет вид

$$\Delta L = \frac{H_1 - H_р}{H_2 - H_1}(x_2 - x_1) - x_1, \qquad (5.31)$$

где $H_р$, H_1 и H_2 — абсолютные или относительные отметки уровня воды соответственно в реке, в первой (ближайшей к реке) и во второй наблюдательных скважинах;

x_1 и x_2 — расстояния от береговой линии соответственно до первой и до второй наблюдательных скважин.

Для определения величины ΔL по формуле (5.31) должны быть выбраны периоды стационарного положения кривой депрессии, кроме того, необходимо чтобы направление естественного потока было близким к перпендикулярному по отношению к береговой линии.

Величина ΔL может определяться и с помощью опытных откачек. Для этого достаточно оборудовать опытный куст скважин, аналогичный изображенному на рис. 25 (без скважины 4).

Опытная скважина должна располагаться примерно на линии проектируемых водозаборов, а дебит откачки должен быть максимально возможным. Определив описанным ранее способом коэффициент фильтрации или водопроводимости по скважинам *1* и *2*, можно затем найти значение величины ΔL по преобразованной формуле Форхгеймера

$$\Delta L = \frac{1}{2}\left[(d_0 - x_3)\, e^{\frac{\pi k S\ (2H - S_3)}{Q}} - (d_0 + x_3)\right]. \qquad (5.32)$$

Учитывая то обстоятельство, что значения величины ΔL оказываются различными при разных положениях наблюдательной скважины *3* относительно опытной скважины, скважину *3* следует располагать возможно ближе к опытной (на расстоянии около 7—10 *м*), но по возможности на расстоянии, превышающем 0,7 мощности пласта (чтобы уменьшить влияние несовершенства).

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОМПЛЕКСНОГО ПАРАМЕТРА *B* И КОЭФФИЦИЕНТА ВОДОПРОВОДИМОСТИ В УСЛОВИЯХ ПЕРЕТЕКАНИЯ

Как было показано в главе III, комплексный параметр *B* в некоторых случаях является важной расчетной величиной при оценке производительности водозаборов, работающих в речных долинах, относящихся к группе Б.

Параметр *B* определяется в том случае, если разведуемый нижний водоносный горизонт отделяется от вышележащего горизонта, связанного с рекой, выдержанной толщей пород, характеризующихся более низкими фильтрационными свойствами.

Сама расчетная формула (3.39), в которую входит параметр *B*, справедлива только при условии, что в процессе эксплуатации будет иметь место стабилизация уровней в верхнем и нижнем горизонтах.

Поэтому оценка производительности водозабора по формуле (3.39) может быть обоснованной только в том случае, если поступление речных вод в верхний горизонт, связанное с опусканием в нем уровня под влиянием перетекания, рано или поздно компенсирует расход перетекания. При такой компенсации произойдет стабилизация уровней.

Параметр *B* определяется с помощью опытных откачек. При этом наступление стабилизации в процессе откачки не является обязательным. Достаточно получить при откачке относительную стабилизацию.

Под относительной стабилизацией понимается такой режим снижения уровней, когда в любой точке на территории, прилегающей к опытной скважине, скорость снижения уровней верх-

него и нижнего горизонтов становится одинаковой. Это свидетельствует о том, что перетекание почти полностью компенсирует водоотбор (упругими запасами пренебрегаем).

В этих условиях понижение на расстояние r от опытной скважины определяется по формуле [11]

$$S = \frac{Q}{2\pi km} K_0\left(\frac{r}{B}\right). \tag{5.33}$$

Чтобы учесть понижение уровня в верхнем горизонте, понижения S следует отсчитывать от уровня воды в той же точке в верхнем горизонте и на тот же период времени.

Если известны понижения S в двух наблюдательных скважинах, можно составить отношение:

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{K_0\left(\frac{r_1}{B}\right)}{K_0\left(\frac{r_2}{B}\right)},$$

из которого легко подбором определяется комплексный параметр B. По известному значению B определяется коэффициент водопроводимости по формуле (5.33).

$$km = \frac{Q}{2\pi S_i} K_0\left(\frac{r_i}{B}\right). \tag{5.34}$$

Глава VI. ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В РЕЧНЫХ ДОЛИНАХ

Гидрогеологические исследования для оценки запасов подземных вод в речных долинах, как и на других типах месторождений подземных вод, выполняются в три стадии: поиски, предварительная разведка и детальная разведка. Основной задачей первой поисковой стадии является выяснение общих гидрогеологических условий района, на основе чего производится выбор перспективного участка для постановки дальнейших разведочных работ. Состав исследований на этой стадии и критерии для выделения перспективных участков достаточно полно изложены в работах Н. И. Плотникова [34, 35] и в настоящей работе не рассматриваются.

