



Министерство образования и науки Самарской области  
Государственное бюджетное профессиональное образовательное учреждение  
Самарской области  
«САМАРСКИЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЙ КОЛЛЕДЖ»  
(ГБПОУ «СЭК»)

Н. А. Лихопоевко

**МДК.01.01 ОСНОВЫ ТЕХНОЛОГИИ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ  
И ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАБОТ**

**Тема 10.2 Динамика подземных вод**

**Конспект лекций для студентов специальности 21.02.09**

**Гидрогеология и инженерная геология**

Самара

Конспект лекций по теме 10.2 Динамика подземных вод МДК.01.01 Основы технологии гидрогеологических и инженерно-геологических работ для студентов специальности 21.02.09 / сост.: Лихопоев Н. А. – Самара: ГБПОУ «СЭК». – 56 с.

Издание содержит конспект лекций по теме 10.2 Динамика подземных вод МДК.01.01 Основы технологии гидрогеологических и инженерно-геологических работ.

Замечания, предложения и пожелания направлять в ГБПОУ «СЭК» по адресу: 443001, г. Самара, ул. Самарская, 205-А или по электронной почте [info@sam-ek.ru](mailto:info@sam-ek.ru)

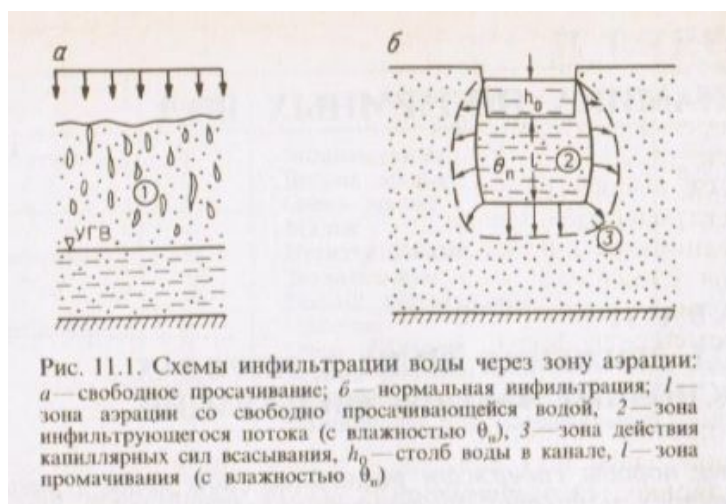
### 1. Виды движения воды в породах и основные законы фильтрации. Движение подземных вод в зоне аэрации и насыщения, законы фильтрации

Горные породы содержат различные виды воды в зависимости от их водных и физико-механических свойств, условий залегания воды, степени ее взаимодействия с горными породами и других факторов. Наличие тех или иных видов воды в горных породах обуславливает условия и закономерности движения подземных вод. В соответствии с этим ниже рассмотрены условия и особенности движения воды в ненасыщенных водой породах (зона Аэрации) и в насыщенных водой горных породах (зона фильтрации или насыщения), а также основные дифференциальные уравнения фильтрации подземных вод.

#### ОСНОВНЫЕ ВИДЫ И ЗАКОНОМЕРНОСТИ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ

Как известно, в зоне аэрации имеют место все виды воды. Каждый из них характеризуется определенными закономерностями передвижения. Ранее были рассмотрены закономерности передвижения гигроскопической, пленочной, капиллярной и других видов воды, кроме свободной гравитационной, процесс передвижения которой изучен достаточно хорошо.

*Движение гравитационной воды* имеет место при просачивании атмосферных осадков, оросительных и поверхностных вод через горные породы зоны аэрации. Процесс проникновения воды через зону аэрации носит название *инфильтрации*. Различают *а* вида инфильтрации: свободное просачивание и нормальную инфильтрацию (рис. 11.1).



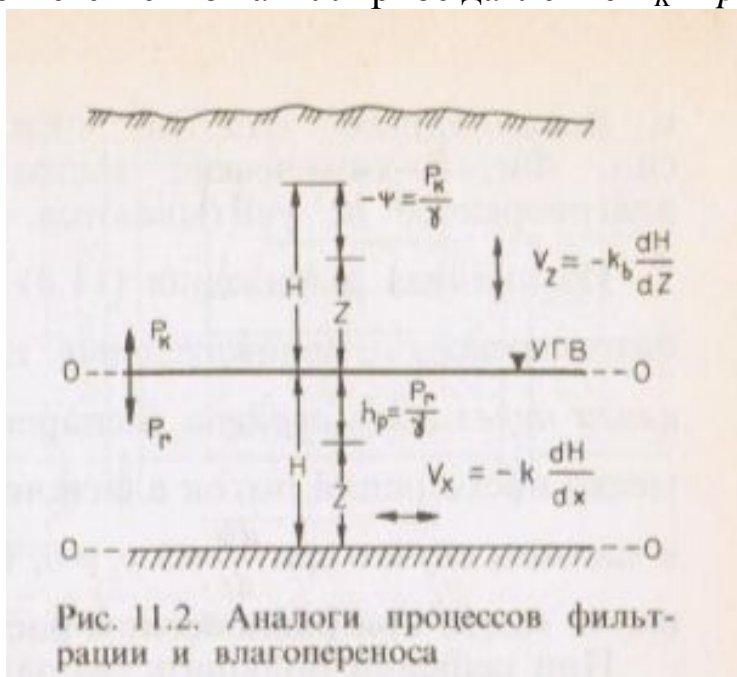
При свободном просачивании (рис. 11.1, а) движение воды происходит в виде изолированных струек по отдельным каналцам и капиллярным порам под действием силы тяжести и капиллярных сил (наподобие «подземного дождя»). При значительном количестве инфильтрующейся воды нисходящий поток заполняет все поры и трещины и образует сплошную гидравлическую среду, внутри которой движение идет по механизму фильтрации

*Зона аэрации* — многофазная система, в которой находя различные виды

воды. Между твердой частью грунта и водой осуществляется сложное взаимодействие, в результате которого *на границах раздела твердая частица породы вода, воздух – вода* возникают силы различного характера и величины (капиллярные, сорбционные, осмотические и др.).

Они обычно превышают силу тяжести. Если учесть, что влага и растворенные в ней вещества находятся также под действием градиентов концентрации теплового, электрического, магнитного и гравитационного полей, станет понятным сложность учета сил, под действием которых происходит перемещение влаги в зоне аэрации.

*Процесс движения влаги в зоне аэрации* (перенос свободной и молекулярной влаги под действием гравитационных, молекулярных и Капиллярных сил) *принято называть влагопереносом*. Все его основные параметры (коэффициент влагопроницаемости  $k_v$ , капиллярное давление всасывания  $P_K$ , потенциал влаги  $\psi$ ) зависят от влажности. Действие основных сил при влагопереносе математически можно выразить так же, как и при фильтрации, используя аналоги гидростатического давления, напора, напорного градиента, какими являются соответственно капиллярное давление  $P_K = pgh_K$ .



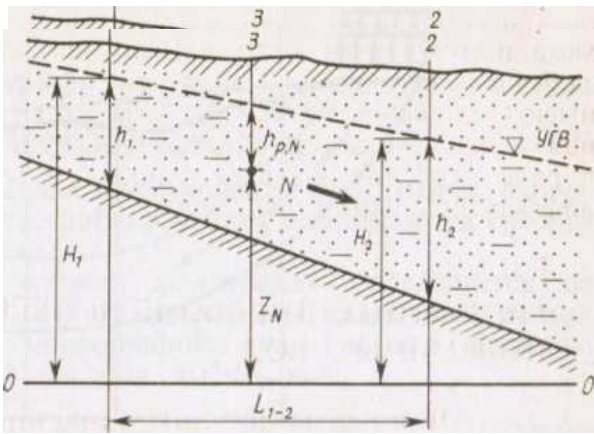
## 2. Гидродинамические особенности потоков подземных вод. Элементы потоков и их определение. Принципы схематизации и типизации геологических условий.

### ОСНОВНЫЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОТОКА И ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЕ

Под потоком подземных вод понимаются пространственно оконтуренные потоки гравитационных подземных вод, движение которых происходит в пористой или трещиноватой среде горных пород под действием напорного градиента.

Гидродинамические элементы потока величины, которые несут основную информацию о потоке подземных вод и полностью его определяют, мощность, ширина, пьезометрический напор, напорный градиент или гидравлический

уклон, направление движения потока, скорость фильтрации и расход.



**Мощность потока** ( $l, m$ ). Он определяется мощностью водонасыщенных горных пород в пределах водоносного горизонта. В потоках грунтовых вод  $h$  – расстояние от свободной поверхности зеркала воды до подстилающего водоупора; в потоках напорных вод  $m$  – мощность водоносного пласта между его верхней и нижней границами (водоупорами).

**Ширина потока**  $B$ . Она измеряется в сечении, перпендикулярном направлению движения потока, и зависит от распространения водоносных отложений, а также от режима питания и разгрузки подземных вод.

**Пьезометрический напор**  $H$ . Термин введен в науку Д. Бернулли, выражается он следующим уравнением:

$$H = \frac{P}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g}$$

где  $P$  – гидростатическое давление в исследуемой точке потока воды, Па;

$\gamma = \rho g$  – объемная масса воды, кг/(м<sup>3</sup>с<sup>2</sup>) или Н/м<sup>3</sup>;

$z$  – высота исследуемой точки потока над выбранной плоскостью сравнения напоров, м;

$v^2/2g$  – скоростной напор ( $v$  – скорость фильтрации,  $g$  ускорение свободного падения).

Величина  $v^2/2g$  в потоке подземных вод весьма мала, поэтому ею обычно пренебрегают. Выражение  $P/\gamma$  заменяется величиной  $h_p$ , которая называется пьезометрической высотой. Пьезометрической называется высота, на которую поднимается вода над данной точкой потока под влиянием гидростатического давления  $P$  в этой точке.

**Напорный градиент или гидравлический уклон.** При движении воды через пустоты горных пород часть пьезометрического напора теряется на трение, возникает уклон поверхности подземных вод в сторону их движения. Если сделать вертикальный разрез по направлению движения подземных вод, то получим *кривую понижения напора*. У вод со свободной поверхностью она называется *кривой депрессии*, а у напорных вод – *пьезометрической кривой*.

Если расстояние между сечениями, в которых определяются значения пьезометрического напора, устремить к нулю, значение напорного градиента в рассматриваемой точке потока.

$$I = \lim \left[ \frac{\Delta H_{1-2}}{L_{1-2}} \right]_{L_{1-2} \rightarrow 0} = - \frac{dH}{dL}$$

Знак минус в формуле указывает на уменьшение величины напора  $H$  по пути фильтрации (отрицательное значение производной). Если водоупорное ложе в грунтовом потоке горизонтальное и оно принято за плоскость сравне-

ния, то  $H_i=h_i$ ;  $H_2=h_2$ . В этом случае напорный градиент может быть представлен следующим образом:

$$I = \lim_{L_{1-2} \rightarrow 0} \left[ \frac{\Delta h_{1-2}}{L_{1-2}} \right] = -\frac{dh}{dL} \quad (12.5)$$

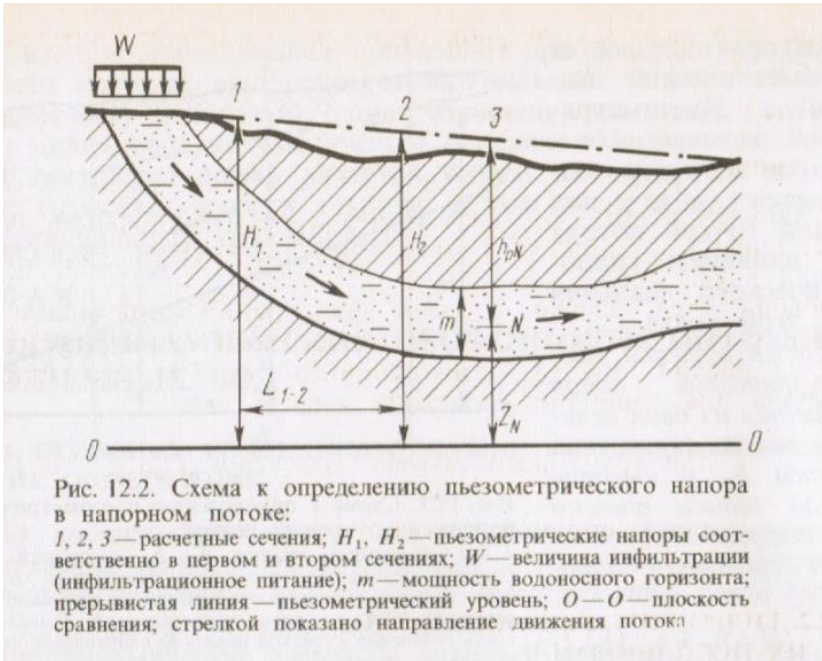


Рис. 12.2. Схема к определению пьезометрического напора в напорном потоке:  
 1, 2, 3 — расчетные сечения;  $H_1, H_2$  — пьезометрические напоры соответственно в первом и втором сечениях;  $W$  — величина инфильтрации (инфильтрационное питание);  $m$  — мощность водоносного горизонта; прерывистая линия — пьезометрический уровень;  $O-O$  — плоскость сравнения; стрелкой показано направление движения потока

Величина напорного градиента для естественных потоков подземных вод обычно невелика, в среднем 0,001 — 0,0001.

