

- **ИСКУССТВЕННОЕ ПОПОЛНЕНИЕ
ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД**

ИСКУССТВЕННЫЕ ЗАПАСЫ

ИСКУССТВЕННЫЕ РЕСУРСЫ

**ЭФФЕКТИВНОСТЬ СИСТЕМ ИСКУССТВЕННОГО
ПОПОЛНЕНИЯ**

- **КОМБИНИРОВАННОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДНЫХ
РЕСУРСОВ**

**РАСПОЛАГАЕМЫЕ ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ, МИНИМАЛЬНЫЙ
ДОПУСТИМЫЙ РАСХОД РЕКИ**

КОМБИНИРОВАННЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ СИСТЕМЫ

УЩЕРБ РЕЧНОМУ СТОКУ

Остаточный ущерб

**СРАВНЕНИЕ ПОВЕРХНОСТНОЙ И ПОДЗЕМНОЙ ФОРМ
ВОДООТБОРА**

**ПРИМЕР ВОЗМОЖНОСТЕЙ КОМБИНИРОВАННОГО
ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ**

Фильтрационная схематизация

Вычислительная схематизация

Результаты решения

ИСКУССТВЕННОЕ ПОПОЛНЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Под искусственным пополнением запасов подземных вод (ИПЗ) понимается подача воды извне в водоносные горизонты с помощью специально предпринятых инженерных мероприятий. ИПЗ применяют в районах массивированного эксплуатационного водоотбора и шахтного водоотлива, где понижение уровней грунтовых вод приводит к неприемлемым экологическим последствиям – иссушению сельхозземель, деградации растительности, просадкам земной поверхности (Нидерланды, Германия, Польша). Специальные мероприятия по пополнению запасов подземных вод проводятся в региональном масштабе на засушливых территориях с дефицитным водным балансом (западные штаты США).

Однако, чаще всего ИПЗ применяется для увеличения эксплуатационных запасов на действующих водозаборах, если водоотбор не обеспечивается естественными источниками формирования ЭЗ, то есть в процессе эксплуатации предполагается или уже происходит перепонижение уровней в водозаборных скважинах. Возможны два выхода:

- 1) расширить действующий водозабор на флангах – однако, это далеко не всегда можно сделать (могут быть проблемы с землеотводом и организацией зоны санитарной охраны, взаимодействие с соседними водозаборами и т.п.);
- 2) применить искусственное пополнение запасов.

Искусственное пополнение запасов может применяться и на вполне «благополучных» водозаборах с целью повышения их производительности для покрытия возрастающей водопотребности.

История развития идеи ИПЗ восходит к древнейшим временам, когда в Центральной Азии с помощью нехитрых устройств задерживали дождевую воду в руслах временных водотоков. Первые описания капитальных сооружений для пополнения запасов подземных вод относятся к началу XIX века (специальная инфильтрационная галерея на приречном водозаборе в долине р. Клайд для водоснабжения г. Глазго, Шотландия; затопление участка поймы в долине р. Гаронны вблизи приречного водозабора для водоснабжения г. Тулузы, Франция).

В России первым успешным проектом создания искусственных запасов подземных вод считается опыт регулирования местного стока прудами для повышения производительности городского водозабора г. Арзамаса (1891 г.).

В начале XX века применение искусственного пополнения запасов подземных вод существенно расширяется, особенно на густонаселённых территориях



западноевропейских государств (Германия, Нидерланды, Швеция и др.). В настоящее время во многих странах с дефицитом подземных вод с помощью систем ИПЗ обеспечивается до 25-50% общего хозяйственно-питьевого водопотребления. В СССР в середине 70-х годов прошлого века (период максимума общего эксплуатационного отбора подземных вод) насчитывалось около 30 крупных водозаборов с внедрёнными системами искусственного пополнения эксплуатационных запасов. Наиболее эффективные результаты получены на водозаборах Ташкента, Риги, Тбилиси, Караганды, Ивано-Франковска, Пятигорска, Сочи и др. Но в целом доля искусственно пополняемых запасов в общем объёме потребления подземных вод в России невелика: в 70-х годах прошлого столетия она составляла около 3%¹ и вряд ли существенно увеличилась в последующее время на фоне общего снижения хозяйственно-экономической активности и водопотребления.

Основные проблемы при осуществлении ИПЗ:

- источник и качество «сырой» воды,
- способ пополнения и технология эксплуатации необходимых специальных сооружений.

Наиболее сложным обычно является вопрос об источнике «сырой» воды. Основные требования к нему – достаточное количество и удовлетворительное качество. Обычно для ИПЗ используют поверхностные воды, реже дренажные воды, очищенные стоки, воды смежных водоносных горизонтов.

ИПЗ сопровождается рядом физических, физико-химических и биологических процессов – механическое осаждение взвешенных частиц, физическая и химическая сорбция, ионный обмен, коагуляция, микробиологические процессы и др. Существуют нормативные требования к качеству воды, подаваемой на пополнение. Из физических показателей наиболее важным является мутность. Химические ограничения могут быть разнообразными в зависимости от состава пород зоны аэрации и водовмещающей толщи, состава пластовой воды, климатических особенностей территории.

Методы предварительной подготовки «сырой» воды перед её подачей на сооружения ИПЗ:

- отстаивание (снижение мутности),
- предварительные фильтры (часто в комплексе с коагулянтами),

¹ Надо всё же представлять, что такое 3% в объёме водоснабжения России и, например, Нидерландов



- микрофильтрация (задержка механической взвеси, планктона),
- аэрация (насыщение кислородом для уничтожения анаэробных бактерий и разложения органических соединений),
- хлорирование (обеззараживание и окисление органических соединений).

БАЛАНСОВО-ГИДРОГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ИПЗ

Искусственно подаваемое в водоносный горизонт количество воды может входить в балансовую структуру ЭЗ как искусственные запасы или как искусственные ресурсы.

Создание **ИСКУССТВЕННЫХ ЗАПАСОВ** (применяется также термин «магасинирование подземных вод», в зарубежной литературе «ground water storage») производится один или несколько раз в году путём единовременного затопления больших площадей вблизи водозаборного сооружения в естественных понижениях рельефа, на специально обвалованных участках пойм, террас. На этих площадях обычно предварительно производится зачистка слабопроницаемого почвенно-растительного слоя. Полное насыщение пород в зоне аэрации над депрессионной воронкой происходит после затопления достаточно быстро:

$$t = \frac{\mu_n}{K} \left(z - \Delta H \ln \left(1 + \frac{z}{\Delta H} \right) \right); \Delta H = \Delta H_0 + \Delta H_k; \Delta H_k = \frac{0.4}{\sqrt{K}},$$

(ΔH_k – высота капиллярного поднятия; остальные обозначения на рис. 9.1).

При коэффициенте фильтрации пород в зоне аэрации $K = 1$ м/сутки (глинистый песок), недостатке насыщения $\mu_n = 0.1$, $z \approx 10$ м, $\Delta H \approx 0.5 - 1$ м для полного насыщения зоны аэрации потребуется менее 1 суток.

Этот механизм ИПЗ достаточно прост в осуществлении. Балансовое уравнение водоотбора в таких условиях приобретает общий вид:

$$Q_3 = \frac{\Delta V_e}{t_3} + \Delta Q_p + \Delta Q_{\Pi} + \frac{V_{\Pi}}{t^*},$$

где t^* – период времени между циклами магасинирования, V_{Π} – объём воды, поступивший в водоносный горизонт.

Эффективность этого способа ИПЗ во многом зависит от расположения площадки затопления. Она должна располагаться в пределах зоны захвата водозаборного сооружения; в противном случае часть поданного в пласт объёма воды V_{Π} будет бесполезно утраченной.

В подавляющем большинстве случаев источником «сырой» воды в этой схеме служат поверхностные воды ближайших водотоков в периоды половодья или паводков; как



вариант в районах со значительным снежным покровом могут рассматриваться снеготалые воды.

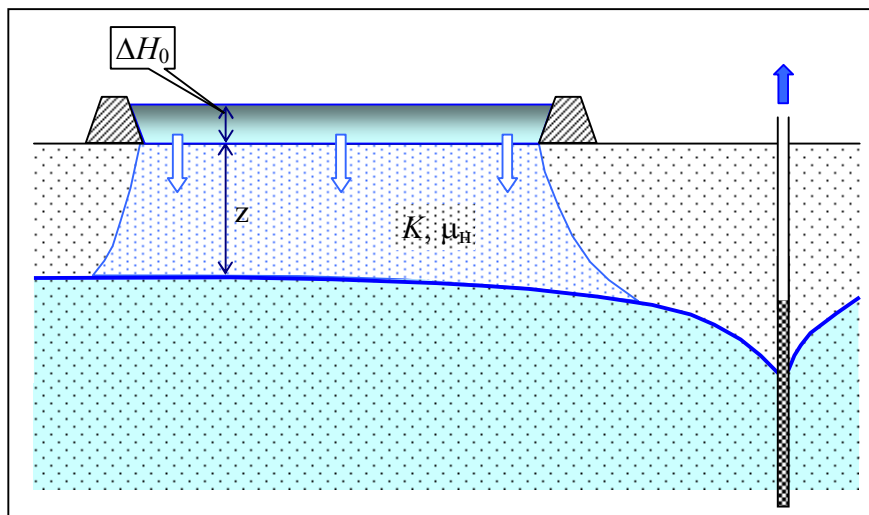


Рис. 9.1. Пополнение эксплуатационных запасов за счёт создания искусственных запасов (магазинирование)

Более широко применяются приёмы создания **ИСКУССТВЕННЫХ РЕСУРСОВ**, то есть некоторого расхода $Q_{и}$, *непрерывно* поступающего в эксплуатируемый водоносный горизонт из специальных инфильтрационных сооружений капитального типа. Уравнение баланса приобретает вид:

$$Q_3 = \frac{\Delta V_e}{t_3} + \Delta Q_p + \Delta Q_n + Q_{и}.$$

Как правило, в этом случае удаётся достичь *стационарного* балансово-гидрогеодинамического состояния.

Технологически подача «сырой» воды в пласт возможна нагнетанием (наливом) через водопоглощающие скважины или путём инфильтрации из специальных бассейнов.

Системы подачи через *скважины* более дорогостоящие и технически более сложные в эксплуатации. Большой проблемой является кольматация фильтров скважин даже при небольшой мутности «сырой» воды (допустимые значения 1-2 мг/л), выделение воздуха из «сырой» воды и возникновение в пласте воздушных пробок вокруг скважин. Поэтому ИПЗ через скважины применяется относительно редко, только при отсутствии альтернативы — в скальных коллекторах или при большой мощности и низкой проницаемости пород в зоне аэрации.

Наиболее распространённая технология – *инфильтрационные бассейны* прямоугольной формы, размером $(200-400) \times (20-50)$ м, с площадью дна 5-10 тыс. м² при глубине 1-3 м (рис. 9.2). В бассейне поддерживается постоянный уровень; для этого через систему затворов подаётся такой расход «сырой» воды, чтобы компенсировать расход инфильтрации через дно бассейна. Зная учтённый объём воды V_B за время Δt , можно рассчитать интенсивность инфильтрации из бассейна:

$$W_B = \frac{V_B}{\Delta t F_B}, \text{ где } F_B - \text{площадь дна бассейна.}$$

В зависимости от состава пород в зоне аэрации величина инфильтрации может составлять 0.2-3 м/сутки, то есть при площади дна бассейна 5 тыс.м² расход инфильтрации может составлять 1-15 тыс. м³/сутки.