Наиболее важной стадией гидрогеологических исследований является предварительная разведка. На этой стадии с детальностью, обеспечивающей окончательный выбор участка и наиболее рациональную схему водозабора, должны быть изучены граничные условия и основные расчетные параметры водоносного горизонта.

Основные вопросы, которые должны быть изучены на стадии предварительной разведки, следующие:

1. Режим поверхностного стока, который является в ряде случаев определяющим при оценке производительности водозаборов.

2. Условия взаимосвязи поверхностных и подземных вод и условия восполнения последних при паводках; изучение условий восполнения подземных вод особенно важно для речных долин, в которых меженный сток реки меньше заявленной потребности, а также для долин, где гидравлическая связь поверхностных и подземных вод проявляется только во время паводков.

3. Условия распространения аллювиальных водоносных горизонтов и подземных вод в коренных отложениях в пределах разведуемого участка речной долины.

4. Фильтрационные свойства разведуемого водоносного горизонта и характер их изменений в плане и разрезе.

5. Качество подземных вод и его изменения по площади месторождения и в разрезе.

6. Качество поверхностных вод и его изменения во времени.

В настоящей работе при рассмотрении методики проведения разведочных работ для решения перечисленных вопросов в значительной степени использованы рекомендации, содержащиеся в имеющихся методических руководствах.

Изучение режима поверхностного стока

В долинах, имеющих постоянный сток, превышающий в межень заявленную потребность в воде, при доказанной гидравлической связи подземных вод с поверхностными, не требуется проведения специальных гидрометрических исследований для изучения режима поверхностного стока. В этих условиях следует ограничиться имеющимися материалами о максимальных уровнях в паводковый период, а также о режиме подъема и спада уровня в этот период, чтобы уточнить границы затопляемой в паводок части пойменной террасы.

В долинах, не имеющих постоянного стока, или меженный сток в которых ниже заявленной потребности в воде, изучение режима поверхностного стока является обязательным. Оно должно быть организовано и в тех долинах, по которым отсутствуют достоверные данные о постоянстве или минимальном значении меженного стока и имеются опасения, что он может оказаться ниже заявленной потребности в воде. В состав исследований по изучению режима поверхностного стока входят организация и проведение наблюдений за уровнем и расходами воды в реке в разные сезоны года и в разные годы. Наблюдения проводятся по гидрометрическим створам, расположенным таким образом, чтобы можно было наиболее полно оценить

протекающий через разведуемый участок долины поверхностный сток.

В большинстве случаев достаточно организовать один такой створ в нижнем по течению конце участка, но в ряде случаев, если река на разведуемом участке принимает притоки или в пределах долины развито орошение, целесообразно иметь еще один створ близ верхнего по течению края участка, чтобы оценить приращение стока в пределах участка. За короткий срок проведения разведочных работ не представляется возможным оценить величину минимального стока с высокой степенью обеспеченности. Поэтому результаты проведенных гидрометрических исследований сопоставляются с данными по ближайшим стационарным гидрометрическим постам, имеющимся в пределах данной долины или в соседних долинах — аналогах. Это позволит оценить в многолетнем разрезе водность данного периода наблюдений, определить его обеспеченность, а также прогнозировать минимальные меженные расходы с 95%-ной обеспеченностью. Такая обеспеченность обычно является критерием для суждения об условиях восполнения эксплуатируемого горизонта.

Весьма важно знать также обеспеченность максимальных паводковых уровней, чтобы обоснованно судить о площади, затопляемой в паводки и о возможном пополнении подземных вод при этом.

Оценка взаимосвязи подземных и поверхностных вод

Такая оценка является важнейшей задачей предварительной разведки, так как именно этот фактор определяет в основном величину эксплуатационных запасов подземных вод и рациональную схему водозабора.

Основным методом количественной оценки взаимосвязи подземных и поверхностных вод является проведение кустовых откачек в наиболее характерных пунктах разведуемого участка долины вдоль береговой линии. Критерием для выбора места проведения таких откачек является, в первую очередь, заметная смена гидрогеологических условий вдоль прибрежной полосы (например, размываемый участок сменяется участком, где происходит аккумуляция осадков, плёс сменяется перекатом, заметны изменения фильтрационных свойств водоносного горизонта и т. д.). Во всех случаях места проведения кустовых откачек должны выбираться таким образом, чтобы представилось возможным достаточно полно охарактеризовать взаимосвязь подземных и поверхностных вод на всем протяжении разведуемого участка долины.

Методика обработки материалов кустовой откачки для опре-

деления необходимых для такой оценки параметров A_0, A, kH, а также ΔL рассмотрена в главе V.

Кустовая откачка обязательно проводится в меженный период, так как в это время условия взаимосвязи подземных и поверхностных вод являются наихудшими, что дает определенный «запас надежности» в последующих расчетах.

Опытный куст должен состоять из одной центральной (опытной) и трех-четырех наблюдательных скважин.

Центральная скважина размещается на расстоянии 25—40 *м* от меженного уреза воды в реке.