**Направление движения потока** устанавливается по сопоставлению напоров в разных точках потока. Существует простой способ определения направления движения потока в сторону меньшего напора — по трем точкам. Более точную характеристику направления движения находят по линиям

тока. Направление движения потока можно определить и по гидродинамической сетке (см. ниже).

**Скорость фильтрации  $v$ .** Отношение расхода потока  $Q$  к площади его поперечного сечения  $F$  дает скорость фильтрации  $v$ :

$$v = \frac{Q}{F} \quad (12.6)$$

**Расход потока подземных вод  $Q$ .** Он выражается объемом воды, протекающей через поперечное сечение водоносного пласта в единицу времени.

При линейном законе фильтрации расход потока определяется следующим образом:

$$\text{для напорного потока } Q = k_{cp} I_{cp} m_{cp} B_{cp} \quad (12.9)$$

В двух последних формулах коэффициенты фильтрации, напорные градиенты, мощности и ширина потока принимаются средними для изучаемого участка.

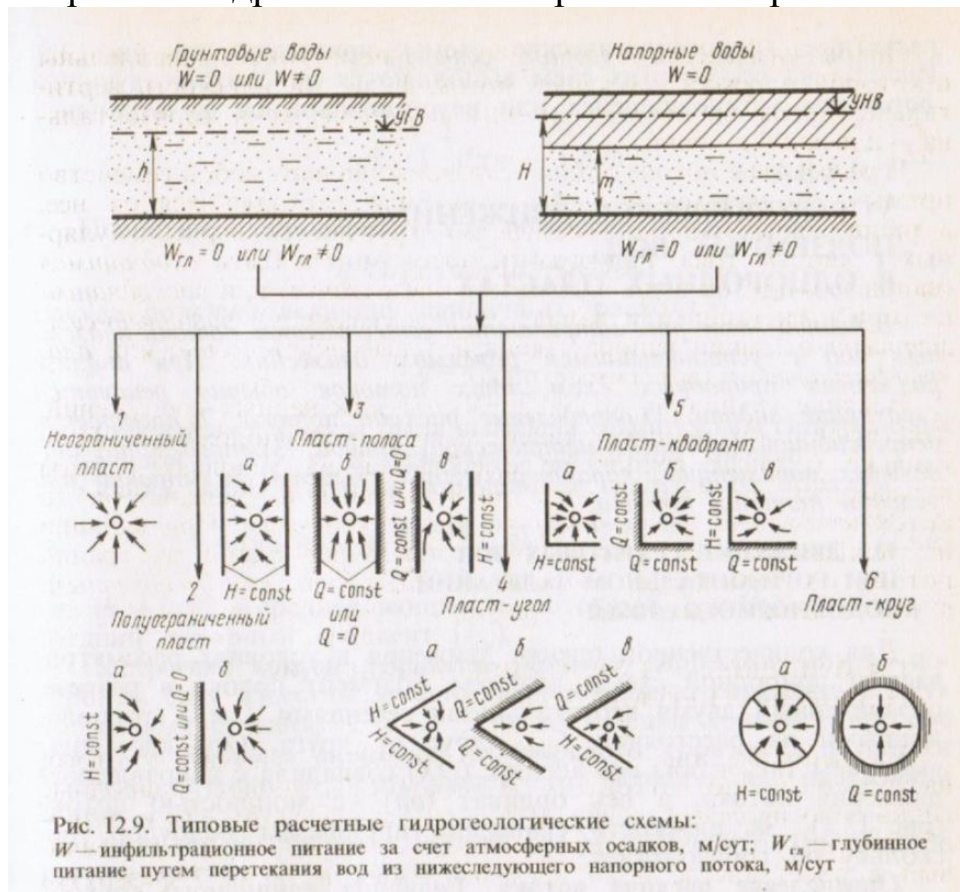
Обычно при оценке условий фильтрации определяется не полный расход потока  $Q$ , а так называемый единичный расход  $q < \text{г. е.}$  расход потока, приходящийся на 1 м его ширины.

## ПРИНЦИПЫ СХЕМАТИЗАЦИИ И ТИПИЗАЦИИ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

Надежность гидрогеологических расчетов зависит от того, насколько полно отражены в исходных данных природные гидрогеологические условия. Ис-

ключительная сложность и разнообразие природных гидрогеологических условий, крайне изменчивый в пространстве и во времени режим питания и разгрузки водоносных горизонтов, неоднородность их фильтрационных свойств и другие факторы обуславливают невозможность более или менее полного их учета, приводят к неизбежной схематизации гидрогеологических условий. *Под схематизацией гидрогеологических условий понимается их обоснованное упрощение в целях получения простого, но достаточно надежного решения.*

После схематизации природных условий они представляются в виде расчетной схемы. При схематизации природных гидрогеологических условий и обосновании расчетных схем необходимо иметь в виду, что область фильтрации подземных вод представляет собой единую физическую область, внутри которой распределение напоров, скоростей фильтрации и расходов подземных вод определяется начальными и граничными условиями на ее границах. От того, насколько правильно и обоснованно будут схематизированы и отражены в расчетной схеме краевые условия, особенности строения области фильтрации, а также другие, оказывающие влияние на фильтрацию факторы, зависят надежность и достоверность гидрогеологических расчетов и прогнозов.



Разнообразие природных гидрогеологических условий, несмотря на всю их сложность, во многих случаях при тщательном анализе можно представить в виде типовых расчетных схем, которые дают возможность применения сравнительно простых методов расчетов. К таким схемам могут быть отнесены следующие:

- 1) неограниченный пласт;
- 2) полуограниченный пласт (пласт, ограниченный одной прямолинейной границей);

3) *пласт-полоса* (пласт, ограниченный двумя прямолинейными параллельными границами);

4) *пласт-угол* (пласт, ограниченный двумя пересекающимися прямолинейными границами);

5) *пласт-квадрант* (пласт, ограниченный двумя прямолинейными границами, пересекающимися под прямым углом);

б) *пласт-круг* (пласт, ограниченный любыми сложными, замкнутыми границами, который по равенству площадей приводится к круговому, например пласт-квадрат, пласт-прямоугольник, пласт-многоугольник и другие схемы).

Типовые расчетные гидрогеологические схемы приведены на рис. 12.9. Расчеты на основе этих схем выполняются по соответствующим формулам установившейся или неуставившейся фильтрации.

### 3. Установившееся движение подземных вод в однородных пластах. Движение напорно-безнапорное и при наличии инфильтрационного питания.

#### ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНОМ ЗАЛЕГАНИИ ВОДОУПОРНОГО ЛОЖА

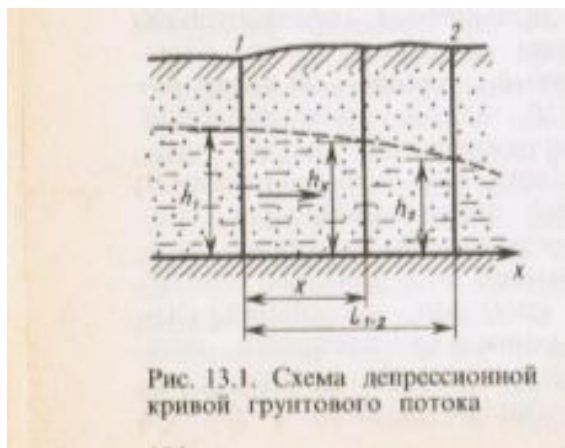


Рис. 13.1. Схема депрессионной кривой грунтового потока

Для количественной оценки движения в условиях рассматриваемой природной схемы возьмем фрагмент потока в разрезе, ограниченный двумя вертикальными сечениями 1 и 2, расположенными на расстоянии  $L_{1,2}$  друг от друга. Оси координат выбираем так, чтобы ось абсцисс ( $Ox$ ) совпадала с направлением движения потока, а ось ординат ( $oh$ ) – с мощностью потока (рис. 13.1). За плоскость сравнения принимаем водоупор, поскольку он горизонтален.

**Определение расхода потока.** Величина единичного расхода грунтового потока  $q$  определяется выражением (12.10):

$$q = kh$$

В дифференциальной форме с учетом величины напорного градиента при горизонтальном водоупоре:

$$q = -kh \frac{dh}{dx}$$

В уравнении сделаем разделение переменных:

$$q/kdx = -hdh, \quad (13.2)$$

Полученная формула была выведена французским гидравликом Ж. Дюпюи в 1857 г. и называется *формулой Дюпюи*.

Общий расход потока определится следующим образом:



$$Q = Bq = Bk \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} = Bk \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}},$$

**Построение кривой депрессии.** Кривую депрессии можно построить, если известны мощности водоносного горизонта в двух поперечных сечениях 1 и 2. Для построения кривой депрессии нужно определить мощность водоносного горизонта в любом третьем сечении  $h_x$ , отстоящем от первого на расстоянии  $x$  (рис. 13.1).

### ДВИЖЕНИЕ НАПОРНЫХ ВОД В ПЛАСТАХ ПОСТОЯННОЙ МОЩНОСТИ

Напорный поток в пласте постоянной мощности характеризуется равномерным движением подземных вод, для которого скорость фильтрации по всем сечениям потока остается постоянной величиной.

**Определение расхода потока.** Дифференциальное уравнение Дююи для данного случая берется в следующем виде:

$$q = -km \frac{dH}{dx}.$$

(13.20)

Разделив переменные ( $H$  и  $x$ ) и проинтегрировав уравнение в пределах от сечения 1 до сечения 2 (рис. 13.3), где  $H$  изменяется, при  $x = 0$  до  $H_2$  при  $x = L_{1-2}$ , получим расчетную формулу:

$$q = km \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}.$$

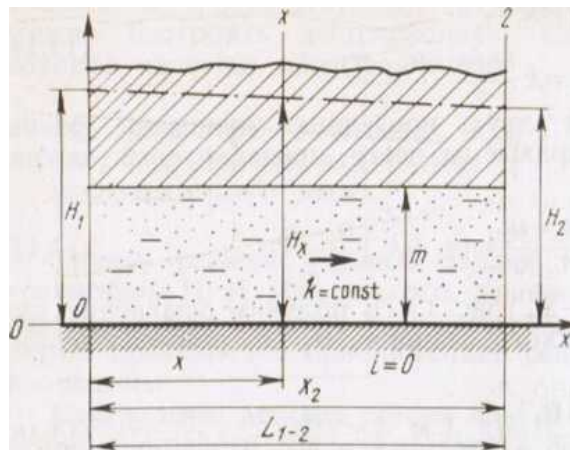


Рис. 13.3. Схема напорного потока в водоносном пласте постоянной мощности

**Построение пьезометрической кривой.** Для построения пьезометрической кривой запишем единичные расходы между сечениями 1–2 и 1– $x$  (рис. 13.3):

$$q_{1-2} = km \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \text{ и } q_{1-x} = km \frac{H_1 - H_x}{x}.$$

(13.22)

В силу неизменности расхода на пути движения потока приравняем в уравнениях (13.22) правые части, сократив их на  $kt$ :

$$\frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} = \frac{H_1 - H_x}{x} \quad (13.23)$$

Решая уравнение (13.23) относительно  $H_x$ , найдем расчетную формулу для построения пьезометрической кривой:

$$H_x = H_1 - \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} x \quad (13.24)$$

Как видно из уравнения (13.24), пьезометрический уровень напорного потока представляет собой прямую линию.

### ДВИЖЕНИЕ НАПОРНЫХ ВОД В ПЛАСТАХ ПЕРЕМЕННОЙ МОЩНОСТИ

В напорных потоках переменной мощности скорость фильтрации по пути движения подземных вод величина переменная, т. е. движение неравномерное, при котором форма пьезометрической поверхности в вертикальном разрезе имеет криволинейный характер.