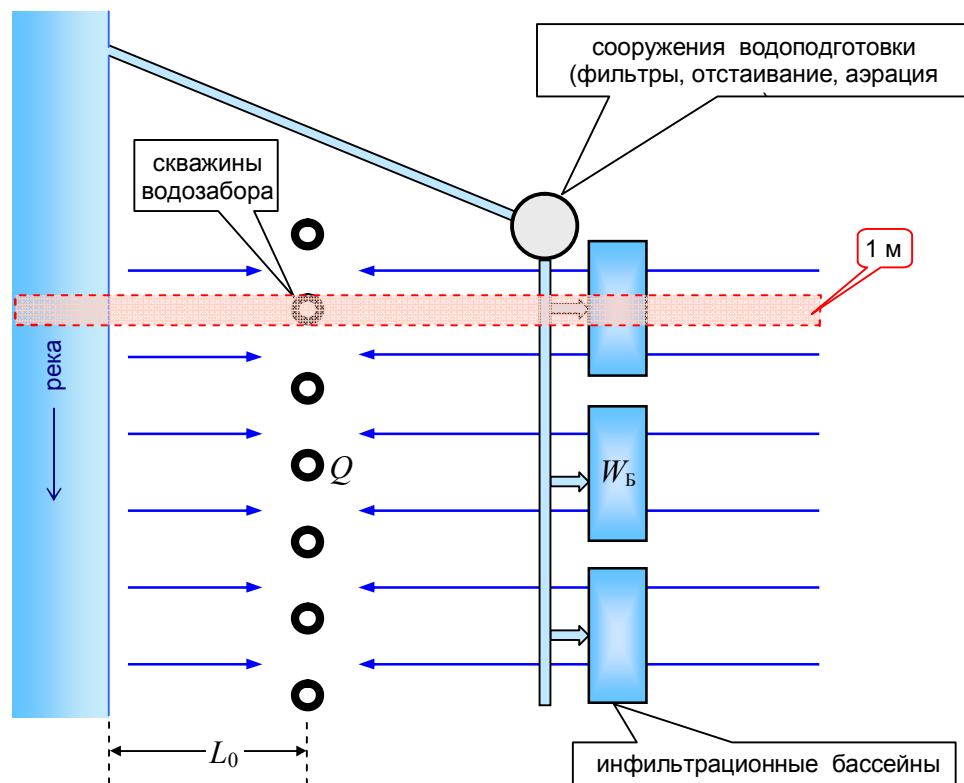


Рис. 9.2. Принципиальная схема системы искусственного пополнения с помощью инфильтрационных бассейнов

Основная проблема эксплуатации инфильтрационных бассейнов – неизбежная **кольматация** отложений в дне бассейна, несмотря на специальную водоподготовку (снижение мутности до 5-20 мг/л).

Выделяют три механизма кольтматации:

- механическая, возникающая за счёт образования поверхностного наилка на дне бассейна и задержки взвешенных частиц в порах придонного слоя (мощностью 0.1-0.5 м) отложений зоны аэрации;
- физико-химическая, происходящая при выпадении осадка в виде карбонатов и сульфатов кальция, гидроокислов железа и марганца и др.;
- биологическая, обусловленная деятельностью бактерий и развитием планктона (сине-зелёных водорослей).

В связи с кольтматацией придонного слоя скорость инфильтрации из бассейна довольно быстро снижается (рис. 9.3) и его работа постепенно становится малоэффективной. Длительность так называемого *филтровоцикла* составляет в разных условиях 3-6 месяцев (иногда более), после чего необходимо производить чистку бассейна – механическое удаление закольтмированных донных отложений с последующей подсыпкой фильтрующей гравийно-песчаной смеси. На период чистки в работу запускается резервный бассейн.

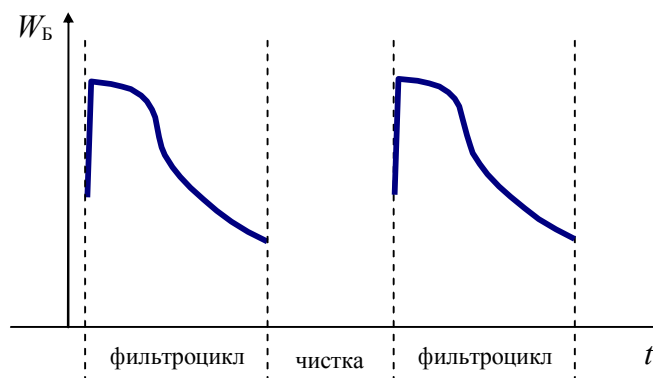


Рис. 9.3. Изменение скорости инфильтрации из бассейна во времени

С целью более длительного сохранения фильтрующей способности донных отложений производится высадка в бассейнах водной растительности (камыш, рагоз и др.). При этом дополнительно улучшается очистка воды; так, например, камыш не только разрыхляет грунт дна, повышая его фильтрационные свойства, но и поглощает фенолы, хлор и др.

В связи с существованием слабопроницаемой плёнки инфильтрация из бассейнов почти всегда имеет характер «дождевания» (аналогично фильтрации из несовершенной реки при отрыве уровня от подошвы экрана). Поэтому в расчётных схемах инфильтрационные бассейны следует рассматривать как граничные элементы с условием 2-го рода – заданный расход инфильтрации с его реальной изменчивостью во времени, либо в осреднённых по времени величинах.

Пример успешно действующей системы ИПЗ. Водозабор «Балтэзерс» для водоснабжения г. Риги эксплуатируется с 1904 г. К началу 30-х годов прошлого века его производительность достигла проектной величины и составляла около 40 тыс. м³/сутки. В связи с постоянно возрастающими потребностями хозяйственно-питьевого водоснабжения с 1939 г. была организована подача воды из близлежащего озера в замкнутые естественные понижения рельефа между песчаными дюнами с целью инфильтрационного подпитывания действующего ряда водозаборных скважин. Впоследствии, в начале 50-х годов, были дополнительно сооружены и пущены в эксплуатацию шесть капитальных инфильтрационных бассейнов, что позволило увеличить водоотбор на 20 тыс. м³/сутки. В дальнейшем количество бассейнов наращивалось и к середине 70-х годов на водозаборе действовала обширная система искусственного пополнения запасов эксплуатируемого водоносного горизонта, состоящая из 17-ти инфильтрационных бассейнов длиной 200-400 м, шириной 20-30 м; общая площадь фильтрующего дна около 140 тыс. м². Глубина слоя воды в бассейнах до 1.5 м, инфильтрация из бассейнов происходит в режиме дождевания со средней скоростью около 1 м/сутки, продолжительность фильтроцикла – полгода. Наблюдения на этом водозаборе и специальные гидрогеологические исследования создали хорошую основу для развития теории и практики применения инфильтрационных сооружений в целях искусственного пополнения запасов подземных вод.

Для оценки **эффективности** систем ИПЗ можно использовать специальный коэффициент:

$$\chi = \frac{Q_{э,и} - Q_{э}}{Q_{и}},$$

где $Q_{э}$, $Q_{э,и}$ – соответственно дебит водозабора без пополнения и при наличии пополнения; $Q_{и}$ – расход воды, поступающий из бассейнов в пласт.

Характерная схема водозаборного сооружения – линейный ряд скважин вдоль реки с параллельной системой инфильтрационных бассейнов. Для ленты тока шириной 1 м (рис. 9.2):

$$\chi = \frac{q_{э,и} - q_{э}}{q_{и}},$$

где $q_{э}$, $q_{э,и}$ – погонный водоотбор из эквивалентной траншеи с уровнем $H_{л}$, $q_{и} = W_{б} G_{б}$ – погонный расход инфильтрации из бассейнов.

Балансовая структура стационарного водоотбора без пополнения $q_{э} = q_{е} + q_{пр}$.

Возможны два варианта взаиморасположения водозабора и инфильтрационных бассейнов.

1-й вариант – инфильтрационные бассейны расположены за линией водозаборного ряда (рис. 9.4).

Можно уверенно считать, что при подъёме уровней под бассейном величина расхода естественного потока q_e практически не изменится, так как область питания находится достаточно далеко и относительно небольшое повышение уровней при работе бассейнов не окажет влияния на величину естественного инфильтрационного питания. Величина привлечения из реки тоже не изменится ($q_{пр,и} = q_{пр}$), так как сохраняются отметки уровней H_Γ и H_c (H_Π).

Поэтому при наличии ИПЗ балансовое уравнение водоотбора будет иметь вид:

$$q_{э,и} = (q_e + q_{и}) + q_{пр} ,$$

откуда следует вывод о полной эффективности такой системы ИПЗ:

$$\chi = \frac{(q_e + q_{и}) + q_{пр} - (q_e + q_{пр})}{q_{и}} = 1.$$

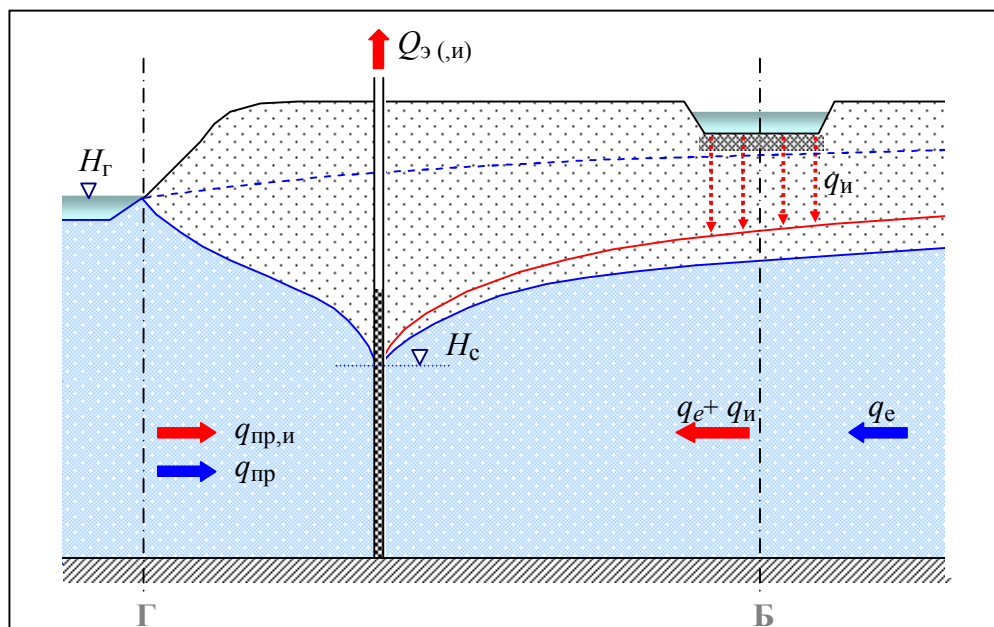


Рис. 9.4. Размещение инфильтрационных сооружений по варианту 1

2-й вариант – инфильтрационные бассейны размещены между рекой и водозаборным рядом.