Наблюдательные скважины располагаются по двум лучам, проходящим через опытную скважину. Один луч направлен параллельно береговой линии и состоит из двух наблюдательных скважин, расположенных на расстояниях 10—15 и 25—30 *м* от центральной скважины. По понижениям в этих скважинах определяются коэффициенты фильтрации или водопроводимости опробуемого горизонта. Другой луч направлен перпендикулярно береговой линии и состоит из одной-двух скважин и гидрометрического поста. Если река широкая (свыше 50—70 *м*), в луче бурится только одна скважина, располагаемая посередине между береговой линией и центральной скважиной. Если река узкая (менее 50—70 *м*), на противоположном берегу симметрично первой наблюдательной скважине бурится вторая. Наблюдения по этим скважинам (одной или двум) позволяют определить параметры A_0 и A или ΔL.

Кустовая откачка проводится с максимально возможным при данной конструкции скважины дебитом на одно понижение. Продолжительность откачки должна быть такой, чтобы в течение последних 1—2 суток при постоянном дебите наблюдалась стабилизация уровней во всех скважинах куста. При этом режим уровня воды в реке тоже должен быть установившимся. Поэтому для проведения откачки следует выбирать в межень такое время, когда можно рассчитывать на стабилизацию уровня воды в реке. Если все же такой стабилизации в период откачки не будет, можно говорить лишь об относительной стабилизации уровня воды в скважинах куста. Под относительной стабилизацией в рассматриваемом случае понимается такой режим уровня в скважинах куста, когда происходит его снижение (или даже повышение) совершенно также, как в скважинах, находящихся вне зоны влияния откачки в сходных гидрогеологических условиях и аналогично расположенных относительно реки. Такое сопоставление оказывается возможным, если на разведуемом участке долины заблаговременно организовать тщательные стационарные наблюдения за режимом уровня подземных и поверхностных вод.

Наблюдения за режимом в естественных условиях позволяют также самостоятельно без откачек дать обоснованную ко-

личественную оценку взаимосвязи подземных и поверхностных вод, определить гидрогеологические параметры.

В соответствии с рекомендациями В. М. Шестакова [41], для этого следует оборудовать створ из двух-трех наблюдательных скважин и гидрометрического поста. Наблюдательные створы должны располагаться на таких участках, где при колебаниях уровня воды в реке не происходит значительного смещения линии уреза, или на участках, где урез реки сразу резко смещается и в дальнейшем его положение практически не изменяется.

Скважины в створе следует располагать следующим образом: первую — вблизи уреза, вторую — вблизи линии, до которой смещается урез реки при подъеме уровня воды в ней, и третью — в 100—150 *м* от второй в сторону борта долины.

Методика обработки материалов этих наблюдений для определения параметров A_0 и A, а также коэффициентов уровнепроводности и водопроводимости рассмотрена в главе V.

Если в процессе разведки обнаружится, что гидравлическая связь аллювиального водоносного горизонта с рекой проявляется только в паводковые периоды, когда происходит затопление пойменной террасы и возможно обводнение той части разведуемого горизонта, которая будет осушаться при эксплуатации, требуется оценить масштабы и режим такого пополнения.

Для решения этого сложного вопроса рекомендуется проведение групповой откачки из двух-трех скважин, расположенных по линии, параллельной ожидаемой границе затопления, в непосредственной близости от нее. Расстояние между скважинами должно быть примерно равным расстоянию между эксплуатационными скважинами водозабора или несколько меньшим. Дебит в скважинах при групповой откачке также должен быть примерно равным проектному эксплуатационному.

Откачку следует начинать в меженный период примерно за месяц до начала паводка и продолжать до начала его спада. Таким образом, общая продолжительность групповой откачки должна составить около двух месяцев.

Если разведуемый водоносный горизонт не имеет прямой гидравлической связи с рекой и перекрыт другим горизонтом, имеющим такую связь, весьма важно оценить условия восполнения такого горизонта за счет перетекания сверху (если разведочные работы покажут, что такое перетекание имеет место). Решение этого вопроса также должно быть получено на стадии предварительной разведки. Для этого в ряде случаев требуется выполнить групповую откачку из двух-трех скважин, расположенных на расстоянии 40—50 *м* одна от другой по линии проектируемого водозабора. Рядом с опытными скважинами следует оборудовать по одной наблюдательной скважине на верхний горизонт, а около одной из них — две наблюдательные

скважины на каждый из горизонтов. Дебиты скважин должны быть примерно равными эксплуатационным.

Групповую откачку желательно проводить в осенне-зимний период, когда условия взаимосвязи верхнего горизонта, из которого будет происходить перетекание, с рекой являются наихудшими. Откачка продолжается до стабилизации уровней в откачиваемых и наблюдательных скважинах, но не более 15—20 суток.