**Определение расхода потока.** Для определения расхода потока можно воспользоваться приближенной формулой Г. Н. Каменского, выведенной для определения расхода потока грунтовых вод при наклонном залегании водоупора. После замены средней мощности потока  $(m_1 + m_2)/2$  на среднюю мощность напорного потока  $(w_1 + w_2)/2$  формула (13.13) приобретает вид

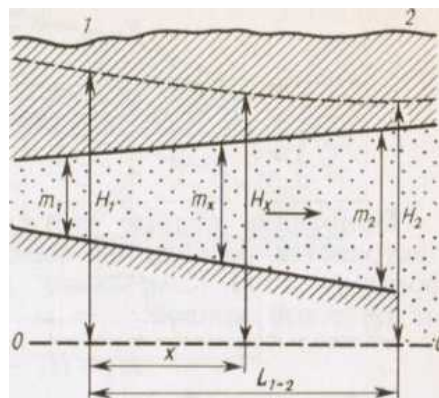


Рис. 13.4. Схема напорного потока в водоносном пласте переменной мощности

Более точное решение определения расхода предложено В. И. Давидовичем и Н. Н. Биндеманом для линейного увеличения или уменьшения мощности по потоку. Для обоих случаев вывод идентичен, поэтому рассмотрим один из них – линейное увеличение мощности по пути движения.

Изменяющаяся мощность пласта (рис. 13.4) может быть выражена следующим образом:

$$m_x = m_1 + \frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}} x$$

Подставляя это выражение мощности потока в уравнение, получим:

$$q = -k \left( m_1 + \frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}} x \right) \frac{dH}{dx}.$$

После разделения переменных и интегрирования от сечения 1 до сечения 2 получим следующее:

$$\int \frac{q}{k \left( m_1 + \frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}} x \right)} dx = \int -dH;$$

$$\frac{q}{k} \left[ \frac{1}{\frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}}} \ln \left( m_1 + \frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}} x \right) \right] + C = -H + C.$$

Перейдя к определенным интегралам, получим:

$$\frac{q L_{1-2}}{k(m_2 - m_1)} (\ln m_2 - \ln m_1) = -(H_2 - H_1),$$

отсюда получим расчетную формулу расхода потока:

$$q = k \frac{m_2 - m_1}{\ln m_2 - \ln m_1} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}.$$

#### 4. Принципы схематизации и типизации геологических условий

*Инфильтрационное питание (инфильтрация)  $W$*  – количество воды, просачивающееся на поверхность грунтовых вод в единицу времени (мм/год, м/сут, м/сут) через единицу площади междуречного массива. Ее интенсивность условно принимается постоянной. Наличие инфильтрационного питания приводит к возникновению на поверхности грунтовых вод подземного водораздела. Движение подземных вод от водораздела направлено в сторону рек, дренирующих подземные воды. Положение водораздела зависит от соотношения уровней воды в реках и интенсивности инфильтрационного питания  $W$ . Обычно водораздел смещается в сторону реки с более высоким уровнем.

Рассмотрим для схемы с горизонтальным залеганием водоупора определение расхода, построение депрессионной кривой, определение параметров  $W$ ,  $k$  и  $I$  и величины смещения водораздела.

**Определение расхода.** Расход грунтового потока в любом сечении междуречного массива при наличии инфильтрации ( $W$ ) выражается формулой:

$$q_x = q_1 + W_x$$

где  $q_x$  – расход грунтового потока в сечении 3, отстоящем от уреза реки  $A$  на расстоянии  $x$  (рис. 13.6);  $q_1$  – расход потока в начальном сечении у уреза реки  $A$ . Расходы  $q_x$  и  $q_1$  считаются положительными, если движение происходит по оси  $x$ , и отрицательными, если – против.

$$q_x = -kh \frac{dh}{dx}$$

Разделив переменные и проинтегрировав уравнение в пределах от начального сечения / до промежуточного сечения 3 (рис. 13.6), получим следующее выражение:

$$-\int_{h_1}^{h_x} h dh = \frac{q_1}{k} \int_0^x dx + \frac{W}{k} \int_0^x x dx;$$

интегрирование дает

$$\frac{h_x^2 - h_1^2}{2} = \frac{q_1}{k} x + \frac{W}{k} \cdot \frac{x^2}{2}, \text{ откуда}$$

$$q_1 = k \frac{h_1^2 - h_x^2}{2x} - \frac{W}{2} x.$$

Обозначим расстояние от начального сечения  $I$  до водораздела грунтовых вод через  $a$ , (рис. 13.6). На водоразделе расход грунтовых вод равен нулю ( $d_x=0$ ). Тогда из формулы (13.47) найдем

$$a_1 = \frac{L_{1-2}}{2} - \frac{k}{W} \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} \right).$$

Таким образом, в зависимости от соотношения уровней воды в реках водораздел грунтовых вод смещается от середины междуречья в сторону той реки, в которой уровень воды выше.

**Построение кривой депрессии.** Для получения уравнения ординат кривой депрессии в любом сечении междуречья нужно подставить в уравнение (13.44) значение расхода  $q_x$ , из формулы (13.46) и решить его относительно  $h_x$ .

Величину  $a_x$  (рис. 13.6,б) можно представить и так:

$$a_1 = \frac{L_{1-2}}{2} - b.$$

Из двух последних уравнений легко определяется величина смещения грунтового водораздела  $b$ :

$$b = \frac{k}{W} \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} \right).$$

## 5. Установившиеся движение подземных вод в однородных пластах. Движение подземных вод в пластах сложного строения. Средний коэффициент фильтрации

**Движение подземных вод по напластованию (параллельно слоям).**

Рассмотрим его на примере безнапорного потока (рис. 14.1).

Единичный расход всего потока в слоистом пласте можно записать как сумму единичных расходов отдельных слоев, т. е.

$$q = q_1 + q_2 + \dots + q_n \quad (14.1)$$

Зная коэффициенты фильтрации отдельных слоев ( $k_1, k_2, \dots, k_n$ ) и их мощности ( $h_1, h_2, \dots, h_n$ ), в соответствии с законом Дарси можно написать:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= k_1 h_1 I; \\ q_2 &= k_2 h_2 I; \\ \dots\dots\dots \\ q_n &= k_n h_n I. \end{aligned} \right\}$$



Рис. 14.1. Движение подземных вод по напластованию:  
 $H_1$  и  $H_2$  — пьезометрические напоры в сечениях 1 и 2; стрелка — линии тока

Складывая левые и правые части приведенных уравнений, получим

$$q = (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) I \tag{14.3}$$

Вместе с тем единичный расход потока  $q$  можно представить в следующем виде:

$$q = k_{cp} h I, \tag{14.4}$$

где  $k_{cp}$  — средний коэффициент фильтрации всего пласта;

$h$  — суммарная мощность всех слоев пласта ;

$I$  — напорный градиент

Приравнявая правые части уравнений 14.3 и 14.4, найдем

$$(k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) I = k_{cp} h I. \tag{14.5}$$

Сократив на  $I$  и решив уравнение (14.5) относительно  $k$ , получим формулу определения среднего значения коэффициента фильтрации для слоистого пласта:

Полученное значение коэффициента фильтрации называется *средневзвешенным по мощности*, а сам коэффициент фильтрации *средним, приведенным или эквивалентным*. Он является показателем водопроницаемости всего комплекса неоднородной толщи.

Подставив в формулу (14.4) значения  $k_{cp}$  (14.6) и  $h$ , найдем формулу единичного расхода потока:

$$q = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} (h_1 + h_2 + \dots + h_n) \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \tag{14.7}$$

или

$$q = (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}. \tag{14.8}$$

Формула (14.8) одинаково применима как к безнапорному, так и напорному потокам. В последнем случае в формуле (14.8) вместо  $h_x, h_2, \dots, h_n$ , пишутся соответствующие мощности напорного потока ( $m_1, m_2, \dots, m_n$ ).

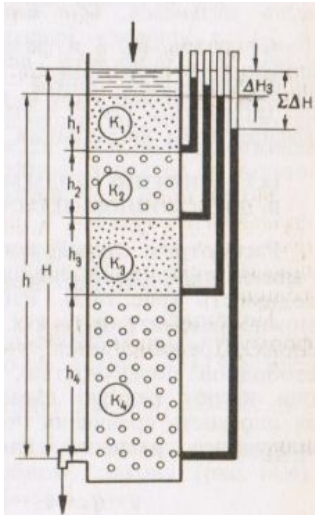


Рис. 14.2. Движение воды сверху вниз, нормально к напластованию:  
 $h_1, h_2, h_3, h_4$  — мощности соответствующих слоев;  $H$  — суммарная мощность всех слоев;  $H$  — величина пьезометрического напора;  $k_1, k_2, k_3, k_4$  — коэффициенты фильтрации пород соответствующих слоев

**Движение подземных вод нормально к напластованию.**  
 При движении воды нормально напластованию для каждого из слоев (рис. 14.2) скорость фильтрации, исходя из закона Дарси, может быть представлена следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \text{для первого слоя} \quad v_1 &= k_1 I_1 = k_1 \frac{\Delta H_1}{h_1}; \\ \text{для второго слоя} \quad v_2 &= k_2 I_2 = k_2 \frac{\Delta H_2}{h_2}; \\ \text{для } n\text{-го слоя} \quad v_n &= k_n I_n = k_n \frac{\Delta H_n}{h_n}, \end{aligned} \right\}$$

где  $k_1, k_2, \dots, k_n$ , коэффициенты фильтрации соответствующих слоев;  $I_1, I_2, \dots, I_n$  напорные градиенты отдельных слоев;  $\Delta H_1, \Delta H_2, \dots, \Delta H_n$  величины падений напора в каждом слое.

Из каждой формулы (14.9) найдем величины падений напора, зная, что при равномерном движении скорость является величиной постоянной, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \text{для первого слоя} \quad \Delta H_1 &= \frac{v h_1}{k_1}; \\ \text{для второго слоя} \quad \Delta H_2 &= \frac{v h_2}{k_2}; \\ \text{для } n\text{-го слоя} \quad \Delta H_n &= \frac{v h_n}{k_n}. \end{aligned} \right\}$$

Определим общее падение напора  $\Delta H$ , суммируя почленно уравнения:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i = v \left( \frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n} \right).$$

Скорость фильтрации по закону Дарси для слоистой толщи равна:

$$v = k_{cp} I = k_{cp} \frac{\Delta H}{h_1 + h_2 + \dots + h_n},$$

где  $k_{cp}$  — средний коэффициент фильтрации.

Подставив значение  $v$  из уравнения (14.12) в уравнение (14.11), получим:

$$\Delta H = k_{cp} \frac{\Delta H}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} \left( \frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n} \right).$$

Из уравнения (14.13) находим среднее значение коэффициента фильтрации ( $A_{cp}$ ):

$$k_{cp} = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}$$

Имея среднее значение коэффициента фильтрации, можно определить величину расхода потока  $Q$ :

$$Q = \omega k_{cp} \frac{\Delta H}{h} = \omega \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \cdot \frac{\Delta H}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \omega \frac{\Delta H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}$$

где  $\omega$  площадь сечения прибора.

Сравнивая значения среднего коэффициента фильтрации при движении потока по напластованию и перпендикулярно к слоям, легко убедиться, что первое значение является максимальным ( $k_{max}$ ), а второе минимальным ( $A_{min}$ ).

## 6. Напорно-безнапорное движение подземных вод, наличие инфильтрационного питания

**Определение расхода потока.** Рассмотрим напорно-безнапорный поток в пласте постоянной мощности при горизонтальном водоупоре (рис. 13.5).

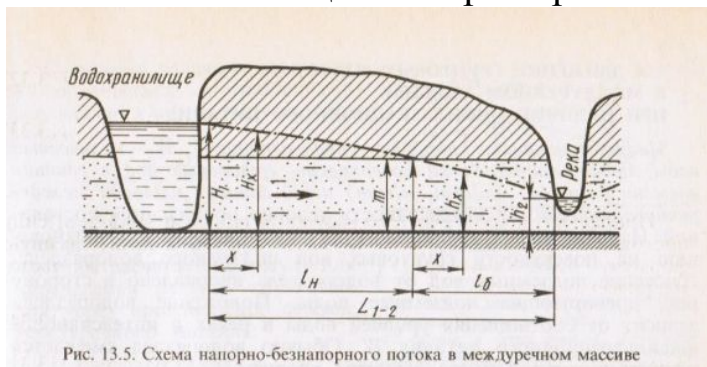


Рис. 13.5. Схема напорно-безнапорного потока в междуречном массиве

На участке напорного потока, где мощность водоносного пласта  $m$ , а следовательно, и скорость величины постоянные, имеет место равномерное движение. Мощность потока на участке безнапорного движения меняется, вызывая изменения скорости потока, что приводит к неравномерному движению.