На рис. 9.5 видно, что в этих условиях расход q_e также не меняется, но величина привлечения из реки совершенно очевидно изменится в связи с подъёмом уровней под бассейнами между рекой и водозабором за счёт инфильтрации из бассейнов ($q_{пр,и} \neq q_{пр}$).

Поэтому уравнение баланса будет иметь вид:

$$q_{э,и} = q_e + (q_{пр,и} + q_{и}) ,$$

а коэффициент эффективности:

$$\chi = \frac{q_e + (q_{\text{пр,и}} + q_{\text{и}}) - (q_e + q_{\text{пр}})}{q_{\text{и}}} = \frac{q_{\text{пр,и}} - q_{\text{пр}}}{q_{\text{и}}} + 1.$$

Чтобы оценить реальные значения χ в этих условиях, сделаем некоторые преобразования.

Во-первых, на разрезе (рис. 9.5) видно, что расход инфильтрации из бассейнов можно представить как разность расходов по пласту в сегментах II и I: $q_{\text{и}} = q_{\text{II}} - q_{\text{I}}$.

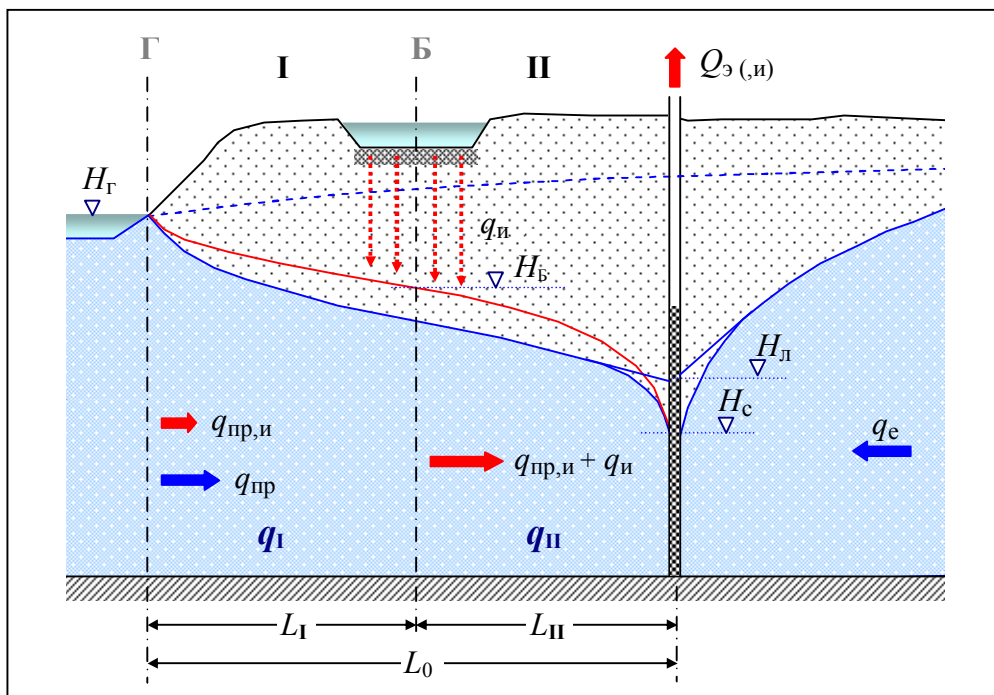


Рис. 9.5. Размещение инфильтрационных сооружений по варианту 2

Во-вторых, запишем выражения для всех расходов по формулам для линейной структуры потока (при этом для упрощения записи используем схему с независимой проводимостью, хотя реально это не так; при необходимости несложно переписать нижеследующие построения для схемы однородного по вертикали потока, заменив

$$T \rightarrow K, H \rightarrow \frac{h^2}{2}).$$

$$\chi = \frac{T \frac{H_{\Gamma} - H_{\text{Б}}}{L_{\text{I}}} - T \frac{H_{\Gamma} - H_{\text{л}}}{L_0}}{T \frac{H_{\text{Б}} - H_{\text{л}}}{L_{\text{II}}} - T \frac{H_{\Gamma} - H_{\text{Б}}}{L_{\text{I}}}} + 1 = \frac{L_0(H_{\Gamma} - H_{\text{Б}}) - L_{\text{I}}(H_{\Gamma} - H_{\text{л}})}{L_{\text{I}}(H_{\text{Б}} - H_{\text{л}}) - L_{\text{II}}(H_{\Gamma} - H_{\text{Б}})} \cdot \frac{L_{\text{II}}}{L_0} + 1 = \dots$$

Рекомендуем студентам расписать эту ситуацию и убедиться в том, что

$$\chi = \frac{L_1}{L_0}.$$

Экстремальные значения, которые может принимать χ в этой схеме:

$$\text{при } L_1 = \begin{cases} 0 \rightarrow \min \chi = 0 \\ L_0 \rightarrow \max \chi = 1 \end{cases}.$$

Для учёта несовершенства рек в величины L_1 и L_0 следует добавить эквивалентную длину ΔL .

Вывод из рассмотренных вариантов очевиден: при проектировании систем ИПЗ следует стремиться расположить инфильтрационные сооружения так, чтобы их действие (сопровождающееся подъёмом уровней в зоне их влияния) минимально отразилось на уже сложившихся, действующих естественных источниках балансового обеспечения водоотбора.

КОМБИНИРОВАННОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

В естественно-научном понимании к **водным ресурсам** относят все воды гидросферы, то есть воды рек, озёр, каналов, водохранилищ, морей и океанов, подземные воды, почвенную влагу, воду (льды) горных и полярных ледников, водяные пары атмосферы. В прикладном, водохозяйственном смысле под водными ресурсами следует понимать «запасы поверхностных и подземных вод, находящихся в водных объектах, которые используются или могут быть использованы» (Водный кодекс Российской Федерации).

Водные ресурсы оцениваются по величине речного стока, формирующегося из склонового стока и подземного питания рек. Внутригодовое распределение поверхностного стока крайне неравномерно. Основной объём речного стока, составляющий до 60–80% от годового, приходится на период весеннего половодья, а в периоды устойчивой летней и зимней межени возможности использования речного стока заметно ограничены – в первую очередь, в бассейнах малых рек, составляющих основу гидрографической сети. Реки с небольшой площадью водосбора характеризуются незначительной аккумулярующей способностью бассейна, небольшим временем добегания стока, быстрым истощением руслового стока и, как следствием этого, глубокой меженью.

Под **располагаемыми водными ресурсами** понимается часть общих водных ресурсов, которая может быть использована с учётом экологических ограничений, а также



количественных и режимных требований водопользователей. Основным количественный критерий, ограничивающий величину располагаемых водных ресурсов – минимальный допустимый расход (МДР) реки. По своему смыслу это минимальный расход, необходимый для поддержания водохозяйственного баланса и нормального функционирования водных и наземных экосистем на нижележащем участке реки. Таким образом, величина располагаемых водных ресурсов определяется разностью между фактическим расходом реки и МДР.

Однозначные принципы обоснования величины МДР в настоящее время не разработаны; во многих случаях он назначается для конкретной реки с учётом совокупности местных условий. Для предварительных оценок можно принимать возможную величину МДР на уровне 50-75% от минимального среднемесячного (или 30-суточного) расхода 95% обеспеченности. Таким образом, в низководные периоды года, которые могут иметь продолжительность от 1-2 до 4-6 месяцев, величина располагаемых водных ресурсов имеет минимальные значения и во многих случаях (в бассейнах малых рек) не покрывает существующей водопотребности в хозяйственно-питьевых нуждах.

В водохозяйственной практике для решения проблемы конфликта между величиной располагаемых водных ресурсов и местной водопотребностью традиционно используется два приёма:

- территориальная переброска речного стока из смежных водосборных бассейнов,
- «временная переброска» речного стока, то есть внутригодовое регулирование речного стока водохранилищами.

Оба этих приёма основаны на трансформации естественного водного режима реки и могут быть осложнены или невозможны в силу местной орографической обстановки, экологических ограничений и неблагоприятных условий землепользования и строительства.

В таких ситуациях целесообразно оценить возможности **комбинированного использования водных ресурсов**. Основная его идея состоит в организации комбинированной водозаборной системы (КВС), включающей два водозабора – базовый и компенсационный, работающие по согласованному диспетчерскому графику.

Базовый водозабор может быть в любой форме – поверхностной (прямой отбор речной воды из русла) или подземной (водозаборные скважины в непосредственной близости от русла); важно, что он в основном использует речной сток. Базовый водозабор работает с переменной производительностью, понижаемой в низководные периоды стока;



компенсационный (всегда подземный) включается периодически на время Δt , в периоды понижения производительности базового (рис. 9.6).

Суммарная производительность КВС остаётся на постоянном уровне, отвечающем существующей водопотребности (Q_3).

Расход реки P	Производительность базового водозабора	Производительность компенсационного водозабора	Сумма
$P > Q_3 + \text{МДР}$	Q_3	0	Q_3
$P < Q_3 + \text{МДР}$	$P - \text{МДР}$	$Q_3 - (P - \text{МДР})$	Q_3

Основная гидрогеологическая проблема при проектировании КВС заключается в том, что работа компенсационного водозабора в течение расчётного периода времени Δt не должна приводить к возникновению дополнительного ущерба стоку реки (либо этот ущерб не должен превышать некую минимизированную, допустимую в конкретных случаях величину). Очевидно, что это может быть достигнуто только, если балансовая структура компенсационного водоотбора будет обеспечиваться источниками, не участвующими в подземном питании реки. В качестве таких источников теоретически можно рассматривать сокращение эвапотранспирационной разгрузки (ΔQ_p) и усиление инфильтрации при снижении уровня грунтовых вод (ΔQ_{Π}). Однако, низководное состояние речного стока в климатических условиях основной части территории России обычно приходится на холодные периоды года, когда эвапотранспирация и инфильтрация либо отсутствуют вовсе, либо крайне незначительны. Наиболее реально рассчитывать на использование естественных (ёмкостных и/или упругих) запасов, располагая компенсационный водозабор таким образом, чтобы взаимодействие его депрессионной воронки с рекой за время Δt было минимально допустимым.

Для аналитических оценок удобно пользоваться понятием «единичный ущерб»

$\bar{Y} = \frac{\Delta P}{Q_{\text{КВ}}}$ – это относительный ущерб речному стоку на единицу дебита водозабора.