Изучение условий распространения аллювиальных водоносных горизонтов

Выяснение условий распространения разведуемого водоносного горизонта и характера его границ является одной из важнейших задач разведки, так как именно эти условия определяют в комплексе с условиями взаимосвязи подземных и поверхностных вод выбор расчетной схемы для оценки эксплуатационных запасов. Без ясного представления о том, как меняется в пределах долины на разных ее террасах мощность обводненных аллювиальных отложений и их литологический состав, а также каков характер контакта с коренными породами, невозможна обоснованная оценка эксплуатационных запасов подземных вод.

В большинстве случаев аллювиальные отложения залегают на слабопроницаемых или практически водоупорных коренных породах. При этом изучение последних представляет интерес с точки зрения оценки запасов только тогда, когда в них содержатся подземные воды повышенной минерализации. Однако в ряде долин коренные борта и днище сложены карбонатными породами, водопроводимость которых близка или даже значительно превышает водопроводимость аллювия. В этих условиях часто оказывается целесообразным ориентировать водоснабжение на подземные воды в коренных отложениях, а следовательно, и проводить основные разведочные работы по изучению этого горизонта.

В некоторых долинах, как правило, претерпевших регенерационный цикл, могут быть встречены два относительно разобщенных аллювиальных горизонта. В этих случаях часто оказывается целесообразным эксплуатировать не верхний горизонт, непосредственно гидравлически связанный с рекой, а нижний, характеризующийся лучшей водопроводимостью или предпочтительный по технико-экономическим соображениям. Этот горизонт и становится объектом разведки.

Выбор водоносного горизонта, наиболее перспективного для водоснабжения, производится, как правило, на поисковой стадии исследований.

Чтобы выяснить строение разведуемого горизонта, изменение его мощности и литологического состава по площади, что-

бы охарактеризовать его границы в плане и разрезе, требуется проведение комплекса исследований.

Основным способом решения этих вопросов является бурение разведочных скважин. В речных долинах наиболее целесообразно размещать такие скважины по створам, ориентированным вкрест простирания долин.

Полосовые очертания речных долин в плане и условия их формирования определяют наибольшие изменения гидрогеологических условий в направлении, перпендикулярном течению реки. Следует отметить, что такой характер изменения гидрогеологических условий имеют и водоносные горизонты коренных отложений. Поэтому разбуривание створов разведочных скважин вкрест простирания долин позволяет получить максимальное количество информации и наиболее обоснованно установить условия на границах разведуемого горизонта, а также строение самого горизонта.

Важными вспомогательными способами разведки являются различные виды геофизических исследований и, в первую очередь, электроразведка. Они позволяют более обоснованно размещать разведочные створы и скважины по линиям створов.

Основываясь на опыте разведки подземных вод в речных долинах, когда водозаборы проектируются в виде линейных рядов скважин, Н. И. Плотников [35] рекомендует размещать разведочные створы на расстояниях 1,5—3 *км* один от другого. Такое размещение створов позволяет получить достаточное представление об условиях распространения разведуемого горизонта и его границах.

Расстояния между скважинами в створе определяются строением долины. Н. И. Плотников [35] предлагает в качестве первого приближения принимать их равными половине расстояния между створами. Отметим, что эта рекомендация относится к широким долинам. Во всех случаях по створу следует пробурить не менее трех скважин. При этом целесообразно начинать бурение со скважины, ближайшей к реке. Желательно, чтобы каждая следующая скважина бурилась на очередной более высокой террасе. Это позволит своевременно остановить дальнейшее разбуривание разведочного створа, когда будет отмечено отсутствие в разрезе перспективного горизонта или когда его мощность и водоносность окажутся некондиционными. После этого можно в случае необходимости пробурить уточняющие скважины между скважинами, уже пройденными.

Большую помощь в правильном выборе места заложения разведочных скважин по створу могут оказать электроразведочные работы, которые должны широко применяться в речных долинах. В ряде случаев можно использовать для этого, как и для выбора расстояний между разведочными створами, моделирование.

Изучение фильтрационных свойств разведуемого горизонта и характера их изменений по площади и в разрезе

Наиболее существенные изменения фильтрационных свойств как аллювиальных водоносных горизонтов, так и коренных пород по площади отмечаются при движении от реки в сторону коренных бортов. Поэтому опробование откачками разведочных скважин, пробуренных по створам вкрест простирания долины, позволяет получить представление о плановой фильтрационной неоднородности разведуемого горизонта, достаточное для суждения о ширине полосы распространения перспективной его части.

Чтобы более обоснованно определить, как изменяются фильтрационные свойства разведуемого горизонта вдоль долины, между соседними разведочными створами чаще всего в прилегающей к реке полосе бурятся и опробуются одна-две разведочные скважины.