**Построение депрессионной кривой.** Кривая строится с учетом длин участков напорного и безнапорного потоков  $l_n$  и  $l_b$ . Длина участка напорного движения  $l_n$  определяется по формуле:

$$q_{1-2} = km \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad \text{и} \quad (13.22)$$

$$q_{1-x} = km \frac{H_1 - H_x}{x}$$

Для участка напорного потока на основании формулы пьезометрическая кривая будет иметь вид прямой:

$$\frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} = \frac{H_1 - H_x}{x}$$

Для участка безнапорного потока в соответствии с формулой ордината депрессионной кривой (в данном случае меняющаяся мощность водоносного горизонта  $h_x$ ) определится следующим образом:

$$h_x = \sqrt{m^2 - (m^2 - h_2^2) \frac{x}{l_2}}$$

(буквенные обозначения, входящие в уравнения (13.36) – (13.39), см. рис. 13.5).

**Переход от решений для напорного потока к решениям для безнапорного потока.** Рассмотрим дифференциальные уравнения единичного расхода для потока грунтовых вод и напорного потока:

1) для потока грунтовых вод это уравнение имеет вид

$$q = -kh \frac{dh}{dx} = -k \frac{d}{dx} \left( \frac{h^2}{2} \right),$$

2) для напорного потока уравнение выглядит следующим образом:

$$q = -km \frac{dH}{dx} = -k \frac{d}{dx} (mH).$$

Из приведенных уравнений видно, что для того чтобы перейти от решений для напорного потока к решениям для безнапорного потока, нужно в расчетной формуле заменить  $mH$  величиной

$$mH = h^2 / 2.$$

Данный способ дает возможность переходить от более простых решений для напорного потока к более сложным для подземных потоков со свободной поверхностью.

*Инфильтрационное питание (инфильтрация)  $W$  – количество воды, просачивающееся на поверхность грунтовых вод в единицу времени (мм/год,  $\frac{m}{сут}$ ,  $\frac{m}{сут}$ ) через единицу площади междуречного массива.* Ее интенсивность условно принимается постоянной. Наличие инфильтрационного питания приводит к возникновению на поверхности грунтовых вод подземного водораздела. Движение подземных вод от водораздела направлено в сторону рек, дренирующих подземные воды. Положение водораздела зависит от соотношения уровней воды в реках и интенсивности инфильтрационного питания  $W$ . Обычно водораздел смещается в сторону реки с более высоким уровнем.

Рассмотрим для схемы с горизонтальным залеганием водоупора определение расхода, построение депрессионной кривой, определение параметров и величины смещения водораздела.

**Определение расхода.** Расход грунтового потока в любом сечении междуречного массива при наличии инфильтрации ( $W$ ) выражается формулой

$$q_x = q_1 + Wx,$$



где  $q_x$  – расход грунтового потока в сечении 3, отстоящем от уреза реки  $A$  на расстоянии  $x$  (рис. 13.6);

$q_x$  – расход потока в начальном сечении у уреза реки  $A$ .

Расходы  $q_x$  и  $q_x$  считаются положительными, если движение происходит по оси  $x$ , и отрицательными, если – против.

По уравнению Дюпюи расход грунтового потока равен:

$$q_x = -kh \frac{dh}{dx},$$

Подставляя значение  $q_x$  из уравнения Дюпюи в уравнение  $q_x = -kh \frac{dh}{dx}$ , получим:

$$-kh \frac{dh}{dx} = q_1 + Wx.$$

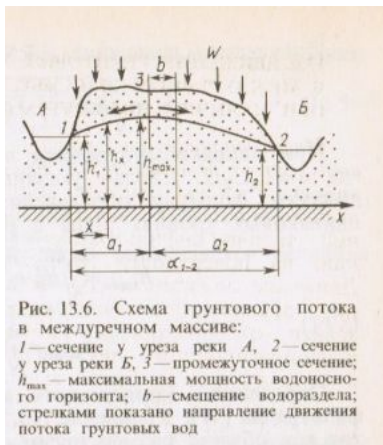
Разделив переменные и проинтегрировав уравнение в пределах от начального сечения / до промежуточного сечения 3 (рис.13.6), получим следующее выражение:

$$-\int_h^{h_x} h dh = \frac{q_1}{k} \int_0^x dx + \frac{W}{k} \int_0^x x dx; \quad (13.43)$$

интегрирование дает

$$\frac{h_x^2 - h_1^2}{2} = \frac{q_1}{k} x + \frac{W}{k} \cdot \frac{x^2}{2}, \quad \text{откуда}$$

$$q_1 = k \frac{h_1^2 - h_x^2}{2x} - \frac{W}{2} x. \quad (13.44)$$



$$q_x = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} - W \left( \frac{L_{1-2}}{2} - x \right). \quad (13.47)$$

Обозначим расстояние от начального сечения  $I$  до водораздела грунтовых вод через  $a$ , (рис. 13.6). На водоразделе расход грунтовых вод равен нулю ( $q_x=0$ ). Тогда из формулы (13.47) найдем

$$k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} - W \left( \frac{L_{1-2}}{2} - a_1 \right) = 0, \text{ откуда}$$

$$a_1 = \frac{L_{1-2}}{2} - \frac{k}{W} \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}}.$$

(13.49)

Из уравнения (13.49) видно, что водораздел грунтовых вод находится на середине междуречья; если  $L_1 > L_2$ , то  $a_1 < L_{1-2}/2$ , т. е. водораздел смещен влево от среднего сечения междуречья. При  $L_1 = L_2$  может наблюдаться частный случай  $a_1 = 0$ . Тогда водораздельное сечение находится на урезе реки  $A$ .

Таким образом, в зависимости от соотношения уровней воды в реках водораздел грунтовых вод смещается от середины междуречья в сторону той реки, в которой уровень воды выше.

**Построение кривой депрессии.** Для получения уравнения ординат кривой депрессии в любом сечении междуречья нужно подставить в уравнение (13.44) значение расхода  $Q$ , из формулы (13.46) и решить его относительно  $h_x$ :

$$-\frac{h_x^2 - h_1^2}{2} = \frac{Q}{k} \left( k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} - W \frac{L_{1-2}}{2} \right) + \frac{W Q x^2}{k L_{1-2}}. \quad (13.50)$$

Открыв скобки и сократив на 2, получим

$$h_x^2 - h_1^2 = \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x - \frac{W L_{1-2}}{k} x + \frac{W}{k} x^2. \quad (13.51)$$

Полученное уравнение (13.51) решается относительно  $h_x$ :

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x + \frac{W}{k} (L_{1-2} - x) x}. \quad (13.52)$$

При одинаковых уровнях воды в реках  $h_1 = h_2 = h_p$ , а  $x = a$ , где  $a = L_{1-2}/2$ . Сделав указанные замены в уравнении (13.52), получим формулу определения максимальной мощности при одинаковых уровнях воды в реках:

$$h_{\max} = \sqrt{h_p^2 + \frac{W}{k} (2a - a) a} \quad \text{или} \quad (13.53)$$

$$h_{\max} = \sqrt{h_p^2 + \frac{W}{k} a^2}. \quad (13.54)$$

Определение комплексного параметра и величины инфильтрации. Уравнение (13.52) не всегда можно использовать, так как обычно размер инфильтрации бывает неизвестен. Кроме того, иногда трудно определить среднее значение коэффициента фильтрации для всего междуречного массива. Поэтому, чтобы избежать этих трудностей, определяют величину  $W/k$ . Для этого необходимо иметь три скважины на междуречье. Тогда, заменив в уравнении

$$h_3 = \sqrt{h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x + \frac{W}{k} (L_{1-2} - x) x}. \quad (13.55)$$

Затем решаем уравнение относительно  $W/k$ :

$$\frac{W}{k} = \frac{h_3^2 - h_1^2}{(L_{1-2} - x) x} + \frac{h_1^2 - h_2^2}{(L_{1-2} - x) L_{1-2}}. \quad (13.56)$$

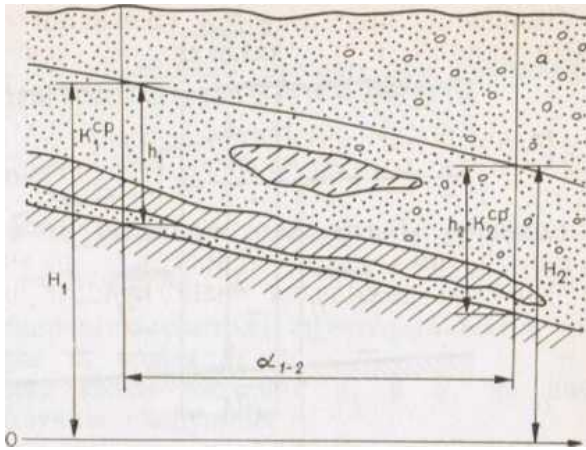
Величину  $a_x$  (рис. 13.6,6) можно представить и так:

$$a_1 = \frac{L_{1-2}}{2} - b.$$

Из двух последних уравнений легко определяется величина смещения грунтового водораздела  $B$ :

$$b = \frac{k}{W} \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} \right). \quad (13.61)$$

## 7. Движение подземных вод в пластах сложного строения



Для наиболее общего случая неоднородного строения водоносного пласта, когда изменение водопроницаемости совершается одновременно и в горизонтально, и в вертикальном направлениях, может быть использована приближенная формула расхода потока Г. Н. Каменского. Уравнение Дюпюи для данного случая записывается в следующем виде:

$$q = -k_{cp} h \frac{dH}{dx},$$

где  $A_{cp}$  средний коэффициент фильтрации пласта (при  $A$ , изменяющемся в вертикальном и в горизонтальном направлениях).

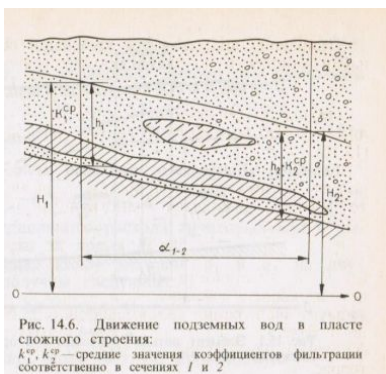
Произведение среднего коэффициента фильтрации на мощность пласта принимается за новую переменную, равную ее функции от напора:

$$k_{cp} h = f(H). \quad (14.40)$$

Введем новую переменную в уравнение. Движение подземных вод в пласте:

$$q dx = -f(H) dH.$$

Пользуясь теоремой о средней, проинтегрируем уравнение от сечения 1 до сечения 2 (рис. 14.6):



$$q(x_2 - x_1) = f(H_m)(H_1 - H_2).$$

Величина может быть приближенно принята равной среднему арифметическому:

$$f(H_m) = \frac{k_1^{cp} h_1 + k_2^{cp} h_2}{2}.$$

Подставим среднее значение  $f(H_m)$  в уравнение (14.42). Зная, что  $x_2 - x_1 = L_{1-2}$ , получим формулу единичного расхода грунтового потока сложного строения:

$$q = [(k_1^{cp} h_1 + k_2^{cp} h_2)/2] [(H_1 - H_2)/L_{1-2}].$$

Эта формула может быть использована и для напорного потока с предварительной заменой  $l_1$  и  $h_2$  соответственно на  $m_1$  и  $m_2$ .

## 8. Определение среднего коэффициента фильтрации многослойного пласта

Рассмотрим случай, когда водоносный пласт состоит из двух горизонтально залегающих слоев, имеющих различную водопроницаемость (рис. 14.3). Расход всего потока в любом сечении можно рассматривать как сумму расходов в верхнем и нижнем слоях. Предполагается, что в верхнем слое находится поток со свободной поверхностью, а в нижнем – напорный поток, оба они имеют единую пьезометрическую поверхность. Принимая за плоскость сравнения подошву верхнего слоя, можно написать следующее уравнение единичного расхода потока  $q$ :

$$q = q_1 + q_2 = \left( -k_1 m_1 \frac{dh}{dx} \right) + \left( -k_2 h \frac{dh}{dx} \right),$$

где  $q_x$  – единичный расход напорного потока в нижнем слое,  $q_2$  – единичный расход грунтового потока в верхнем слое.