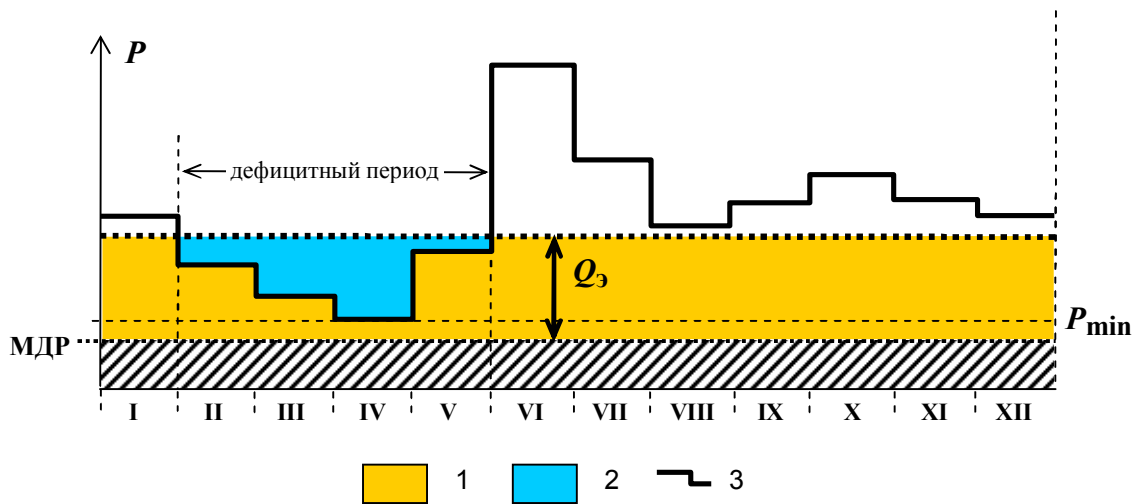


Рис. 9.6. Принципиальный график работы комбинированной водозаборной системы
1 — производительность базового водозабора, 2 — производительность компенсационного водозабора, 3 — расчетный гидрограф речного стока по среднемесячным расходам нормативной обеспеченности

Для учёта периодической работы компенсационного водозабора воспользуемся принципом сложения решений — например, для совершенной реки на основе формулы (7.11):

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at_{1,i}}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at_{2,i}}} \right) \right\}, \quad (9.1)$$

где $t_{1,i} = t - (i-1)t_0$, $t_{2,i} = t - (i-1)t_0 - \Delta t$, t — расчетный момент времени от первого включения компенсационного водозабора, t_0 — продолжительность цикла, в течение которого компенсационный водозабор включается на время Δt , n — количество циклов.

В наиболее простой, но вполне реальной постановке величина t_0 равна 1 году (ежегодное включение компенсационного водозабора на период основной межени продолжительностью Δt).

Для несовершенной гидродинамически узкой реки аналогичным образом представим формулу (7.14):

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at_{1,i}}} \right) - \exp \left(\frac{\lambda^2 t_{1,i}}{4\mu T} + \frac{\lambda L_0}{2T} \right) \operatorname{erfc} \left(\sqrt{\frac{\lambda^2 t_{1,i}}{4\mu T}} + \frac{L_0}{2\sqrt{at_{1,i}}} \right) - \right. \\ \left. - \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at_{2,i}}} \right) + \exp \left(\frac{\lambda^2 t_{2,i}}{4\mu T} + \frac{\lambda L_0}{2T} \right) \operatorname{erfc} \left(\sqrt{\frac{\lambda^2 t_{2,i}}{4\mu T}} + \frac{L_0}{2\sqrt{at_{2,i}}} \right) \right\}. \quad (9.2)$$

Необходимое удаление компенсационного водозабора от реки L_0 в условиях реальных месторождений, как правило, подбирается на модели. Предварительные оценки могут быть выполнены аналитически – например, для совершенных рек на основе формулы (7.11), принимая допустимый ущерб речному стоку как погрешность гидрометрической оценки МДР:

$$\Delta P = \varepsilon \cdot \text{МДР},$$
$$L_0 \geq 2\sqrt{a\Delta t} \operatorname{INFerfc} \frac{\varepsilon \cdot \text{МДР}}{Q_{\text{КВ}}},$$

где ε – погрешность гидрометрической оценки расходов водотоков (≈ 0.05), $\operatorname{INFerfc}$ – обозначение обратной функции erfc .

Для несовершенных рек величина L_0 будет меньше за счёт фильтрационного сопротивления подруслового экрана; предварительно её величину можно оценить (подбором или численными методами) из формул (7.12, 7.13, 7.14), заменяя в них t на Δt . Такие оценки будут, скорее всего, заниженными, поскольку в них учитывается только один импульс работы компенсационного водозабора.

При размещении компенсационного водозабора в смежном межпластовом водоносном горизонте величина L_0 также уменьшается за счёт фильтрационного сопротивления разделяющих слабопроницаемых слоёв.

Рассмотренный «классический» вариант размещения и производительности компенсационного водозабора, конечно же, не является единственным. Возможно, что компенсационный водозабор придётся расположить ближе к реке – либо из-за неблагоприятных условий землепользования и строительства или размеров водосборного бассейна, либо из желания экономичнее подключить его к энергетическим и трубопроводным коммуникациям базового водозабора. Возникающий в таких случаях избыточный ущерб речному стоку придётся погашать увеличением дебита компенсационного водозабора на величину $\Delta Q_{\text{КВ}}$, которую нужно вернуть в реку для компенсации этого дополнительного ущерба и поддержания необходимой величины МДР:

$$Q_{\text{КВ}} = Q_{\text{КВ}}^0 + \Delta Q_{\text{КВ}}, \quad (9.3)$$

где $Q_{\text{КВ}}^0$ – минимально необходимый дебит для компенсации дефицита подачи от базового водозабора.

Рассчитывать величину $\Delta Q_{\text{КВ}}$ придётся итерационным путём, поскольку увеличение $Q_{\text{КВ}}$ приводит к соответствующему возрастанию ущерба стоку реки. Теоретически абсолютного ответа здесь получить нельзя и прекращать итерации придётся при снижении



погрешности до некоторой приемлемой величины (уместно вспомнить известную апорию Зенона об Ахиллесе, догоняющем черепаху).

Рассмотрим простой пример: компенсационный водозабор должен погасить дефицит водоподачи $Q_{\text{КВ}}^0 = 20\,000$ м³/сутки в течение периода $\Delta t = 60$ суток ежегодно. Он расположен на удалении от реки $L_0 = 1\,000$ м; уровнеспроводность водоносного горизонта $a = 5 \cdot 10^3$ м²/сутки. При расчёте на 25 лет единичный ущерб по формуле (9.1) составит $\bar{Y} = 0.2718$. Для подбора будем на каждой итерации добавлять к дебиту $Q_{\text{КВ}}^0$ величину ущерба на предыдущей итерации.

В нижеследующей таблице видно, что уже после нескольких итераций подбирается необходимый дебит компенсационного водоотбора, который полностью покрывает суммарный ущерб речному стоку.

Итерация i	Дебит компенсационного водозабора $Q_{\text{КВ}}$	Ущерб речному стоку $\Delta P = \bar{Y}Q_{\text{КВ}}$	$\frac{\Delta P_i - \Delta P_{i-1}}{\Delta P_i}$
1	20 000	5 436	
2	25 436	6 914	0.214
3	26 914	7 315	0.055
4	27 315	7 424	0.015
5	27 424	7 454	0.004

Однако, практически дебит компенсационного водозабора может быть даже несколько меньше, поскольку реальное измерение расходов рек существующими гидрометрическими методами, как отмечено выше, всегда имеет некоторую погрешность ε . Поэтому допустимый ущерб от компенсационного водозабора можно представить в виде:

$$\bar{Y}Q_{\text{КВ}} = \Delta Q_{\text{КВ}} + \varepsilon \cdot \text{МДР} . \quad (9.4)$$

Решая совместно уравнения (9.3) и (9.4), получим оценку необходимого дебита компенсационного водозабора:

$$Q_{\text{КВ}} = \frac{Q_{\text{КВ}}^0 - \varepsilon \cdot \text{МДР}}{1 - \bar{Y}} , \quad (9.5)$$

либо, принимая гидрометрическую погрешность нулевой (то есть имея некоторый «запас прочности» расчёта):

$$Q_{\text{КВ}} \approx \frac{Q_{\text{КВ}}^0}{1 - \bar{Y}} . \quad (9.6)$$

Для вышеприведенного примера $Q_{\text{КВ}} \approx \frac{20\,000}{1 - 0.2718} = 27\,465$ м³/сутки.



Отдельного рассмотрения требует вопрос восстановления израсходованного объёма емкостных запасов. Оно происходит в период высокой водности между очередными включениями компенсационного водозабора за счёт естественных источников питания водоносного горизонта – главным образом, инфильтрации. При этом нужно понимать, что и в этот период продолжает существовать ущерб стоку реки, поскольку на заполнение депрессионной воронки отвлекается часть расхода естественного потока подземных вод, которая в обычных условиях разгружалась бы в реку.

Рассмотрим модельную имитацию работы компенсационного водозабора на простейшей, но вполне типичной расчётной схеме: грунтовый водоносный горизонт с неравномерным сезонным инфильтрационным питанием; суммарный годовой слой питания 60 мм (рис. 9.7). Коэффициент фильтрации водовмещающих отложений 20 м/сутки, гравитационная водоотдача 0.1; мощность горизонта в приречной зоне 40-50 м. Компенсационный водозабор на расстоянии $L_0 = 1\ 050$ м от совершенной реки, ежегодно работает в течение $\Delta t = 60$ суток с производительностью $Q_{\text{КВ}} = 2000$ м³/сутки.

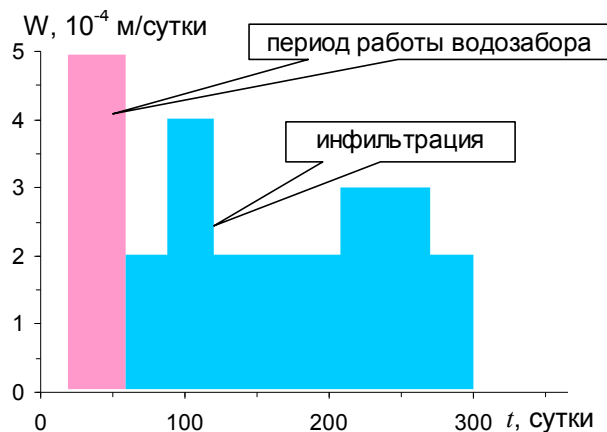


Рис. 9.7. Годовой режим инфильтрационного питания

На рис. 9.8 показаны результаты имитации в виде графика изменения относительного ущерба речному стоку за 12-летний период (относительный ущерб – безразмерное отношение величины ущерба к дебиту компенсационного водозабора). Нужно отметить:

- 1) максимальная величина ущерба наступает несколько позже выключения водозабора (в данном случае – через 12 суток),
- 2) после выключения водозабора ущерб продолжает существовать, хотя и с затуханием,
- 3) полного восстановления емкостных запасов не происходит, так как к моменту очередного включения водозабора сохраняется некоторый **остаточный** ущерб речному стоку, то есть естественное подземное питание реки не восстанавливается в полной мере.