Необходимо отметить, что в некоторых случаях, когда в разведуемой долине развиты два аллювиальных горизонта или аллювиальный водоносный горизонт подстилается карбонатными породами, обладающими высокой водоносностью, в начальный этап предварительной разведки неизвестно, какой из развитых здесь водоносных горизонтов будет выбран в качестве основного для разведки. Поэтому бурение первых разведочных скважин по створам должно сопровождаться в этих условиях опробованием всех вскрываемых горизонтов. В дальнейшем опробуется, как правило, только наиболее перспективный горизонт.

На первоначальном этапе предварительной разведки проводятся в основном только пробные откачки, причем на одно максимальное понижение продолжительностью 1—2 суток (включая прокачку). Затем для более обоснованной оценки фильтрационных свойств разведуемого горизонта по площади выборочно проводятся опытные откачки, одиночные и кустовые.

В зависимости от условий залегания разведуемого горизонта опытные откачки проводятся по-разному.

Если горизонт — аллювиальный и непосредственно связан с рекой, опытная откачка проводится на одно максимальное понижение продолжительностью 2—3 суток.

Если эта откачка кустовая, опытный куст состоит из центральной и двух наблюдательных скважин, расположенных по по одному лучу на расстояниях 10—20 и 20—40 *м* от Центральной.

Число кустовых опытных откачек на стадии предварительной разведки не должно превышать 25—30% общего числа опытных откачек.

Продолжительность пробных и опытных откачек, проводи-

мых для определения фильтрационных свойств, не зависит от режима уровня в скважинах при откачках. Описанные в многочисленных руководствах методы их проведения позволяют определять фильтрационные характеристики водоносного горизонта как для условий установившегося, так и для условий неустановившегося режима фильтрации.

Если разведуемый горизонт не имеет непосредственной гидравлической связи с рекой и перекрывается другим водоносным горизонтом, связанным с рекой, организация опытных откачек производится несколько иначе. В этих условиях обязательно проводятся наблюдения за режимом уровня и в верхнем горизонте. Для этого при одиночной откачке из нижнего горизонта рядом с опытной скважиной должна быть оборудована наблюдательная скважина на верхний гооризонт. При кустовой откачке рядом с обеими наблюдательными скважинами на опробуемый нижний горизонт должно быть оборудовано еще по одной наблюдательной скважине на верхний. Можно ограничиться в каждой точке и одной наблюдательной скважиной, оборудовав ее телескопическими фильтрами: внутренним — на нижний, а внешним — на верхний горизонты.

Иные требования в этом случае предъявляются и к продолжительности опытных откачек. Продолжительность должна быть такой, чтобы в конце откачки, проводимой также на одно максимальное понижение, в течение не менее одних суток наблюдалась стабилизация уровня, истинная или относительная. В главе V уже указывалось, что под относительной стабилизацией понимается в этом случае сохранение разницы в уровнях верхнего и опробуемого нижнего горизонта по каждой паре наблюдательных скважин. Это позволит определить, помимо фильтрационных характеристик, также и комплексный параметр B, характеризующий условия перетекания из вышележащего горизонта.

Может оказаться, что опробуемый нижний горизонт на данном участке отделен от верхнего практически водоупорной толщей или прослоем. В этих условиях стабилизации при откачке может и не быть. Если наблюдения за уровнями в верхнем и нижнем горизонтах покажут, что в верхнем они не снижаются, а в нижнем не стабилизируются, откачка должна быть прекращена через 3—5 суток. При этих условиях обработка материалов откачки производится как для напорного горизонта, не имеющего связи с другими горизонтами. Если при разведке водоносного горизонта, не имеющего прямой связи с рекой и перекрывающегося другим горизонтом, имеющим такую связь, при откачках наступает быстрая стабилизация, то достаточно надежным методом оценки производительности водозабора является гидравлический.

В этом случае, если не представляется возможным довести

дебит опытной откачки до величины, примерно равной проектной производительности эксплуатационных скважин, опытные откачки следует проводить на два-три понижения для получения кривых зависимости дебита от понижения.

В крупных речных долинах горных и предгорных областей, характеризующихся большой мощностью аллювиальных или аллювиально-пролювиальных отложений, отмечается заметное изменение фильтрационных свойств водосодержащих пород с глубиной. Чтобы достаточно надежно охарактеризовать мощность разведуемого водоносного горизонта и определить величину допустимого понижения при его эксплуатации, а также определить наиболее оптимальный интервал для установки рабочей части фильтра, необходимо проводить зональные пробные откачки. В зависимости от мощности разведуемого горизонта и от ориентировочной степени неоднородности его фильтрационных свойств по разрезу число откачек в одной скважине может изменяться от двух до пяти. Шаг опробования таких горизонтов может изменяться от 15 до 40 *м*.