Разделив в уравнении (14.16) переменные и проинтегрировав его в пределах от сечения 1 до сечения 2, получим:

$$\int_{x_1}^{x_2} q dx = \int_{h_1}^{h_2} -k_1 m_1 dh - \int_{h_1}^{h_2} k_2 h dh \text{ и далее}$$

$$q(x_2 - x_1) = k_1 m_1 (h_1 - h_2) + k_2 \frac{h_1^2 - h_2^2}{2}. \quad (14.18)$$

Приравняв  $x_2 - x_1 = L_{1-2}$ , получим расчетную формулу единичного расхода потока:

$$q = k_1 m_1 \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}} + k_2 \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}}. \quad (14.19)$$

Уравнение (14.19) применимо и для пласта, состоящего из трех слоев и более. В этом случае  $h_x$  и  $h_{2/2}$  являются мощностями верхнего слоя в сечениях 1 и 2, а  $m_x$  – суммарная мощность всех остальных нижележащих слоев; вместо величины  $A'$ , следует принять средневзвешенное по мощности значение коэффициента фильтрации для всех слоев, кроме верхнего,  $k$ . Величина  $A_{cp}$  определяется по формуле (14.6)

Формула (14.19) обоснована при сравнительно небольшом отношении коэффициентов фильтрации  $\{k/k_2 \ll 1\}$ . При увеличении отношения  $A'/A_2$  точность

определения по этой формуле снижается. Если отношение  $k_2/k_1$  достигает 100 и более, движение в двухслойной толще приобретает сложный характер и пользоваться формулой (14.19) не рекомендуется.

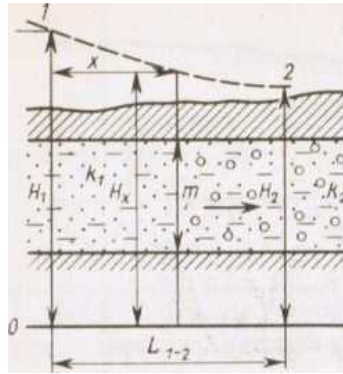


Рис. 14.4. Движение напорных вод в водоносном пласте с постепенным увеличением водопроницаемости по направлению потока

Запишем единичный расход напорного потока по уравнению Дюпюи:

$$q = -k_x m \frac{dH}{dx}.$$

Подставляя в это уравнение значение  $k$  из уравнения (14.20), получим  
Разделив переменные и проинтегрировав, найдем следующее:

$$\int_0^{L_{1-2}} \frac{q}{m} \cdot \frac{dx}{k_1 + \frac{k_2 - k_1}{L_{1-2}} x} = \int_{H_1}^{H_2} -dH$$

и далее

$$\frac{q}{m} \cdot \frac{L_{1-2}}{k_2 - k_1} (\ln k_2 - \ln k_1) = H_1 - H_2.$$

Решая полученное уравнение относительно  $q$ , получим формулу единичного расхода напорного потока

$$q = \frac{k_2 - k_1}{\ln k_2 - \ln k_1} m \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}.$$

Для грунтовых вод единичный расход потока определяется по аналогичному уравнению:

Уравнения ординаты пьезометрической кривой можно получить из сопоставления расхода потока между сечениями 1 – 2 и / – .V. В конечном виде эти уравнения запишутся следующим образом:

$$\text{для напорных вод } H_x = H_1 - \frac{k_2 - k_1}{k_x - k_1} \frac{\ln k_x - \ln k_1}{\ln k_2 - \ln k_1} \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} x; \quad (14.27)$$

$$\text{для грунтовых вод } h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{k_2 - k_1}{k_x - k_1} \frac{\ln k_x - \ln k_1}{\ln k_2 - \ln k_1} \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x}. \quad (14.28)$$

## 9. Не установившееся движение подземных вод. Уравнение в конечных разностях, применение его при решении гидрогеологических задач.

Уравнение французского гидравлика Ж. Буссинеска основное дифференциальное уравнение неустановившегося движения подземных вод. Его вывод для одномерного потока дается ниже.

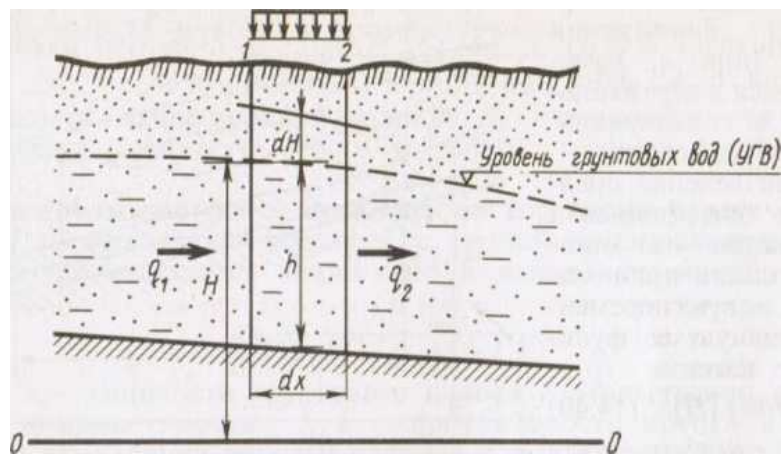


Рис. 15.1. Элемент потока грунтовых вод при неустановившемся движении

В элемент фильтрационного потока, ограниченного сечениями 1 и 2 (рис. 15.1), происходит за время  $dt$  поступление воды за счет бокового притока через сечение 1, равное  $q_x dt$ , и инфильтрация, которая составляет  $W dx dt$ . Отток воды, происходящий через сечение 2, равен  $q_2 dt$ . Общее изменение объема воды в выделенном элементе потока за время  $dt$  ( $dV$ ) составит:

$$dV = (q_x + W dx - q_2) dt. \quad (15.1)$$

Этот же объем  $dV$  можно выразить и так:

$$dV = \mu dx dh, \quad (15.2)$$

где  $\mu$  – водоотдача (при понижении уровня грунтовых вод) или недостаток насыщения (при повышении этого уровня);

$dh$  – изменение напора в выделенном элементе потока за время  $dt$ ;

$dx$  – длина выделенного участка.

Поскольку рассматриваются единичные расходы ( $q_x$  и  $q_2$ ), ширина потока принимается равной единице.

Из теории дифференциалов известно, что полный дифференциал может быть выражен через частную производную:

$$dh = \mu dx \frac{dh}{dt}. \quad (15.3)$$

Приравняем правые части уравнений (15.1) и (15.2), выразив  $dh$  в уравнении (15.2) через частную производную:

$$(\mu q_x + W dx - q_2) dt = \mu dx \frac{dh}{dt}. \quad (15.4)$$

Решим полученное уравнение (15.4) относительно частной производной  $\frac{dh}{dt}$ :

$$\frac{dh}{dt} = \frac{(\mu q_x + W dx - q_2)}{\mu dx}. \quad (15.5)$$

Единичный расход  $q_x$  по уравнению Дюпюи при наклонном залегании водоупора равен:

$$q_x = -kh \frac{dh}{dx}. \quad (15.6)$$

Величина  $q_2$  может быть выражена следующим образом:

$$q_2 = q_x + dq_x, \quad (15.7)$$

где  $dq_x$  – приращение единичного расхода грунтовых вод в выделенном элементе потока за время  $dt$ .

Подставив в уравнение (15.5) значения  $q_l$  и  $q_2$  из двух последних уравнений, получим следующее:

$$\frac{dq_x}{dt} = -h \frac{\partial h}{\partial x} + K. \quad (15.8)$$

Выразим величину  $dq_x$  через частную производную:

$$dq_x = -h \frac{\partial h}{\partial x} dx. \quad (15.9)$$

ОХ

Заменяв в уравнении (15.8)  $dq_x$ , а затем  $q_x$  их значениями из уравнений (15.9 и 15.6), получим

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( kh \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{W}{\mu}, \text{ откуда}$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{W}{\mu}.$$

Полученное уравнение является уравнением Буссинеска при наклонном залегании водоупора. Если же водоупор горизонтален, последнее уравнение примет вид

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{W}{\mu}.$$

Уравнение Буссинеска – нелинейное дифференциальное уравнение, которое не имеет точных решений для реальных условий. Решения этого уравнения основаны на его линеаризации путем осреднения мощности потока. Есть несколько способов линеаризации уравнения Буссинеска. На одном из них, предложенном Буссинеском, мы остановимся.

Мощность потока  $h$  в первой части уравнения (15.12) заменяется постоянной величиной, равной средней мощности потока ( $h_{cp}$ ). Вынося  $L_{cp}$  за знак дифференциала и обозначив величину  $kh_{cp}L_{cp}$  через  $a$ , получим следующее уравнение:

где  $a$  — коэффициент уровнепроводности.

Если величина инфильтрации равна нулю, то уравнение (15.13) примет вид

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{W}{\mu},$$

Уравнение (15.14)

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a \frac{\partial^2 h}{\partial x^2},$$

аналогично уравнению Фурье, которое широко используется в теории теплопроводности, где оно имеет ряд решений при определенных условиях (в стержне неограниченных размеров; в стержне, ограниченном с одного конца, и

в стержне, ограниченном с обоих концов). Соответственно в динамике подземных вод рассматриваются три случая неустановившегося движения: в неограниченном, полуограниченном и ограниченном потоках.

Уравнения (15.13) и (15.14) могут использоваться и для неустановившегося движения напорных вод. Для этого коэффициент уровнепроводности  $a$  заменяют коэффициентом пьезопроводности  $k$ .

Линеаризация уравнения Ж. Буссинеска для двухмерного в плане потока подробно рассмотрена В. М. Шестаковым (1979).

В методе конечных разностей время и пространство разбиваются на элементы, которые являются аналогами бесконечно малых величин, входящих в дифференциальные уравнения. Решение уравнений в конечных разностях, как же как и при выводе уравнения Буссинеска, основано на рассмотрении баланса воды в выделяемом элементе потока. Г. Н. Каменским выведены уравнения для одномерного и двухмерного потоков грунтовых вод при неустановившемся движении.

Вывод уравнения для одномерного потока рассматривается по несколько упрощенной схеме, которая дана П. П. Климентовым и В. М. Кононовым (1985), а уравнение для двухмерного потока приводится без вывода.

Одномерный поток грунтовых вод. В одномерном потоке выделяются три сечения (1, 2, 3). Сечение 2 проходит через точку перегиба водоупора на границе слоев с различной водопроницаемостью ( $A'_{1-2}$  и  $A_{2-3}$ ). Посредине между этими сечениями проводятся промежуточные сечения  $M$  и  $N$ , которые ограничивают элемент фильтрационного потока длиной  $(l_{1-2} - h + z)D$  (Рис. 15.2). Рассмотрим баланс воды в выделенном элементе потока.

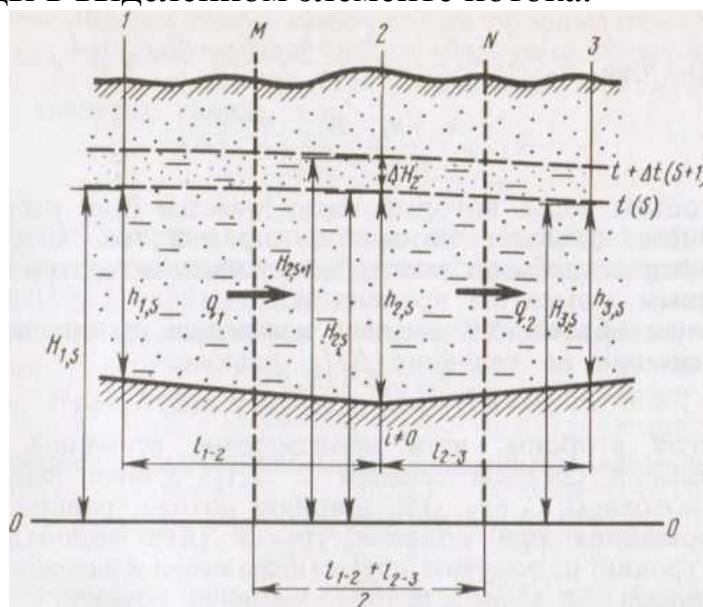


Рис. 15.2. Схема к уравнению неустановившейся фильтрации грунтовых вод в конечных разностях для плоского потока

В указанный элемент потока через сечение  $M$  поступает вода с единичным расходом  $Q_x$ , который по приближенной формуле Г. Н. Каменского равен:

$$q_1 = k_{1-2} \frac{h_{1,5} + h_{2,5}}{2} \cdot \frac{H_{1,5} - H_{2,5}}{l_{1-2}},$$



где  $H_{1s}, H_{2s}$  и  $H_{3s}$  — мощности потока  $H$  и напоры  $H$  соответственно в первом и втором сечениях в начальный момент времени  $s$ .