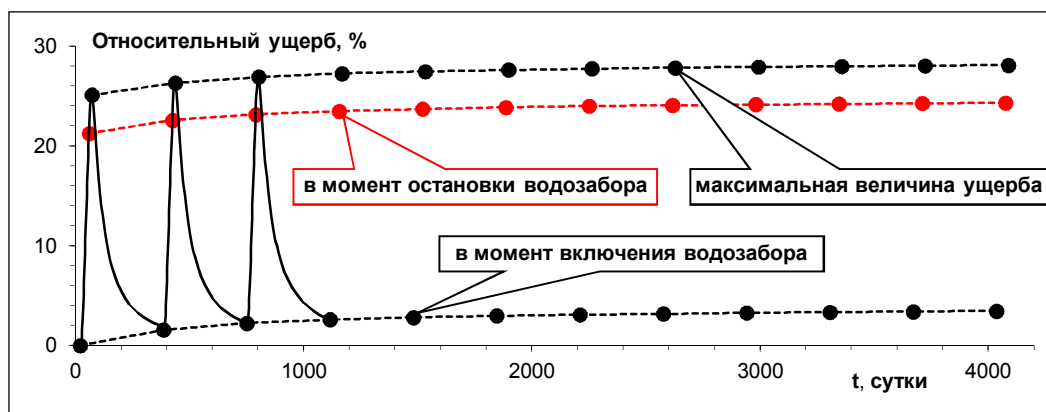


Рис. 9.8. Динамика относительного ущерба при многолетней эксплуатации комбинированной водозаборной системы

Явление остаточного ущерба теоретически неизбежно, поскольку если из балансово-замкнутой водоносной системы изъять некоторый объём, то для его восстановления неизбежно должен уменьшиться отток из системы — в нашем случае уменьшается разгрузка в реку. Количественно существование остаточного ущерба видно в структуре формул (9.1, 9.2), поскольку величина t_2 всегда меньше t_1 и поэтому второй член в суммировании каждого цикла всегда будет меньше первого.

Заметим, что высказанные соображения предполагают неизменность источников и интенсивности питания водоносной системы как в естественных условиях, так и при работе компенсационного водозабора. Однако, такие изменения в принципе возможны (хотя и сложно доказуемы) — например, возрастание интенсивности инфильтрации при понижении уровней может частично погасить остаточный ущерб.

Существование остаточного ущерба приводит к тому, что при многолетней периодической работе компенсационного водозабора общий ущерб речному стоку от года к году постепенно нарастает и при обычных сроках эксплуатации 25-50 лет может составить значительную величину, которая должна учитываться при разработке диспетчерского графика работы базового и компенсационного водозаборов.

Величина остаточного ущерба определяется внутригодовой длительностью работы компенсационного водозабора, его удалённостью от реки и уровнепроводностью водоносного горизонта. Эта зависимость (для 25-летнего срока эксплуатации) иллюстрируется на рис. 9.9 для разных значений $\frac{L_0^2}{a}$ (при $L_0 = 665, 1050$ и 2100 м и уровнепроводности $a = 8850$ м²/сутки).



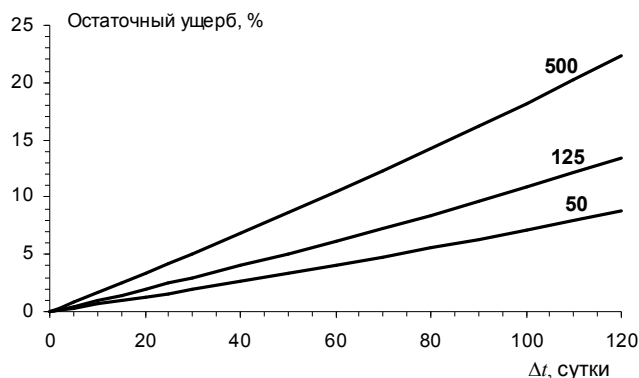


Рис. 9.9. Зависимость остаточного ущерба от длительности работы компенсационного водозабора при значениях $\frac{L_0^2}{a} = 50, 125, 500$

В заключение нужно подчеркнуть, что в вышеизложенном кратком обзоре проблемы комбинированного использования водных ресурсов предполагается балансовая замкнутость водосборного бассейна. В тех случаях, когда депрессионная воронка от компенсационного водозабора распространяется на соседние бассейны, задача приобретает смысл территориальной переброски водных ресурсов; однако, при этом сохраняется необходимость оценки ущерба речному стоку в соседних водосборных бассейнах.



При оценке условий организации и функционирования комбинированных водозаборных систем следует учитывать специфические особенности поверхностной и подземной форм базового водозабора.

Поверхностные водозаборы конструктивно представляют собой водоприемники речных вод (берегового или руслового типа, либо ковш). Подземные приречные (береговые) водозаборы в большинстве случаев создаются в виде квазилинейного ряда вертикальных скважин, работающих в насосном или сифонном режиме.

Сравнение капитальных затрат на сооружение поверхностного или подземного водозабора некорректно, так как они при прочих равных условиях существенно зависят от условий строительства, климатических и гидрологических условий, гидрогеологического строения долины реки. Эксплуатационные затраты на I-й подъём, водоподготовку и перегон по магистральному водоводу принципиально не отличаются для обеих форм водоотбора. В технологическом смысле (условия обслуживания) сравнение также неоднозначно: с одной стороны, подземные водозаборы выгодно отличаются слабой зависимостью от сезонной метеорологической и гидрологической обстановки, но, с другой стороны, они требуют значительного землеотвода под сооружения и зону санитарной охраны, имеют значительную длину энергетических коммуникаций, сборных водоводов и т.п.; кроме того, для подземных водозаборов более трудоёмкими являются контроль состояния и ремонт технических и фильтровых колонн.

С точки зрения условий формирования и стабильности качества добываемой воды подземные водозаборы обладают несомненным преимуществом по следующим позициям:

- при возникновении чрезвычайных ситуаций (недопустимое загрязнение речной воды) поверхностный водозабор практически мгновенно выходит из строя; при подземном водоотборе сохраняется определённый, иногда весьма значительный запас времени для принятия оперативных решений (за счёт времени миграции загрязнения от поверхностного источника к подземному водозабору);

- на пути фильтрации от поверхностного источника к подземному водозабору происходит частичное самоочищение привлекаемой речной воды;

- качество воды в подземном водозаборе улучшается за счёт участия некоторой доли пластовой воды – в отличие от поверхностного водоотбора, где качество определяется исключительно состоянием речной воды.

Принципиальные различия между поверхностной и подземной формой водоотбора существуют и в характере нанесения ущерба речному стоку:

- при поверхностном водоотборе полный ущерб речному стоку наносится в точке расположения водозахватного устройства, а при подземном – величина ущерба постепенно накапливается на значительном отрезке реки (даже при сосредоточенном характере водозабора) и достигает максимума ниже по течению от местоположения крайнего водозахватного устройства;

- величина ущерба речному стоку при работе поверхностного водозабора строго равна его производительности, а при подземном водоотборе ущерб стоку может быть меньше его величины за счёт инверсии естественных бессточных форм разгрузки, а также за счёт возможного увеличения внешнего питания эксплуатируемого водоносного горизонта (возрастание инфильтрационного питания, дополнительное перетекание из смежных водоносных горизонтов).

Таким образом, однозначно выраженных преимуществ не имеют ни поверхностный, ни подземный способ водоотбора. Однако, относительно высокая защищённость подземных вод обуславливает тенденцию к постепенному переводу централизованных систем хозяйственно-питьевого водоснабжения на подземные водоисточники, особенно на фоне постоянно расширяющихся ареалов бытового и промышленного загрязнения в густонаселённых районах и повышения опасности возникновения техногенных ЧС. Это положение находит своё отражение в нормативном закреплении подземных вод как единственного защищённого источника резервного водоснабжения населения.

В то же время, как отмечено выше, расширение площадных или линейных систем подземных водозаборов вблизи крупных городских поселений и промышленных зон сталкивается, во-первых, с проблемами землеотвода под необходимые размеры зон санитарной охраны и, во-вторых, со всё более заметными проблемами «переэксплуатации» подземных вод с сопутствующими явлениями ухудшения их качества и негативными экологическими последствиями, возникающими за счёт неустраняемых естественных факторов в связи со значительными понижениями уровней.



Пример возможностей комбинированного использования водных ресурсов

Выше (см. «Эпигнозный анализ опыта эксплуатации приречного водозабора») рассматривалось Августовское месторождение подземных вод в долине р. Биры. В дальнейшем на этом месторождении предполагается расширение действующего водозаборного сооружения путём строительства квазилинейного ряда из 10-ти равнодебитных водозаборных скважин по линии действующих шахтных колодцев № 3 и 4. Суммарный дебит ряда составит $19\,704\text{ м}^3/\text{сутки}$, что в совокупности с действующими колодцами даёт необходимую перспективную потребность $40\,000\text{ м}^3/\text{сутки}$. Гидрогеодинамическая возможность такого водоотбора (с учётом взаимодействия действующих колодцев и проектируемых скважин) доказана аналитическими расчётами и моделированием. Однако, при реализации такого проекта неизбежно встанет вопрос воздействии расширенного водоотбора на сток р. Биры. Специальных исследований и согласований в этом направлении пока не проводилось, поэтому нижеизложенные соображения имеют «постановочный» характер и должны рассматриваться как предмет для будущих обсуждений.

Бира относится к типу рек с преобладанием дождевого питания. Годовой ход уровня характеризуется резкими и обычно кратковременными подъёмами в тёплую часть года и устойчивой продолжительной зимней меженью. Наивысшие уровни могут наблюдаться в любой из летне-осенних месяцев, но чаще всего в июле или августе. Годовая амплитуда колебаний уровня в среднем составляет 1.8–2.1 м, максимальная достигает 3 м.

С прекращением муссонных дождей водность реки уменьшается, уровни начинают спадать, причём этот процесс продолжается вплоть до ледостава. Паводочный сезон обычно начинается в мае или июне с выпадения муссонных осадков и заканчивается в октябре. За этот период на реке проходит в среднем 7 паводков. В соответствии с неравномерным выпадением осадков сток реки в течение года распределён крайне неравномерно. В тёплый период (апрель-октябрь) проходит 90-95% годового объёма; зимний сток незначителен (5-10%) – рис. 9.10.

Минимальный среднемесячный расход р. Биры (с вероятностью превышения 95% – рис. 9.11) составляет $0.72\text{ м}^3/\text{с}$ и наблюдается в марте. Эта величина уже включает в себя полный ущерб от действующего водозабора, так как использованный расчётный ряд наблюдений охватывает 27-летний период после ввода водозабора в эксплуатацию. Ущерб стоку реки вызван сокращением русловой и родниковой разгрузки подземных вод (23–32%) и привлечением стока реки (77–68%).