На стадии предварительной разведки часто оказывается целесообразным проводить зональное опробование через забой скважины при ее бурении. Это позволяет в ряде случаев более обоснованно ограничить глубину бурения скважины. Часто оказывается более удобным проведение зональных откачек уже после проходки скважины. В этих случаях опробование проводится снизу вверх. Если представляется возможным поднять обсадные колонны, зональное опробование можно проводить последовательно, приподнимая фильтровую и обсадную колонны. В ряде случаев оказывается более удобным проводить опробование, последовательно простреливая обсадные колонны и тампонируя нижнюю уже опробованную часть ствола скважины. Все зональные пробные откачки проводятся на одно максимальное понижение и продолжаются 2—3 смены (включая прокачку).

Такое зональное опробование целесообразно проводить на участке проектируемого водозабора.

Следует отметить, что в ряде случаев для суждения об изменениях фильтрационных свойств разведуемого горизонта по разрезу вместо рассмотренного зонального опробования можно с успехом использовать резистивиметровый каротаж и расходометрию. Эти виды геофизических исследований могут заменить зональное опробование при разведке подземных вод в коренных породах, слагающих ложе долины. Задача в большинстве случаев облегчается здесь в связи с устойчивостью стенок скважины в интервале разведуемого горизонта.

Методика проведения резистивиметрии и расходометрии рассматривается в специальных руководствах и статьях [21, 15].

Изучение качества подземных вод и его изменения по площади и в разрезе

Изучение качества подземных вод в разведуемом и соседних с ним горизонтах является особенно важным требованием при разведке долин ряда среднеазиатских и казахстанских рек, где пресные воды аллювиальных отложений на некоторых участках и, главным образом, в направлении к бортам долины сменяются минерализованными водами.

Весьма важным является этот вопрос и при разведке речных долин, которые дренируют глубокие водоносные горизонты, содержащие минерализованные воды.

Бурение разведочных створов и опробование скважин по этим створам позволяет, как правило, достаточно обоснованно наметить границы распространения пресных и минерализованных вод и охарактеризовать распределение их концентраций в пределах зоны минерализованных вод. При этом может потребоваться продление разведочного створа в сторону коренных бортов долины для более полной оценки качества подземных вод за границей распространения пресных вод, а также некоторое сгущение разведочных скважин в створе вблизи этой границы для ее уточнения. Опытные откачки, одиночные и групповые, сопровождаемые отбором и анализом проб откачиваемой воды, дают в ряде случаев возможность оценить угрозу подтягивания минерализованных вод снизу, если здесь разгружаются напорные горизонты, содержащие минерализованные воды.

Однако во всех случаях при наличии таких условий в процессе разведки требуется выяснить характер и выдержанность слабопроницаемых толщ, отделяющих аллювиальные отложения от горизонта, содержащего минерализованные воды. Поэтому некоторые разведочные скважины должны быть пройдены до кровли этого горизонта. После его опробования должна быть проведена цементация ствола скважины на всю мощность разделяющей горизонты слабопроницаемой толщи.

Большая роль в оконтуривании зоны распространения минерализованных вод в пределах долины и в установлении контакта пресных и минерализованных вод по глубине принадлежит геофизическим методам исследований, главным образом *электроразведке*.

Важным источником информации об изменениях качества подземных вод по глубине являются результаты рассмотренных выше зональных опробований водоносных горизонтов, количественных и качественных.

В некоторых речных долинах при разведке обнаруживаются очаги загрязнения подземных вод. Для обоснованного прогноза возможных изменений качества подземных вод под влиянием подтягивания к проектируемым водозаборам загрязнен-

ных вод требуется в ряде случаев выполнить комплекс специальных исследований для оконтуривания очага загрязнения и выяснения распределения концентраций загрязняющих веществ в пределах этого очага.

Изучение качества поверхностных вод и его изменения во времени

Параллельно с изучением качества подземных вод должно изучаться также и качество поверхностных вод. При этом следует иметь в виду, что в разное время года оно может быть различным. В частности, в период половодья концентрация загрязняющих веществ в поверхностных водах может быть во много раз меньше, чем в меженный период, вследствие различной степени разбавления одного и того же количества сбрасываемых в реку стоков. Поэтому необходимо иметь данные о качестве воды в реке не менее чем на три-четыре срока в году, в том числе обязательно в меженный период летом и зимой. Кроме этого, следует учитывать и сезонный характер сброса в реки сточных вод некоторых промышленных предприятий.

После проведения предварительной разведки должна быть дана приближенная оценка эксплуатационных запасов подземных вод по намеченной расчетной схеме и установлена наиболее рациональная в технико-экономическом отношении схема водозабора. По этим проработкам определяется целесообразность детальной разведки, проведение которой проектируется под намеченную схему водозабора.

На стадии детальной разведки основной задачей исследований является уточнение расчетных параметров на участке проектируемого водозабора и уточнение схемы водозабора (количество скважин, их конструкция, расстояние между скважинами, нагрузка на скважину и т. д.).