Кроме того, в выделенный элемент потока поступает вода за счет инфильтрации через зону аэрации ( $q_{\text{инф}}$ ):

$$q_{\text{инф}} = W \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} \cdot 1,$$

Отрицательным элементом баланса является единичный расход потока через сечение  $N Q_2$ , который равен:

$$q_2 = k_{2-3} \frac{h_{2,s} + h_{3,s}}{2} \cdot \frac{H_{2,s} - H_{3,s}}{l_{2-3}},$$

где  $H_{2s}, H_{3s}$  и  $H_{2s}, H_{3s}$  — мощности потока  $H$  и напоры соответственно в сечениях 2 и 3 в начальный момент времени  $s$ .

Баланс воды за время  $\Delta t$  в выделенном элементе потока равен алгебраической сумме единичных расходов поступающей и вытекающей воды, умноженной на время  $\Delta t$ :

$$\Delta V = (q_1 + q_{\text{инф}} - q_2) \Delta t = \left( k_{1-2} \frac{h_{1,s} + h_{2,s}}{2} \cdot \frac{H_{1,s} - H_{2,s}}{l_{1-2}} + W \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} - k_{2-3} \frac{h_{2,s} + h_{3,s}}{2} \cdot \frac{H_{2,s} - H_{3,s}}{l_{2-3}} \right) \Delta t, \quad (15.18)$$

где  $\Delta V$  — объем воды, который накапливается (или расходуется) в выбранном элементе потока за промежуток времени  $\Delta t$ ;  $\Delta t$  промежуток времени между начальным моментом времени  $s$  и конечным моментом времени  $s + \Delta t$ .

Изменение объема  $\Delta V$  вызовет изменение напора в среднем (втором) сечении на величину  $\Delta H_2$ , равную:

$$\Delta H_2 = H_{2,s+\Delta t} - H_{2,s}. \quad (15.19)$$

С другой стороны, взяв произведение величины подъема уровня воды в среднем сечении  $\Delta H_2$  на длину выделенного элемента потока  $(l_{1-2} + l_{2-3})/2$ , ширины потока, равной  $1$ , недостатка насыщения при подъеме уровня (или водоотдачи при снижении уровня)  $\mu$ , получим другое выражение изменения объема воды за время  $\Delta t$  в выделенном элементе потока:

$$\Delta V = (H_{2,s+\Delta t} - H_{2,s}) \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} \cdot 1 \cdot \mu. \quad (15.20)$$

Приравняв правые части уравнений (15.18) и (15.20) и решая его относительно  $(H_{2,s+\Delta t} - H_{2,s})$ , найдем

$$H_{2,s+\Delta t} - H_{2,s} = \frac{\Delta t}{\mu \left( \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} \right)} \left( k_{1-2} \frac{h_{1,s} + h_{2,s}}{2} \cdot \frac{H_{1,s} - H_{2,s}}{l_{1-2}} - k_{2-3} \frac{h_{2,s} + h_{3,s}}{2} \cdot \frac{H_{2,s} - H_{3,s}}{l_{2-3}} \right) + \frac{W}{\mu} \Delta t. \quad (15.21)$$

При упрощении водовмещающая толща принимается однородной расстояния между сечениями берутся одинаковыми ( $l_{1-2} = l_{2-3} = \Delta x$ ), делается допущение, что мощности на соседних участках равны, т. е.

$$\frac{h_{1,s} + h_{2,s}}{2} \approx \frac{h_{2,s} + h_{3,s}}{2} \approx h_{\text{ср}},$$

Последнее допущение возможно при значительной мощности потока. После упрощения и некоторых преобразований уравнения (15.21) и (15.22) примут вид:

для потока с наклонным залеганием водоупора

$$H_{2,s+1} - H_{2,s} = \frac{2kh_{cp}\Delta t}{\mu\Delta x^2} \left( \frac{H_{1,s} + H_{3,s}}{2} - H_{2,s} \right) + \frac{W}{\mu} \Delta t; \quad (15.23)$$

для потока с горизонтальным залеганием водоупора

$$h_{2,s+1} - h_{2,s} = \frac{2kh_{cp}\Delta t}{\mu\Delta x^2} \left( \frac{h_{1,s} + h_{3,s}}{2} - h_{2,s} \right) + \frac{W}{\mu} \Delta t. \quad (15.24)$$

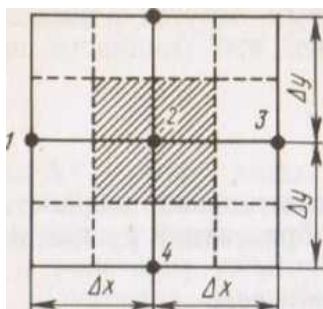


Рис. 15.3. Схема к уравнению неустановившейся фильтрации грунтовых вод в конечных разностях для двухмерного потока (заштрихован элемент потока для рассмотрения водного баланса)

Грунтовых вод не через два сечения, а через четыре боковые грани элемента потока и зону аэрации (рис. 15.3).

Выразив мощность потока средней величиной  $h_{cp}$  и приняв расстояния по осям  $x$  и  $y$  одинаковыми ( $\Delta x = \Delta y = \Delta l$ ), получим для данного случая следующее уравнение:

для потока с наклонным залеганием водоупора

$$H_{2,s+1} = \frac{H_{1,s} + H_{3,s}}{2} + \frac{W}{\mu} \Delta t; \quad (15.27)$$

для потока с горизонтальным водоупором

$$h_{2,s+1} = \frac{h_{1,s} + h_{3,s}}{2} + \frac{W}{\mu} \Delta t. \quad (15.28)$$

Приравняв безразмерный модуль единицы, найдем расчетную формулу в конечных разностях для двухмерного потока при наклонном залегании водоупора:

$$H_{2,s+1} = \frac{H_{1,s} + H_{3,s} + H_{4,s} + H_{5,s}}{4} + \frac{W}{\mu} \Delta t. \quad (15.30)$$

При горизонтальном водоупоре формула примет вид

$$h_{2,s+1} = \frac{h_{1,s} + h_{3,s} + h_{4,s} + h_{5,s}}{4} + \frac{W}{\mu} \Delta t. \quad (15.31)$$

Величина инфильтрации переменная во времени и для ее определения необходимо иметь годичный цикл наблюдений по створу из трех скважин, расположенных по потоку.

**Прогноз изменений уровня грунтовых вод при подъеме (или спаде) уровня воды в водохранилище.** Для прогноза изменений уровня грунтовых вод около водохранилища берут гидрогеологический поперечник, располагающийся перпендикулярно к берегу водохранилища. В зависимости от требуемой детальности расчета задаются интервалами времени  $\Delta t$ . Приравняв единице безразмерный модуль  $2A/h_{cp}A/\mu\Delta x^2$  в уравнении (15.23) или (15.24), находят значение  $A.v$  по формуле (15.26).

Гидрогеологический поперечник, по которому намечен расчет изменений

уровня грунтовых вод, делится расчетными сечениями на равные участки длиной  $\Delta x$ . Расстояние между урезом водохранилища и первым расчетным сечением делится пополам нулевым расчетным сечением. Это необходимо для уменьшения ошибки при расчете уровня в береговой зоне.

Начальные уровни в выбранных сечениях вычисляют по уравнению кривой депрессии для установившегося движения:

$$h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x + \frac{W}{k} (L_{1-2} - x) x \quad (15.34)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — мощности водоносного горизонта в пробуренных на гидрогеологическом поперечнике скважинах выше ( $h_1$ ) и ниже ( $h_2$ ) расчетного сечения;  $L_{1-2}$  — расстояние между скважинами, где мощности потока равны  $h_1$  и  $h_2$ ;  $x$  — расстояние от верхней по потоку скважины с мощностью  $h_1$  до искомого сечения.

По уравнению (15.27) или (15.28) определяют искомые величины —  $h_{2,5+1}^{н\text{ч}}$  на конец первого интервала времени  $\Delta t$ , для четных сечений (0, 2, 4, 6 и т. д.), приняв за исходные величины известные напоры или мощности воды в смежных нечетных сечениях (урез водохранилища, 1, 3, 5 и т. д.) на начальный момент времени  $t$ .

Затем переходят к расчетам уровней для второго интервала времени  $\Delta t_2$  в нечетных сечениях (1, 3, 5 и т. д.), принимая за исходные величины вычисленные напоры или мощности на конец первого интервала времени  $\Delta t$ , в четных сечениях (0, 2, 6 и т. д.).

Аналогично проводят расчеты напоров или мощностей для интервалов времени  $\Delta t_3, \Delta t_4, \Delta t_5$  и т. д. Иногда для ускорения расчетов их ведут через  $2\Delta t$ , находят на нечетные моменты времени уровни в нечетных сечениях, на четные моменты времени — в четных. Для получения плавных кривых в промежуточных узлах уровни определяются интерполяцией (И. К. Гавич, 1988).

При проведении расчетов следует иметь в виду, что напор или мощность уреза водохранилища изменяется во времени по заданному гидрографу водохранилища, т. е. учитывают его сработку и паводки.

Закончив расчеты, строят на гидрогеологическом профиле депрессионные кривые. Имея расчеты для нескольких профилей, можно составлять прогнозные карты гидроизогипс на определенные интервалы времени.

**Расчет годового баланса грунтовых вод.** В условиях одномерного потока уравнение в конечных разностях для выражения баланса грунтовых вод имеет вид

$$\mu \Delta H = \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t \mp W \Delta t,$$

Для двухмерного в плане потока уравнение водного баланса записывается следующим образом:

$$\mu \Delta H = \frac{\Delta Q}{m} \Delta t \pm W \Delta t,$$

Для изучения баланса грунтовых вод выбирают балансовые участки, наиболее полно отражающие характерные особенности изучаемой территории. Расчеты ведут по балансовым участкам на основе годовых наблюдений за изменениями уровня воды в трех смежных скважинах (при одномерном потоке) или в пяти скважинах, расположенных в виде конверта (при двухмерном потоке). Кроме того, необходимы данные о недостатке насыщения (водоотдаче) и об интенсивности инфильтрации.

Цикл наблюдений за год (или любой другой период) за режимом грунтовых вод по центральной скважине делят на отдельные периоды  $\Delta t$ , в течение которых наблюдался подъем или спад уровня грунтовых вод. Для выделенных периодов по уравнению (15.35) или (15.36) определяют разность между боковым притоком и оттоком грунтовых вод, отнесенную к единице длины участка или к его площади величины для отдельных периодов могут быть как положительными, так и отрицательными. Затем для тех же периодов  $\Delta t$  определяют инфильтрационное питание, равное  $W\Delta t$ , которое может быть величиной положительной (при накоплении воды за счет инфильтрации) или отрицательной (при убыли воды путем испарения с поверхности грунтовых вод).

Баланс грунтовых вод получают суммированием за рассматриваемый период отдельных элементов баланса. Для одномерного потока это выражается следующей формулой:

$$\sum \mu \Delta H = \sum_1 \left( + \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t \right) + \sum_2 \left( - \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t \right) + \sum_3 (+W\Delta t) + \sum_4 (-W\Delta t),$$

Для двухмерного в плане потока формула аналогична. В ней выражение заменяется выражением.

## 10. Подпор грунтовых вод. Стационарный и неустановившийся подпор грунтовых вод. Учет сопротивления ложа рек и водохранилищ

*Под подпором подземных вод понимают повышение их уровня под влиянием естественных или искусственных факторов.* Он возникает при подъеме уровня воды в реках после строительства плотин и создания водохранилищ, на орошаемых территориях при интенсивных поливах, при фильтрации воды из каналов, а также при паводках в реках, морских приливах, т. е. в результате воздействия как искусственных, так и естественных факторов. При подпоре может произойти подтопление населенных пунктов, промышленных предприятий, сельскохозяйственных угодий, развитие нежелательных физико-геологических явлений и т. д.

Рассмотрим подпор грунтовых вод, обусловленный изменениями уровня воды в поверхностных водотоках и водоемах.

В период формирования подпора происходит непрерывное повышение уровня грунтовых вод на территории, примыкающей к водохранилищу, а иногда и в пределах всего междуречья. Скорость повышения уровня уменьшается во времени. Пределом является так называемое *стационарное положение кривой депрессии*, при котором изменение уровней практически прекращается. В

этом случае *подпор называется стационарным или установившимся*. Стационарный подпор характеризуется постоянством расхода потока грунтовых вод во времени. *Подпор, в период формирования которого происходит непрерывное повышение уровня грунтовых вод, называется неустановившимся*.