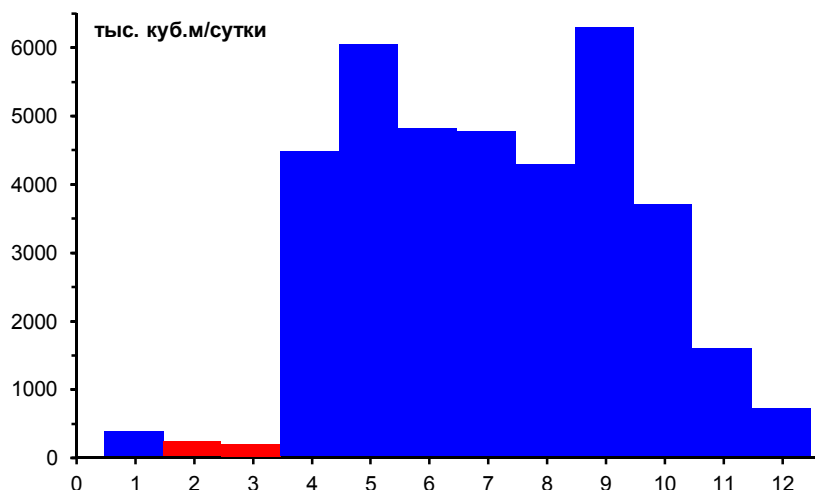


Рис. 9.10. Гидрограф р. Биры (по среднемесячным расходам 95% ВП)

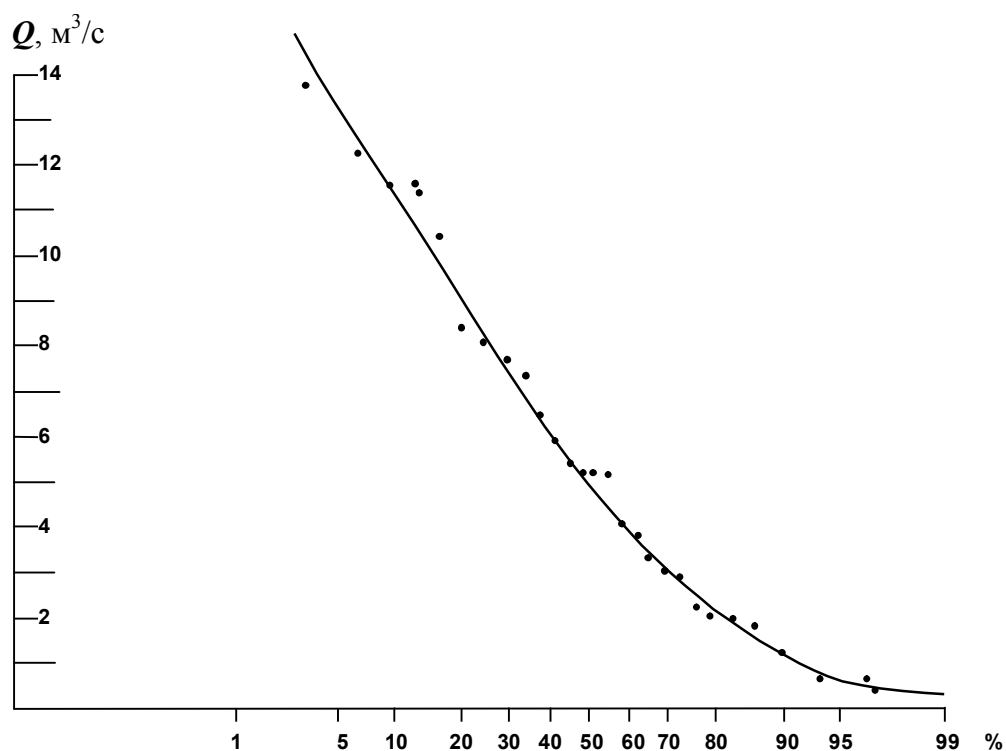


Рис. 9.11. Кривая обеспеченности минимального 30-суточного расхода воды зимнего периода, пост «р. Бира - г. Биробиджан» (1979-2006 г.г.)

Очевидно, что при планируемой схеме размещения проектных скважин наращивание водоотбора до 40 тыс. м³/сутки приведёт к неизбежному дополнительному ущербу стоку р. Биры в размере дополнительного водоотбора (19 704 м³/сутки, соответственно 0.228 м³/с). Если принять (за неимением других оснований) величину МДР р. Биры для зоны

месторождения в размере современного среднемесячного расхода 95%-й обеспеченности за март ($0.72 \text{ м}^3/\text{с}$, $62208 \text{ м}^3/\text{сутки}$), то прогнозируемый дополнительный ущерб стоку р.Биры в размере $0.228 / 0.72 = 32\%$ может рассматриваться как неприемлемый. Время формирования ущерба ΔP можно оценить по зависимости:

$$t = \frac{(L_0 + \Delta L)^2}{4a (\text{INF erfc } \bar{Y})^2}, \quad (9.7)$$

где $L_0 = 100 \text{ м}$ – удаление водозабора от уреза реки, $\Delta L = 20 \text{ м}$ – эквивалентная длина,

$a \approx 10^4 \text{ м}^2/\text{сутки}$, Q – дебит дополнительного водоотбора, $\bar{Y} = \frac{\Delta P}{Q}$ – «единичный» ущерб,

INFerfc – обозначение функции, обратной дополнительному интегралу вероятности.

Как видно на графике (рис. 9.12), построенном по формуле (9.7), 90% величины ущерба формируется уже в первые 2 месяца, а полный ущерб можно ожидать в течение первого года от начала работы водозабора.

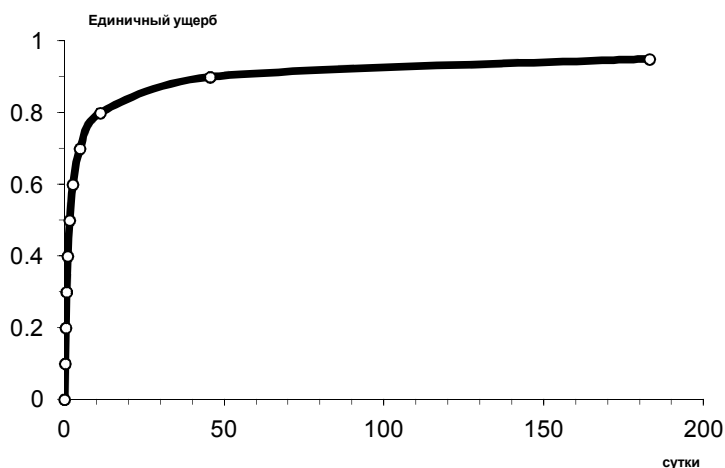


Рис. 9.12. Динамика развития ущерба во времени

Указанные обстоятельства являются мотивом для анализа условий применения комбинированной водозаборной системы с целью обеспечения возможности дополнительного водоотбора без нанесения недопустимого ущерба стоку р. Биры.

Низководным периодом, когда требуется защита стока реки от дополнительного ущерба, является внутригодовой период февраль–март, так как при наращивании водоотбора величина МДР будет нарушена только в течение февраля (до 72% МДР) и марта (до 68% МДР). Таким образом, период работы компенсационного водозабора (КВ) Δt определяется продолжительностью 60 суток в течение февраля–марта ежегодно.



Производительность КВ $Q_{\text{КВ}}$ будет уточняться в ходе решения прогнозной задачи с учётом его расположения.

Предварительно параметры необходимого удаления КВ от контролируемой реки оцениваются по зависимости:

$$L_0 = 2\sqrt{a\Delta t} \operatorname{INFerfc} \frac{\varepsilon \cdot \text{МДР}}{Q_{\text{КВ}}} - \Delta L. \quad (9.8)$$

Допустимый дополнительный ущерб стоку реки принимается равным $\varepsilon \cdot \text{МДР} = 3.11$ тыс. м³/сутки ($\varepsilon = 5\%$).

Величиной эквивалентной длины ΔL в рассматриваемых условиях можно пренебречь в силу высокой степени взаимосвязи продуктивного водоносного горизонта с рекой.

Расчёт по формуле (9.8) даёт величину порядка 1200-1500 м. Как видно на рис. 7.26, наиболее реально расположить КВ в долине Августовского ключа (правого притока р.Биры). Некоторая неблагоприятность этого варианта заключается в общем снижении в этом направлении мощности и проводимости водоносного горизонта и величины допустимого понижения.

Перенос КВ на левый берег реки практически нереален в связи с большими площадями городской застройки и невозможностью организовать эффективную зону санитарной охраны водозабора.

Оптимизация положения КВ выполнена на гидрогеодинамической модели. Ниже приводится обоснование фильтрационной и вычислительной схем площади месторождения для построения гидрогеодинамической модели (общую характеристику условий месторождения и фильтрационной схемы см. также в разделе «Эпигнозный анализ опыта эксплуатации приречного водозабора»).

Фильтрационная схематизация

Комбинированная водозаборная система в рассматриваемой постановке состоит из базового водозабора (БВ) – трёх фактически существующих действующих шахтных колодцев и 10-ти проектных скважин) и проектного компенсационного водозабора (КВ) в виде равномерного равнодебитного линейного ряда скважин.

Режим моделируемого потока во времени. Применение комбинированной водозаборной системы предполагает периодическую эксплуатацию её составляющих, то есть оба водозабора работают с переменными во времени дебитами. Соответственно на модели должен быть реализован нестационарный прогнозный режим потока. Общая продолжительность прогнозного периода 9125 суток (25 лет).

Пространственная структура моделируемого потока. Анализ гидрогеологических условий месторождения (преобладание латеральных размеров области распространения водоносного горизонта над его мощностью, низкая проницаемость подстилающих отложений) позволяет применить однослойную схему модели – плоский в плане изолированный в разрезе поток.

Водоносный горизонт является безнапорным, однородным по вертикали, то есть его проводимость линейно зависит от текущей мощности обводнённой части пласта.

Распределение гидрогеодинамических параметров. Площадное распределение коэффициентов фильтрации аллювиального водоносного горизонта получено методом интерполяции по крайгингу между точками фактического опытного опробования (20 одиночных и 6 кустовых откачек в периоды разведки и доразведки). Наибольшие значения коэффициента фильтрации отмечается в зоне I-й надпойменной террасы, при удалении от реки они уменьшаются, что обусловлено изменением гранулометрического состава отложений II-й надпойменной террасы.

Отметки подошвы и мощность водоносного горизонта интерполировались между точками бурового опробования.

Параметр гравитационной водоотдачи по данным кустовых опытных откачек составляет в среднем 0.05, что является очевидно заниженной величиной для высокопроницаемых промытых галечниковых отложений – по-видимому, в связи с кратковременным характером опытных опробований. Поэтому для моделирования емкостные свойства аллювия приняты по зависимости:

$$\mu = 0.117 \sqrt[3]{K} = 0.23 - 0.3,$$

при изменчивости коэффициента фильтрации K в диапазоне 120 – 740 м/сутки. Среднее для области значение гравитационной водоотдачи принято равным 0.25.

Граничные условия. Внешними границами области моделирования на правом берегу р. Биры являются границы площади распространения аллювиального водоносного горизонта, на которых принимается условие 2-го рода (нулевой трансграничный расход) в связи с низкими фильтрационными свойствами слаботрещинчатых скальных пород мелового и палеозойского возраста. На левом берегу р. Биры внешняя граница задана по водоразделу рек Биры и Икуры. Удалённость этой границы и наличие между нею и водозахватными устройствами достаточно широкой реки позволяет считать, что воронка депрессии не достигнет этой границы; следовательно, она также может рассматриваться как непроницаемая.