Состав исследований тот же, что и на стадии предварительной разведки. Здесь лишь опытные откачки, как правило, кустовые, а конструкция разведочных скважин и их дебиты при откачках приближаются к проектируемым конструкции и дебиту эксплуатационных скважин. Количество разведочных скважин по линии проектируемого водозабора определяется сложностью гидрогеологических условий разведуемого участка, но не должно превышать половины числа скважин проектируемого водозабора. В большинстве случаев на участке проектируемого водозабора число разведочных скважин по линии водозабора должно составлять примерно третью или четвертую часть от числа проектируемых скважин водозабора.

Рассмотрев комплекс гидрогеологических исследований для оценки эксплуатационных запасов подземных вод речных долин, необходимо отметить, что стадийность исследований может корректироваться в зависимости от гидрогеологической изученности района, заявленной потребности в воде и от водоносности развитых в районе отложений. Так, в ряде случаев может отпасть необходимость в проведении поисков или могут быть совмещены поиски и предварительная разведка, либо предварительная и детальная разведка.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аверьянов С. Ф. Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. Изд. АН СССР, 1956.

2. Арцев А. И. Определение эксплуатационного дебита инфильтрационных водозаборов. «Водоснабжение и сантехника», 1964, № 4.

3. Бабушкин В. Д., Прохоров С. П. и др. Методы расчета общего притока воды в шахты угольных месторождений. М., «Недра», 1964.

4. Биндеман Н. Н., Язвин Л. С. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1970.

5. Борисов Ю. П. Определение дебита скважин при совместной работе нескольких рядов скважин. Тр. ВНИИ им. Губкина, вып. 11, 1951.

6. Бочевер Ф. М. К расчетам скважин в неглубоких напорных водоносных пластах артезианских бассейнов. Тр. ВНИИ ВОДГЕО, Гидрогеология, вып. 6, 1964.

7. Бочевер Ф. М. Гидрогеологические расчеты крупных водозаборов и водопонизительных установок. М., Стройиздат, 1965.

8. Бочевер Ф. М. Оценка производительности береговых водозаборов с учетом несовершенства речных русл. Тр. Лаб. инж. геол. ВНИИ ВОДГЕО, № 13, М., Стройиздат, 1966.

9. Бочевер Ф. М. Расчеты эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1968.

10. Бочевер Ф. М. Расчет производительности водозаборов в пределах конусов выноса. В кн.: Поиски и разведка подземных вод для крупного водоснабжения. М., «Недра», 1969.

11. Бочевер Ф. М., Веригин Н. Н. Методическое пособие по расчетам эксплуатационных запасов подземных вод для водоснабжения. М., Госстройиздат, 1961.

12. Бочевер Ф. М., Гылыбов М. М. Оценка заиленности и неоднородности русловых отложений по данным откачек. «Разведка и охрана недр», 1966, № 2.

13. Бочевер Ф. М., Лапшин Н. Н., Хохлатов Э. М. Расчет притока подземных вод к скважинам в долинах рек. «Разведка и охрана недр», 1968, № 9.

14. Веригин Н. Н., Саркисян В. С. Особенности движения подземных вод в полуограниченом пласте при действии подземных водозаборов. «Водоснабжение и сантехника», 1968, № 8.

15. Гершанович И. М. Расходометрия единичных гидрогеологических скважин для послойного определения гидродинамических характеристик. «Разведка и охрана недр», 1966, № 9.

16. Гохберг Л. К., Лапшин Н. Н. Решение гидрогеологических задач с применением численных методов обращения преобразования Лапласа. Изд. ВСЕГИНГЕО, Вып. 32, 1970.

17. Григорьев В. М. О влиянии заиления речных русл на производительность береговых инфильтрационных водозаборов. «Водоснабжение и сантехника», 1957, № 6.

18. Григорьев В. М. Из опыта эксплуатации инфильтрационных водозаборов. Тр. ВНИИ ВОДГЕО, 1958.

19. Григорьев В. М. Теоретические основы расчета инфильтрационных водозаборов с учетом заиления речных русл. «Водоснабжение и сантехника», 1960, № 6.

20. Григорьев В. М. Расчет подрусловых инфильтрационных водозаборов. Тр. ВНИИ ВОДГЕО, вып. 13, М., Стройиздат, 1966.

21. Гринбаум И. И. Геофизические методы определения фильтрационных свойств горных пород. М., «Недра», 1965.

22. Зеегофер Ю. О., Шестаков В. М. Методика обработки данных опытных откачек вблизи рек. «Разведка и охрана недр», 1968, № 9.

23. Земляной В. В. Опыт эксплуатации и проектирования инфильтрационных водозаборов на юге Дальнего Востока. Сб. ДВФ СО АН СССР «Наука и техника» (Материалы IX конференции молодых ученых Дальнего Востока), Владивосток, 1968.

24. Земляной В. В., Волков Я. Ф. Выводы по исследованиям водозаборов инфильтрационного типа на реках Дальнего Востока. (Материалы отчетной годичной сессии Ученого совета по итогам научных исследований, 1967 г.), Владивосток, 1968.