Максимальный уровень в поверхностных водоемах или водотоках при подпоре называется *нормальным подпертым горизонтом (НПГ)*. В природных условиях подпор грунтовых вод осложняется колебанием уровня в поверхностных водоемах или водотоках за счет сработки уровня в водохранилище, паводков и других причин.

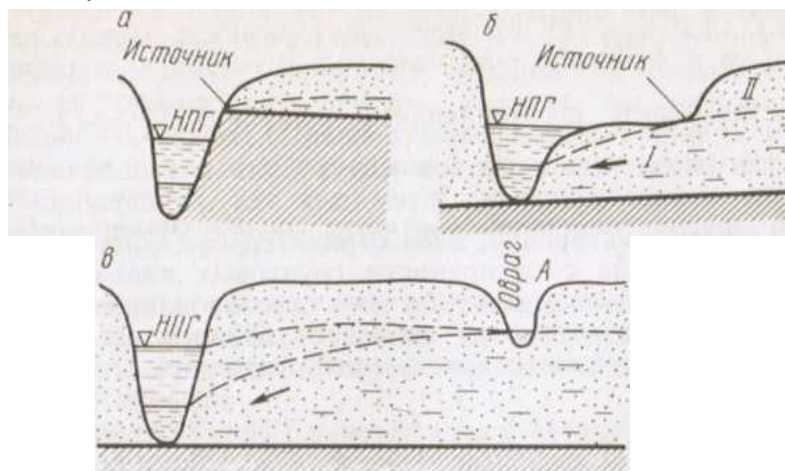


Рис. 16.1. Схемы, исключающие или ограничивающие развитие подпора грунтовых вод: *а* склон долины сложен водоупорными породами; *б* выход источников на склоне долины; *в* ограничение развития подпора оврагом; *НПГ* нормальный подпертый горизонт, *А* овраг

Методы расчета подпора грунтовых вод в зависимости от сложности гидрогеологических условий и характера решаемых задач могут быть самыми различными. В простых гидрогеологических условиях расчеты подпора выполняются на основе аналитических решений по формулам установившейся и неустановившейся фильтрации. В сложных гидрогеологических условиях эти расчеты производятся в основном с помощью моделирования либо с применением уравнений в конечных разностях (численные методы). В некоторых случаях вопросы подпора грунтовых вод могут решаться на основе данных о геологическом строении и гидрогеологических условиях участка, без проведения каких-либо гидрогеологических расчетов (рис. 16.1).

Известно, что подпор грунтовых вод не может быть больше, чем подъем уровня в водохранилище или реке. Это положение может быть иногда использовано для доказательства невозможности подтопления того или иного участка.

Расчеты подпора делают по поперечникам, ориентированным перпендикулярно берегу водохранилища по правилу «от сечения к сечению»: определив подпор в ближайшем от водохранилища сечении, рассматривают затем это сечение как начальное для расчета подпора в более удаленном сечении и т. д. На основе выполненных расчетов по поперечникам строятся депрессионные кривые на определенные моменты времени или составляются прогнозные карты гидроизогипс.

## ПОДПОР ГРУНТОВЫХ ВОД В УСЛОВИЯХ УСТАНОВИВШЕЙСЯ ФИЛЬТРАЦИИ

В условиях установившейся фильтрации подпор грунтовых вод является стационарным. Рассмотрим случаи стационарного подпора грунтовых вод для однородной и неоднородной водоносных толщ, с горизонтальным и наклонным залеганием водоупора, а также подпор в радиальном потоке.

**Стационарный подпор в однородных пластах с горизонтальным залеганием водоупора.** Наиболее общим является случай, при котором подпор происходит на обеих границах потока. При этом необходимо построить депрессионную кривую после подпора (рис. 16.2). Положение депрессионной кривой в междуречном массиве с учетом величины инфильтрации до подпора может быть определено уравнением (13.53):

По аналогии можно написать уравнение депрессионной кривой грунтовых вод после подпора в реках *A* и *Б*:

Вычтем из второго уравнения первое и, сделав некоторые преобразования, получим следующее уравнение:

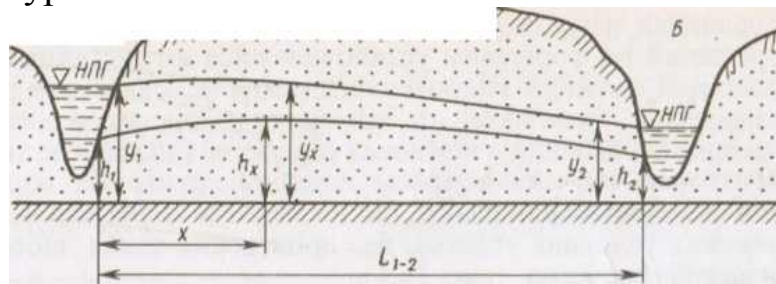


Рис. 16.2. Схема подпора грунтовых вод в междуречном массиве:  $L_{1-2}$ ,  $A_2$ ,  $h_x$  — мощности водоносного горизонта до подпора;  $y_1$  и  $y_2$ ,  $y_x$  — мощности водоносного горизонта после подпора;  $L_{1-2}$  — расстояние между урезами рек *A* и *Б*;  $x$  — расстояние от уреза реки *A* до промежуточного сечения

(буквенные обозначения см. на рис. 16.2)

Формула (16.2) — уравнение для построения депрессионной кривой в междуречном массиве при подпоре на обеих границах. Когда подпор имеет место только в одной реке (например, в реке *A*, рис. 16.2), расчетная формула упрощается:

$$y_x = \sqrt{h_x^2 + y_1^2 - h_1^2}.$$

Если междуречье имеет очень большую протяженность по сравнению с зоной подпора, то по предложению Н. Н. Биндемана можно допустить, что при  $L_{1-2} > 10$ , можно принять выражение  $(L_{1-2} - x)/L_{1-2}$  примерно равным единице. В этом случае уравнение (16.3) примет вид

$$y_x = \sqrt{h_x^2 + y_1^2 - h_1^2}.$$

Задавая значения  $x$ , по указанным выше формулам определяют величину  $y_x$ , и строят депрессионную кривую грунтовых вод после подпора.

**Стационарный подпор в однородных пластах с наклонным водоупором.** Существует довольно много формул для определения подпора при на-

клонном залегании водоупора. Рассмотрим приближенные формулы Г. Н. Каменского, который рассматривает расходы потока до и после подпора (рис. 16.3). Единичный расход грунтового потока с наклонным залеганием водоупора до подпора определяется по формуле:

$$q = k \frac{h_2 + h_1}{2} \frac{H_2 - H_1}{L_{1-2}}$$

Аналогичное уравнение единичного расхода после подпора будет иметь вид

Приравняв правые части уравнений (16.5 и 16.6), получим

$$\begin{aligned} (h_2 + h_1)(H_2 - H_1) &= \\ &= [(h_2 + z_2) + (h_1 + z_1)] \times \\ &\times [(H_2 + z_1) - (H_1 + z_1)]. \end{aligned} \quad (16.7)$$

$$q = k \frac{(h_2 + z_2) + (h_1 + z_1)}{2} \cdot \frac{(H_2 + z_2) - (H_1 + z_1)}{L_{1-2}} \quad (16.6)$$

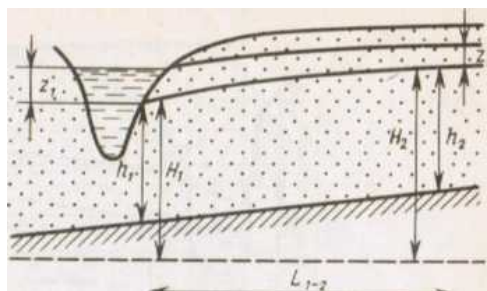


Рис. 16.3. Схема подпора грунтовых вод в однородном пласте при наклонном залегании водоупора:  $h_1$ ,  $h_2$  — мощности водоносного горизонта соответственно у уреза реки и в сечении, отстоящем от уреза реки на расстоянии  $L_{1-2}$ ;  $H_1$ ,  $H_2$  — высоты напоров у уреза реки и в выбранном сечении;  $z_1$ ,  $z_2$  — величины подпора в реке и в выбранном сечении

Из уравнения (16.7) — буквенные обозначения см. на рис. 16.3 можно найти величину подпора в искомом сечении  $z_2$ . Если после подпора происходит смещение уреза водохранилища, то расчет производится по формуле

$$\frac{(h_2 + h_1)(H_2 - H_1)}{L_{1-2}} = \frac{[(h_2 + z_2) + (h_1 + z_1)][(H_2 + z_2) - (H_1 + z_1)]}{L'}$$

где  $L_{1-2}$  — расстояние между расчетным сечением и урезом реки до подпора;  $L'$  — расстояние между расчетным сечением и урезом водохранилища после подпора. Другие обозначения те же, что и в формуле (16.7).

Формулами Г. Н. Каменского можно пользоваться при малых уклонах водоупора. Если уклоны значительны, следует воспользоваться или строгими уравнениями Н. Н. Павловского, или методами моделирования.

**Стационарный подпор в двухслойном горизонтальном пласте.** Приближенное определение подпора для данного случая получено Г. Н. Каменским. Им рассматривается движение в нижнем слое как напорное при  $k_x > k_2$ , а в верхнем слое — как безнапорное (рис. 16.4).

Единичный расход потока будет равен сумме единичных расходов нижнего и верхнего слоев, т. е.:

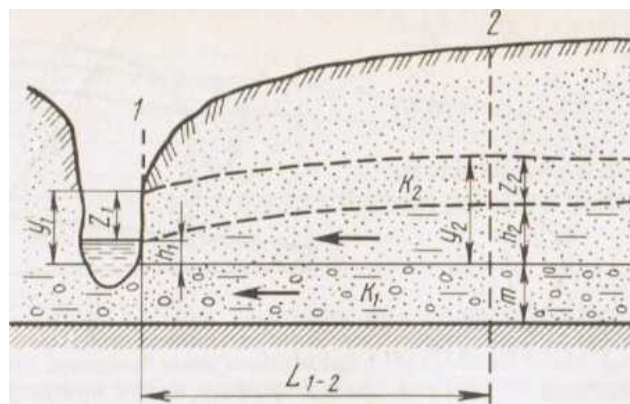


Рис. 16.4. Схема подпора грунтовых вод в двухслойном | горизонтальном пласте А,  $k_2$  коэффициенты фильтрации соответственно нижнего и верхнего слоев;  $m$  мощность нижнего слоя;  $A$ ,  $h_2$  мощности верхнего слоя соответственно в сечениях 1 и 2;  $z_1$ ,  $z_2$  величины подпора соответственно в сечениях 1 и 2;  $y_1$ ,  $y_2$  — мощности верхнего слоя после подпора в сечениях 1 и 2 (стрелками показано направление движения потока)

Приравнявая значения расхода до и после подпора, получим следующее уравнение:

$$2k_1 m (h_2 - h_1) + k_2 (h_2^2 - h_1^2) = 2k_1 m [(h_2 + z_2) - (h_1 + z_1) + k_2 [(h_2 + z_2)^2 - (h_1 + z_1)^2]]. \quad (16.11)$$

Введя обозначения  $h_1 + z_1 = y_1$  и  $h_2 + z_2 = y_2$  в уравнение (16.11), получим

$$2k_1 m (h_2 - h_1) + k_2 (h_2^2 - h_1^2) = 2k_1 m (y_2 - y_1) + k_2 (y_2^2 - y_1^2). \quad (16.12)$$

В уравнениях (16.11) и (16.12) неизвестны величины  $z_2$  и  $y_2$ . После подстановки всех известных величин оба уравнения превращаются в квадратные типы уравнения (13.19), которые решаются по формуле (13.20). Вычислив  $z_1$  или  $y_1$  по принципу от «сечения к сечению», можно построить депрессионную кривую на интересующем нас участке.

**Стационарный подпор при общей неоднородности пласта.** По Г. Н. Каменскому, единичный расход в пластах сложного строения при горизонтальном залегании водоупора равен:

$$q = \frac{k_2 h_2 + k_1 h_1}{2} \cdot \frac{h_2 - h_1}{L_{1-2}}. \quad (16.13)$$

После подпора та же формула примет вид

$$q = \frac{k_2 y_2 + k_1 y_1}{2} \cdot \frac{y_2 - y_1}{L_{1-2}}. \quad (16.14)$$

Приравняв правые части двух последних уравнений, получим

$$(k_2 h_2 + k_1 h_1)(h_2 - h_1) = (k_2 y_2 + k_1 y_1)(y_2 - y_1), \quad (16.15)$$

где  $A_1$  и  $k_2$  средние значения коэффициента фильтрации соответственно в первом (урез реки) и втором (расчетном) сечениях до подпора;  $k_1$  и  $k_2$  то же, но после подпора;  $z_1$  и  $z_2$  величины подпора соответственно в сечениях 1 и 2;  $L_{1-2}$  — расстояние между сечениями 1 и 2 (другие обозначения см. рис. 16.5).