Внутренними границами являются ложе основного русла р. Биры и её проток, на которых задается граничное условие 3-го рода. Для расчёта значений удельных фильтрационных сопротивлений подрусловых отложений использованы величины эквивалентной длины ΔL , полученные по данным кустовых откачек. Русло р. Биры в связи с различными значениями ΔL разделено по длине моделируемого отрезка на четыре участка (табл. 9.1). Кроме того, на участке основной излучины реки, где значения эквивалентной длины практически равны нулю, задано граничное условие 1-го рода.

Таблица 9.1. Удельные фильтрационные сопротивления ложа р. Биры

№ фрагмента	Эквивалентная длина ΔL , м	Ширина реки G , м	Проводимость T , м ² /сутки	Фактор перетекания B , м	Удельное фильтрационное сопротивление f_0 , сутки
1	40	60	2020	30.3	0.455
2	29	60	3790	24.4	0.157
3	5	55	5490	5.0	0.005
4	40	91	3270	34.6	0.366

Уровень конверсии граничного условия 3-го рода принят на отметке 1.5 м ниже уреза реки (из расчёта средней глубины реки 1 м и мощности подруслового экрана 0.5 м).

Озёра, родники и ручьи на моделируемой территории дают незначительный вклад в балансовую структуру месторождения и, кроме того, в зимнее время перемерзают; поэтому они исключены из расчётной схемы, что создаёт некоторый запас жёсткости прогнозных расчётов.

Начальные условия. Решение серии оптимизационных задач выполняется с применением метода суперпозиции («в понижениях»), то есть на модели воспроизводятся только процессы, дополнительные к существующему стационарному состоянию депрессии от работы шахтных колодцев с суммарной производительностью 20 296 м³/сутки. Они включают: а) работу проектных скважин базового водозабора с суммарной производительностью 19 704 м³/сутки в течение 10-ти месяцев в каждом году (апрель – январь); б) работу проектных скважин компенсационного водозабора в течение 2-х месяцев в каждом году (февраль – март); их производительность будет подбираться в ходе оптимизационных решений по критериям максимально допустимого дополнительного ущерба речному стоку и допустимого понижения уровней водоносного горизонта.

В соответствии с принципом суперпозиции начальные условия на модели задаются нулевыми ($S(x, y, 0) = 0$). Результатами решения являются понижения уровня подземных вод и суммарный расход поступления через границы 3-го и 1-го рода, который и является величиной дополнительного ущерба речному стоку.



Вычислительная схематизация

Общий размер моделируемой области составляет 8500×6500 м. Пространственная дискретизация области моделирования выполнена квадратной сеткой с размером расчётного блока 20×20 м. Такая сеточная разбивка области является оптимальной, поскольку позволяет детально описать сложную конфигурацию русла и проток р. Биры и обеспечить достаточное количество блоков между водозахватными устройствами и рекой. Общее количество блоков, таким образом, составляет 425×325, то есть 138 125.

Распространение меловых и палеозойских пород в расчётную область не входит (в силу их низкой проницаемости), поэтому описано «мнимыми» блоками, которые в модельном расчёте не учитываются. Количество активных блоков составляет около 80 000.

Вертикальное строение принято, как отмечалось выше, однослойным. Моделируемый водоносный горизонт объявлен на модели как безнапорный.

В каждый блок модельной сетки задаются отметки кровли и подошвы водоносного горизонта, коэффициенты фильтрации и гравитационная водоотдача водовмещающих пород; в блоки на речных контурах – дополнительные проводимости подрусловых отложений, уровни реки (при решении «в понижениях» равны 0) и уровни конверсии (при решении «в понижениях» равны минус 1.5 м).

В качестве характеристик граничных условий 3-го рода заданы дополнительные проводимости, рассчитанные по формуле:

$$T^* = \frac{F_p}{f_0},$$

где F_p – площадь русла реки в модельном блоке.

Величины дополнительных проводимостей представлены в табл. 9.2.

Таблица 9.2. Дополнительные проводимости ложа р. Биры

№ фрагмента	f_0 , сутки	T^* , м ² /сутки
1	0.455	880
2	0.157	2550
3	0.005	80000
4	0.366	1095

В водозаборных блоках задаётся отрицательная величина дебита.

Для приведения к реальной скважине с радиусом фильтрового интервала r_c модельное понижение уровня в квадратном блоке со стороной Δx корректируется добавлением положительной поправки по формуле:



$$\Delta S = h_{\text{бл}} - \sqrt{h_{\text{бл}}^2 - \frac{Q_{\text{с}}}{K} \left(\frac{1}{\pi} \ln \frac{\Delta x}{r_{\text{с}}} - 0.5 \right)},$$

где $h_{\text{бл}}$ – модельное значение мощности потока в водозаборном блоке.

Результаты решения

Выполнена серия оптимизационных задач с целью подбора оптимально близкого положения компенсационного водозабора к реке и к действующим и проектным сооружениям базового водозабора. Положение проектных скважин в составе базовой части КВС не варьировалось и принято в соответствии с утверждёнными результатами переоценки запасов месторождения в 2006 г.

Количество проектных скважин КВ предварительно рассчитано, исходя из значений проводимости аллювиального водоносного горизонта и величины допустимого понижения уровня. Проводимость в зоне предполагаемого расположения КВ снижается до 1000 м²/сутки; соответственно величины удельного дебита скважин могут составлять:

$$q = \frac{T}{1.5} \approx 600\text{--}700 \text{ м}^2/\text{сутки}.$$

Исходная (нечтупренная) мощность аллювиального водоносного горизонта $h_{\text{с}}$ в этой зоне составляет 7–9 м; соответственно допустимое понижение $S_{\text{доп}}$ может быть принято в размере $(0.5\text{--}0.7)h_{\text{с}} \approx 4\text{--}6$ м. Для расчёта дебита одной скважины примем, с учётом взаимодействия в системе скважин, $S_{\text{доп}} \approx 3\text{--}4$ м. Тогда возможный дебит одной скважины может составлять $Q_{\text{с}} = qS_{\text{доп}} \approx 2\text{--}2.5$ тыс. м³/сутки. Соответственно для обеспечения минимально необходимого дебита КВ необходимо 10 скважин с дебитом 1970.4 м³/сутки каждая.

В первой части серии оптимизационных решений рассматривалась чисто компенсационная постановка – возможность работы КВ с минимальным суммарным дебитом $Q_{\text{КВ}}^0 = 19\,704$ м³/сутки, при котором ущерб стоку р. Биры не должен превышать 3 110 м³/сутки. Установлено, что при таком условии водозабор должен быть удалён от реки не менее, чем на 3–3.5 км. Этот вариант признан неудовлетворительным, так как при таком удалении от реки проводимость горизонта и величины допустимого понижения уровня заметно снижаются, что приводит к необходимости увеличивать количество скважин практически вдвое.

Поэтому вторая часть серии оптимизационных решений предпринята в регенерационной постановке. В этом случае компенсационный водозабор располагается



ближе к реке, но работает с дебитом Q_{KB} , превышающим минимально необходимый для компенсации водоподачи, а «излишняя» часть дебита ΔQ_{KB} возвращается в реку для погашения возникающего избыточного ущерба речному стоку.

Предварительно оптимальный дебит КВ рассчитывается по формуле (9.5), а величина единичного ущерба (пренебрегая незначительной величиной ΔL) – по формуле (9.1). При

$L_0 \approx 1200-1500$ м, $a \approx \frac{T}{\mu} = \frac{3000}{0.25} = 1.2 \cdot 10^4$ м²/сутки, $\Delta t = 60$ суток получим $\bar{Y} = 0.378-0.284$ и $Q_{KB} = 26\,678 - 23\,176$ м³/сутки.

Подбором на модели (таблица 9.3.) оптимальный дебит компенсационного водозабора определён равным 24 494 м³/сутки (дебит одной скважины 2 449.4 м³/сутки). Положение и схема компенсационного водозабора приведены на рис. 9.13. Общая длина квазилинейного ряда около 1 600 м. Среднее удаление ряда от уреза р. Бира около 1200-1300 м. Дальнейшее приближение водозабора к реке потребует увеличения количества скважин (чтобы понизить дебит каждой из них в пределах допустимого понижения уровня) и соответственно – к увеличению длины водозаборного ряда.

При данном дебите реке наносится ущерб 7 841 м³/сутки. Для компенсации избыточного ущерба часть дебита компенсационного водозабора (4 790 м³/сутки) возвращается в реку. Тогда фактически наносимый реке ущерб составит 3 051 м³/сутки, что не превышает величину $\varepsilon \cdot \text{МДР}$.



Таблица 9.3. Подбор оптимального дебита компенсационного водозабора

м ³ /сутки						Доля ёмкости в дебите водоотбора
Минимальный дебит компенсации водоподачи	Фактический дебит КВ	Расчётный ущерб речному стоку	Возврат в речную сеть	Фактический ущерб речному стоку	Сработка ёмкости водоносного горизонта	
19 704	19 704	6 472	0	6 472	13 232	0.67
	22 864	7 474	3 160	4 314	15 390	0.67
	24 494	7 841	4 790	3 051	16 653	0.68

На рис. 9.14 показано временное прослеживание понижений (для средних скважин квазилинейных рядов компенсационного и базового водозаборов), на рис. 9.15 видна динамика формирования ущерба стоку р. Бире во времени.

В базовом водозаборе циклическая стабилизация понижений наступает уже в первый год эксплуатации, что объясняется малой величиной виртуального удаления ($L_0 + \Delta L$) от

уреза реки – не более 100-150 м. Понижения уровней в скважинах небольшие – до 1 м (ещё раз подчеркнём, что здесь не обсуждается схема водозабора, принятая при переоценке запасов в 2006 г.).

В компенсационном водозаборе понижения гораздо больше (до 4-5 м), что связано с невысокими значениями проводимости продуктивного горизонта и значительным удалением от реки. Депрессионная воронка развивается в течение долгого времени; основная часть понижения проходит в первые 6-7 лет эксплуатации, после чего нестационарный режим сохраняется, но с чрезвычайно низким темпом.

Заметим, что доля ёмкости в дебите водоотбора даже к концу расчётного срока (25 лет) весьма значительна – до двух третей. Именно это положение рельефно демонстрирует основную идею комбинированных водозаборных систем – временное использование ёмкости водоносных горизонтов для минимизации использования ресурсов поверхностных и подземных вод. Теоретически нестационарный режим будет продолжаться до тех пор, пока дебит компенсационного водозабора не будет полностью формироваться за счёт ущерба речному стоку. Однако, при данной схеме водозабора такое состояние не может быть достигнуто в силу перепонижения уровней в скважинах.

В заключение отметим, что результаты выполненных исследований в принципе не могут претендовать на точность абсолютных величин, поскольку основываются на приближённых и экспертных оценках многих важных элементов расчётных моделей (как гидрогеологических, так и гидрологических и водохозяйственных). Они должны рассматриваться как пилотное исследование с целью инициировать целенаправленные и полномасштабные разведочные работы на месторождении.