25. Каменский Г. Н. Основы динамики подземных вод. М., Госгеолиздат, 1943.

26. Куделин Б. И. Гидрогеологический анализ и методы определения подземного питания рек. Тр. Лаб. гидрогеол. проблем. Изд. АН СССР, т. V, 1949.

27. Куделин Б. И. Принципы региональной оценки естественных ресурсов подземных вод. Изд-во МГУ, 1960.

28. Минкин Е. Л. Прогноз качества воды, отбираемой береговыми водозаборами. «Разведка и охрана недр», 1965, № 11.

29. Минкин Е. Л. Гидрогеологические расчеты для выделения зон санитарной охраны водозаборов подземных вод. М., «Недра», 1967.

30. Минкин Е. Л. Определение количества поверхностных вод, привлекаемых инфильтрационными водозаборами из реки. Сб. «Вопросы оценки эксплуатационных ресурсов подземных вод». М., Изд. ВСЕГИНГЕО, вып. 17, 1969.

31. Минкин Е. Л. Исследования и прогнозные расчеты для охраны подземных вод. М., «Недра», 1972.

32. Огильви Н. А. К вопросу о расчетах каптажных буровых скважин в пластонапорных системах. Тр. Лабор. гидрогеол. проблем АН СССР, т. X, 1951.

33. Плотников Н. А. Оценка запасов подземных вод. М., Госгеолтехиздат, 1959.

34. Плотников Н. И. Поиски и разведка пресных подземных вод для целей крупного водоснабжения. Часть I. Гидрогеологические основы, Изд-во МГУ, 1965.

35. Плотников Н. И. Поиски и разведка пресных подземных вод для целей крупного водоснабжения. Часть II — Методика поисков, разведки и оценки эксплуатационных запасов подземных вод. Изд-во МГУ, 1968.

36. Рыльков В. Г., Якушин Ю. В. Результаты натурных наблюдений за кольматацией грунтов в зоне действия инфильтрационных водозаборов. Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера, сб. 11, Красноярск, 1966.

37. Рыльков В. Г., Якушин Ю. В. Из опыта эксплуатации инфильтрационных водозаборов. Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера, сб. 11, Красноярск, 1966.

38. Угинчус А. А. Расчет фильтрации через земляные плотины. М., Госстройиздат, 1940.

39. Форхгеймер Ф. Гидравлика. ОНТИ, 1935.

40. Шестаков В. М. Вопросы расчета водопонизительных установок сложных контуров в плане. Тр. ВНИИ ВОДГЕО, М., Госстройиздат, 1958.

41. Шестаков В. М. Оценка сопротивления ложа водоемов при гидрогеологических расчетах. «Разведка и охрана недр», 1964, № 5.

42. Шестаков В. М. Теоретические основы подпора, водопонижения и дренажа. Изд-во МГУ, 1965.

43. Glover R. E., Batmer G. G. River depeetion resulting from pumping a wall near a river. Trans. Am. Geophys. Union, 35, 1954.

44. Hantush M. S. Analysis of data from pumping wells near a river. J. Geophys. Res. 64, 1959.

45. Hantush M. S. Depletion of storage, leakage and river flow by gravity wells in sloping sands. J. Geophys. Res., 69, 1964.

46. Hantush M. S. Wells near streams with semipervions Beds. J. Geophys. Res., 70, 1965.

47. Walton W. C. Selected analitical methods for well and aquifer evaluation. III Store Water Surv. Bull, 49, 1962.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

Глава I. Режим рек и направленность гидравлической связи подземных и поверхностных вод 4

Глава II. Гидрогеологические условия речных долин и основные факторы, определяющие взаимосвязь подземных и поверхностных вод 7

Глава III. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод в речных долинах 17

Глава IV. Учет взаимосвязи подземных и поверхностных вод в водохозяйственных балансах 53

Глава V. Определение основных расчетных гидрогеологических параметров 76

Глава VI. Гидрогеологические исследования для оценки эксплуатационных запасов подземных вод в речных долинах 86

ЕФИМ ЛЬВОВИЧ МИНКИН

Взаимосвязь подземных и поверхностных вод и ее значение при решении некоторых гидрогеологических и водохозяйственных задач

* * *

Редактор издательства Н. Ф. Голованова

Технический редактор Г. В. Климушкина

Корректоры В. И. Галюзова, В. С. Серова

Сдано в набор 3/IV — 1973 г. Подписано к печати 31/VIII —1973 г.

Т-14532 Формат 60×90¹/₁₆ Бумага типографская № 2 6,5 печ. л. (уч.-изд. 6,6 л.)

Тираж 2000 экз Изд. № XX 3909 Зак. № 227 Цена 40 коп.

Стройиздат

103777, Москва, Кузнецкий мост, д. 9

Подольская типография Союзполиграфпрома
Государственного комитета Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, 25

Цена 40 коп.

1346