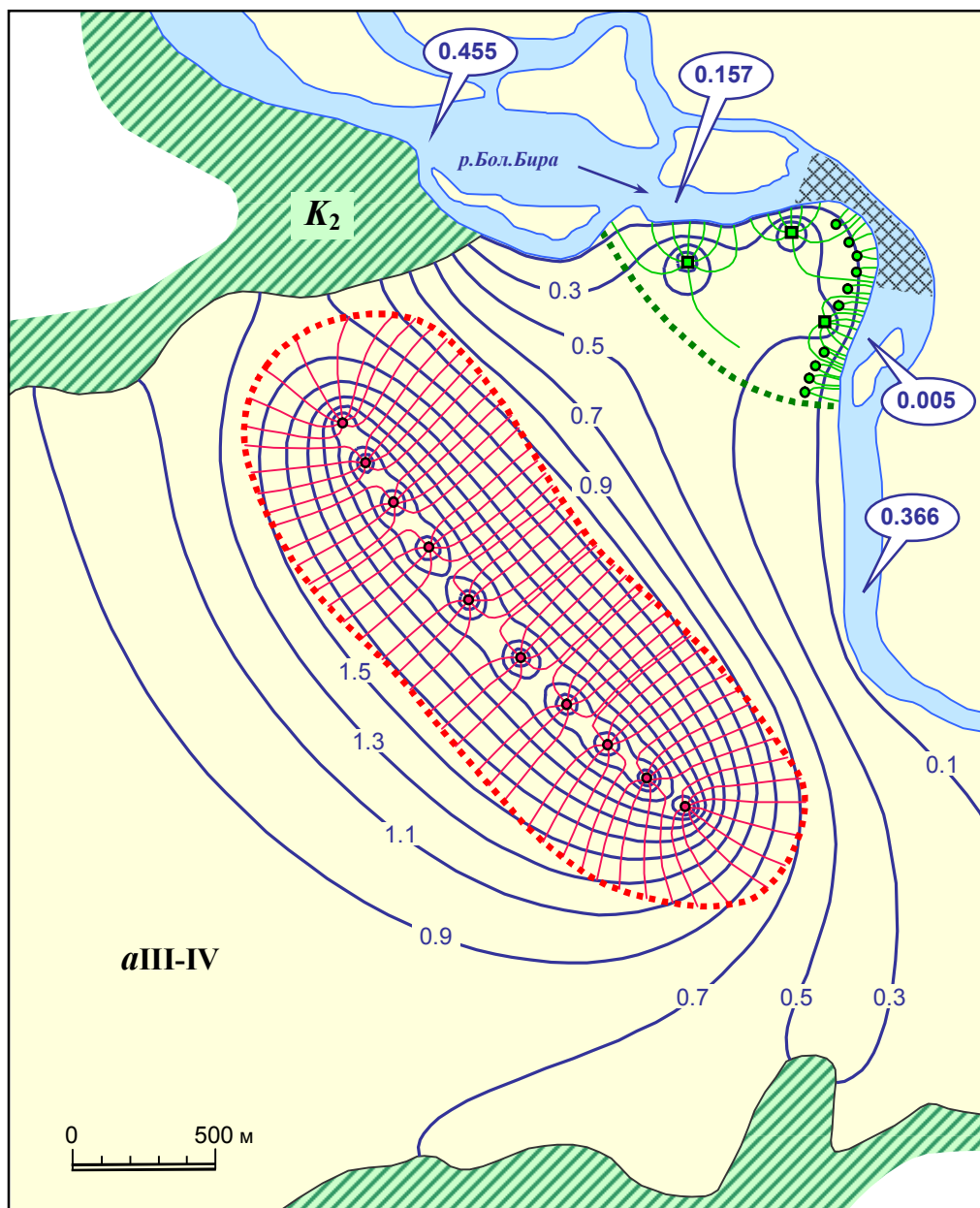


Рис. 9.13

КОМБИНИРОВАННАЯ ВОДОЗАБОРНАЯ СИСТЕМА на АВГУСТОВСКОМ МЕСТОРОЖДЕНИИ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

- область распространения аллювиального водоносного горизонта
- область выхода на дневную поверхность верхнемеловых эффузивов
- Базовый водозабор**
 - действующие шахтные колодцы (суммарный дебит 20 296 куб.м/сутки)
 - проектные скважины (суммарный дебит 19 704 куб.м/сутки)
- Компенсационный водозабор**
 - проектные скважины (суммарный дебит 24 494 куб.м/сутки)
- 0.1 — изолинии понижения уровня аллювиального водоносного горизонта, м
- Линии тока**
 - к базовым водозаборным сооружениям
 - к компенсационному водозабору
- Контур 3-го пояса зоны санитарной охраны для времени 25 лет (9125 суток)**
 - для базовых водозаборных сооружений
 - для компенсационного водозабора
- 0.366 — удельное фильтрационное сопротивление ложа реки, сутки (граничное условие 3-го рода)
- площадь русла реки с граничным условием 1-го рода

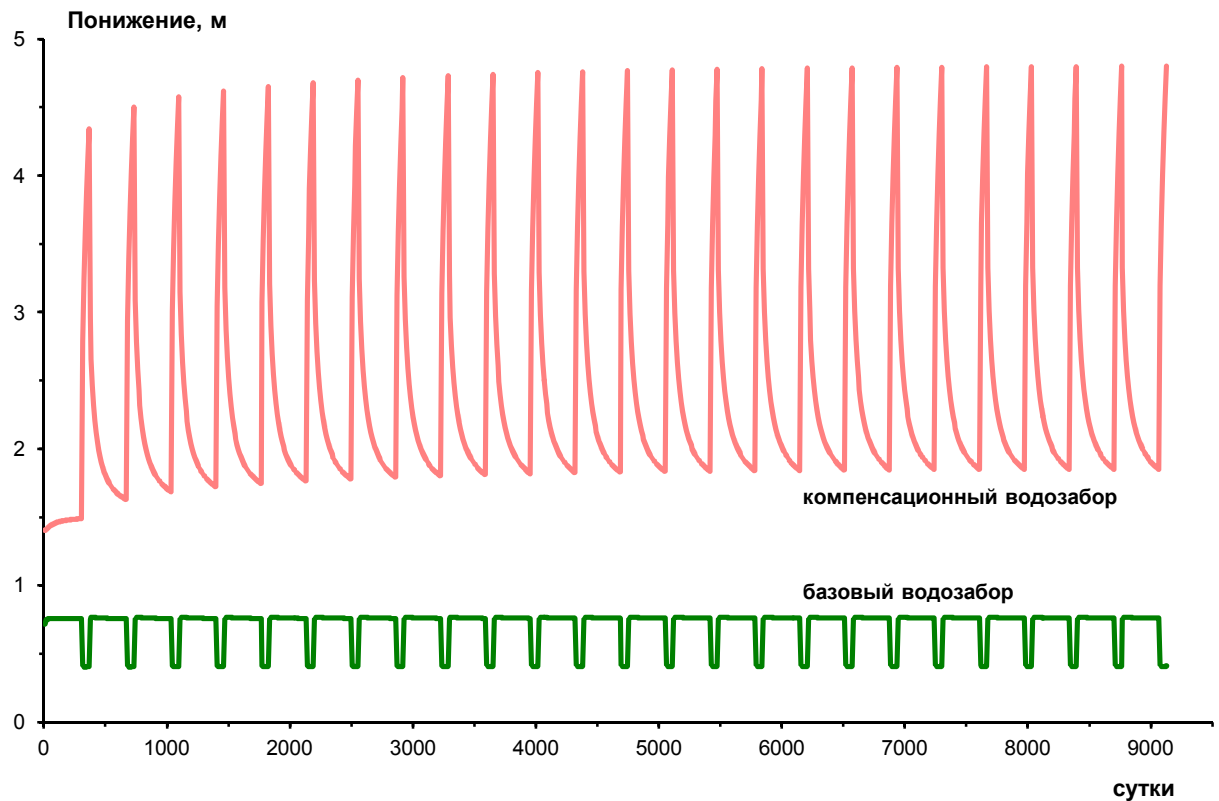


Рис. 9.14. Временное прослеживание понижений уровня в скважинах базового и компенсационного водозаборов

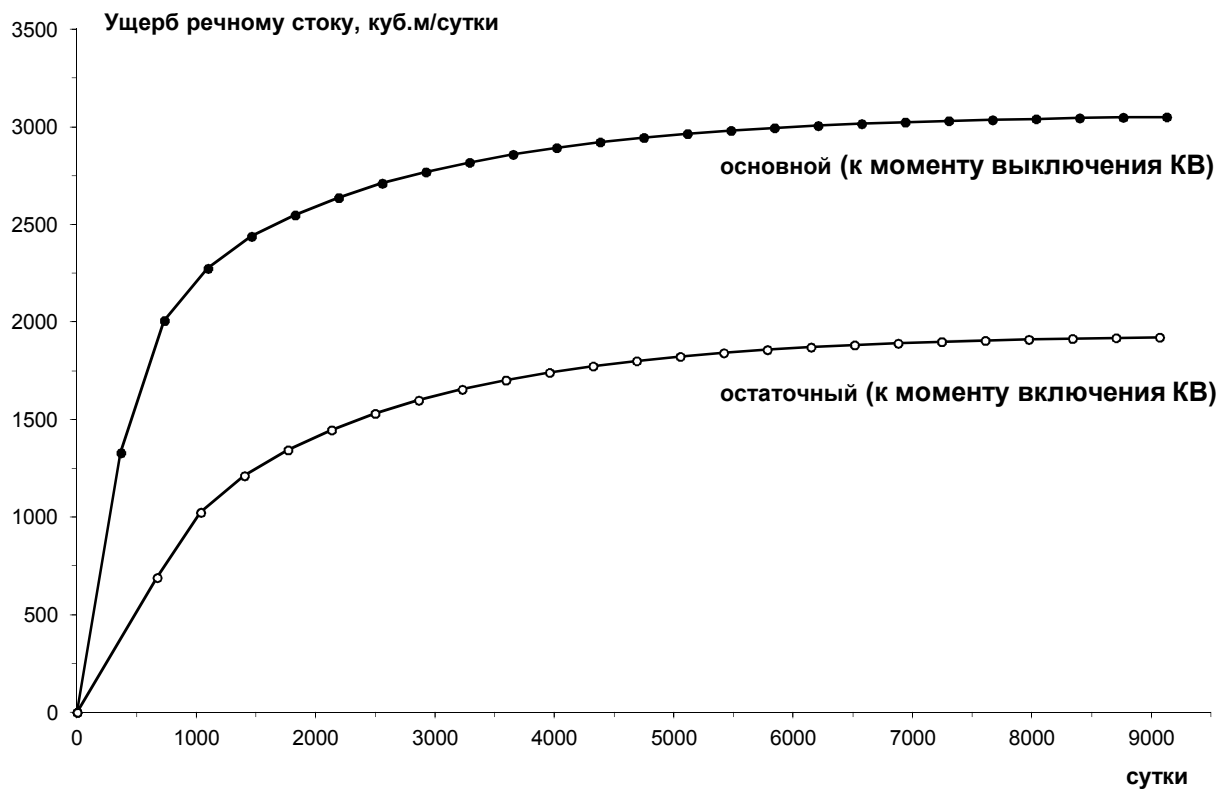


Рис. 9.15. Динамика формирования дополнительного ущерба речному стоку от компенсационного водозабора