Из уравнения (16.15) в сечении 2 определяются мощность водоносного горизонта после подпора ( $y_2 = h_2 + z_2$ ) и величина подпора ( $z_2 = y_2 - h_2$ ).

**Стационарный подпор в радиальном потоке.** При расчете подпора радиального потока нужно иметь карты гидроизогипс, составленные на период времени до и после подпора. Имея для какого-то участка, примыкающего к во-



дохранилищу, такие карты, можно приближенно определить изменение ширины радиального потока (вернее, его элемента) в связи с подпором.

Используя формулу (13.69) для определения расхода радиального потока с горизонтальным залеганием водоупора, напишем два уравнения: до подпора:

$$Q = k \frac{B_1 - B_2}{\ln B_1 - \ln B_2} \cdot \frac{h_2^2 - h_1^2}{2L_{1-2}}$$

$$Q = k \frac{B'_1 - B'_2}{\ln B'_1 - \ln B'_2} \cdot \frac{y_2^2 - y_1^2}{2L_{1-2}},$$

— после подпора

где  $B_x$  и  $B_2$  — ширина потока соответственно в сечениях 1 и 2 подпора;  $B'_1$  и  $B'_2$  — то же, после подпора;  $h_1$  и  $h_2$  — мощность

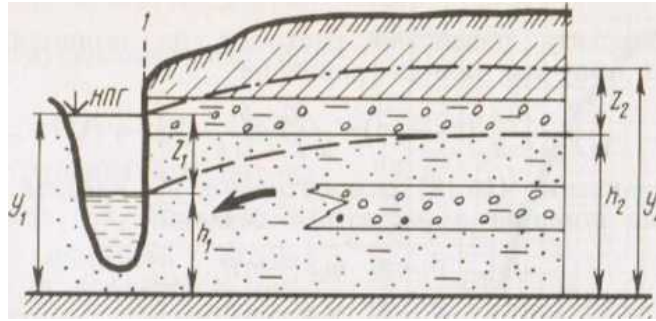


Рис. 16.5. Схема подпора грунтовых вод в условиях общей неоднородности пласта:  $L_1$ ,  $h_2$  — мощности водоносного горизонта до подпора соответственно в сечениях 1 и 2;  $z_1$ ,  $z_2$  — мощности водоносного горизонта после подпора соответственно в сечениях 1 и 2; НПГ — нормальный подпертый горизонт

## ПОДПОР ГРУНТОВЫХ ВОД В УСЛОВИЯХ НЕУСТАНОВИВШЕЙСЯ ФИЛЬТРАЦИИ

Прогноз развития подпора грунтовых вод в данном случае выполняется либо аналитическими методами путем решения дифференциальных уравнений, либо методами моделирования. Из аналитических решений прогноза развития подпора рассмотрим уравнения Н. Н. Веригина и В. М. Шестакова.

Неустановившийся подпор грунтовых вод по Н. Н. Веригину для однородных потоков с горизонтальным водоупором при мгновенном изменении уровня воды на границе определяется: в полуограниченном потоке:

$$y_x = \sqrt{h_x^2 + (y_1^2 - h_1^2)} [1 - \Phi(\lambda)],$$

в ограниченном потоке:

$$y_x = \sqrt{h_x^2 + (y_1^2 - h_1^2)} \left[ \frac{L_{1-2} - x}{L_{1-2}} - S\left(\tau, \frac{x}{L_{1-2}}\right) \right],$$

где  $y_x$  — искомая ордината депрессионной кривой на расстоянии  $x$  от уреза водохранилища через время  $t$  от начала заполнения водохранилища;  $h_x$  — мощность потока в расчетном сечении до подпора;  $y_1$  — мощность потока у уреза водохранилища после подпора;  $h_1$  — то же, что и  $y_1$ , но до подпора;  $\Phi(\lambda)$  — функция, определяемая по графику (рис. 16.6);  $L_{1-2}$  — ширина междуречья;  $S$  — специальная функция, определяемая по графику (рис. 16.7) в зависимости от отношения  $x/L_{1-2}$  и величины  $\tau = kh_{cp}t/\lambda L_{1-2} = at/L_{1-2}$  ( $a$  — коэффициент уровнепроводности).

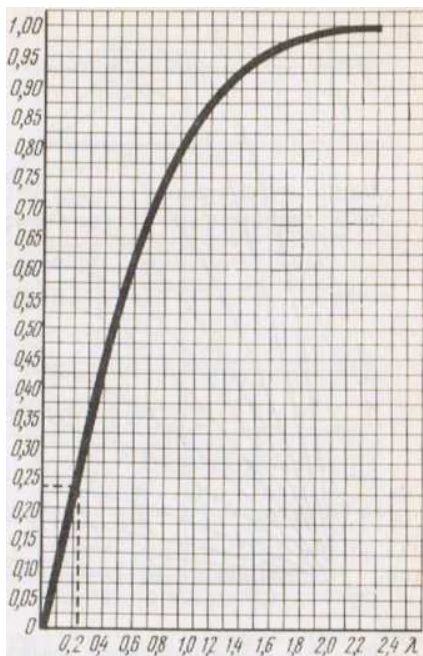
Безразмерный аргумент  $X$  в уравнении (16.20) может быть представлен как

$$X = x/2 + y_1 at$$

(16.22)

где  $a$  — коэффициент уровнепроводности (см. гл. II, формулу 16).

Средняя мощность пласта ( $L_{cp}$ ) вычисляется по формулам:



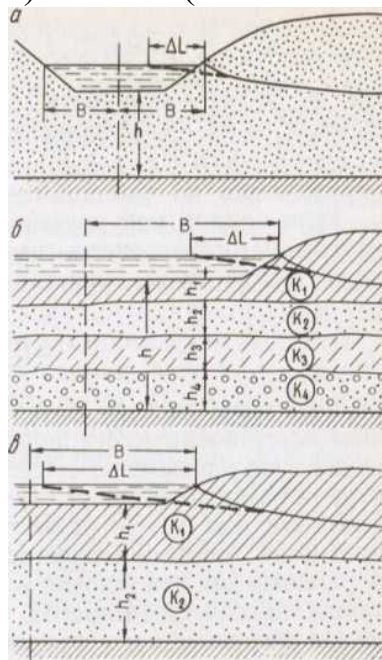
для полуограниченного потока

$$h_{cp} \approx (2y_1 + h_1)/3, \quad (16.23)$$

для ограниченного потока

$$h_{cp} \approx (y_1 + h_1 + h_n)/3, \quad (16.24)$$

Поэтому при расчетах следует шире использовать ЭЦВМ (электронные цифровые вычислительные машины) и АВМ (аналоговые вычислительные машины).



### УЧЕТ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЛОЖА ПРИ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ РЕК И ВОДОХРАНИЛИЩ

Для аллювиальных отложений крупных равнинных рек характерно двухслойное строение. Верхний слой имеет меньшую проницаемость по сравнению с нижним.

Кольматация пород под дном реки также создает дополнительное сопротивление для фильтрации воды из водоохранилища в период развития подпора. Для учета дополнительного сопротивления при фильтрации воды через верхний слабопроницаемый слой, а также закольматированные породы ложа водоохранилища по предложению В. М. Шестакова (1965) в расчеты вводится гидрогеологический параметр  $AL$ . Введение его в расчеты означает: урез реки отодвигается на расстояние  $AL$ , что эквивалентно сопротивлению ложа реки.

Рассмотрим учет сопротивления ложа при расчетах установившегося и не установившегося подпора грунтовых вод.

#### Учет сопротивления ложа при установившемся (стационарном) подпоре

Схемы пород под ложем реки и дал для них аналитические решения. При однородном строении ложа водоохранилища (рис. 16.9, а) величина  $AL$  оп-

ределяется по формуле

$$AL = 0,44/h + 0,08 (I^2/tf), \quad (16.26)$$

где  $h$  — мощность водовмещающих пород под водохранилищем,  $B$  — половина ширины водохранилища. Сопротивление ложа в данном случае можно вообще не учитывать, особенно при  $h/B$ .

В условиях слоистой неоднородности ложа водохранилища (рис. 16.9,5) сопротивление ложа  $AL$  будет равно:

$$AL = 0,44 \sqrt{k_r k_B} + 0,08 (h^2/B) \cdot (k_r k_B), \quad (16.27)$$

где  $k_r$  и  $k_B$  — средневзвешенные значения коэффициентов фильтрации при движении воды соответственно по напластованию и перпендикулярно напластованию. Коэффициенты  $k_r$  и  $k_B$  определяются по формулам (14.6) и (14.14).

Для наиболее распространенного двухслойного строения ложа (рис. 16.9, в) величина  $AL$  находится по формуле

$$\sqrt{\frac{k_2 h_2 h_1}{k_1}} \operatorname{cth} \left( B \sqrt{\frac{k_1}{k_2 h_2 h_1}} \right),$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — мощности соответственно верхнего и нижнего, слоев;  $k_1$  и  $k_2$  коэффициенты фильтрации верхнего  $k_1$  и нижнего  $k_2$  слоев;  $\operatorname{cth} \left( B \sqrt{\frac{k_1}{k_2 h_2 h_1}} \right)$  гиперболический котангенс, который определяется по таблицам.

Если подпор при двухслойном строении ложа осуществляется на крупных реках, когда отношение  $B/h_2 > 20$  — 30, сопротивление ложа может быть представлено так:

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_2}{k_1} h_2 h_1}. \quad (16.29)$$

**Учет сопротивления ложа при неустановившемся подпоре.** В условиях неустановившегося подпора величина  $AL$  зависит от времени. Однако эта зависимость существенно проявляется лишь в начальный период развития подпора, затем  $AL$  становится по величине почти такой же, как и при установившейся фильтрации. Поэтому при прогнозах неустановившегося подпора величину  $AL$  следует определить как для условий установившейся фильтрации. Найденное таким образом значение  $AL$  вводится в параметр, определяющий положение расчетного сечения по отношению к урезу водохранилища, например вместо  $x/L_{x-2}$  учитывается значение  $(j_s + AL)/L_{1-2}$ .

**11. Движение подземных вод в районах гидротехнических сооружений. Фильтрация из водохранилищ. Фильтрационный расход под плотиной, в обход плечевых примыканий плотины. Гидродинамическое давление фильтрационного потока**

*Гидротехнические сооружения (плотины, дамбы, шлюзы и др.), перегородивая речной поток, вызывают подъем уровня реки в верхней части (верхнем бьефе) и образование водохранилищ. Фильтрация в районе этих сооружений*

представляет собой сложный пространственный фильтрационный поток. Для количественной характеристики этого потока его разбивают на следующие три части: 1) фильтрация под основанием плотины, 2) боковая фильтрация в обход плечевых примыканий плотины из верхнего бьефа в нижний и 3) фильтрация в соседнюю долину (или долины).

Основными элементами плотины являются: *тело плотины*, которое может быть непроницаемым или проницаемым (рассматривается водонепроницаемая плотина); *понура* водонепроницаемое покрытие дна реки в верхнем бьефе, служащее для удлинения пути фильтрации; *шпунт* или *зуб* (в скальных породах — цементная или битумная завесы) — вертикальная водонепроницаемая преграда, примыкающая к телу плотины и предназначенная для удлинения пути фильтрации; *флютбет* — водонепроницаемое основание плотины. Для фильтрационного потока под основанием плотины и в обход ее плечевых примыканий определяются: расход потока, напор потока в любой точке под гидротехническим сооружением, скорость и напорный градиент при выходе потока в нижнем бьефе. Определение этих величин (кроме расхода потока) необходимо для оценки устойчивости плотины, а также для проведения соответствующих защитных мероприятий. Расчет расхода всех частей потока нужен для определения общих потерь воды из водохранилища.

В сфере влияния фильтрационного потока в районах плотин могут возникать такие фильтрационные деформации, как выпор грунта в нижнем бьефе (если градиент потока / превосходит критический /<sub>кр</sub>), механическая суффозия, химическая суффозия, оползни и оплывы грунта в бортах нижнего бьефа и т. д.

Вычисление потерь воды на фильтрацию в соседние долины и построение депрессионных кривых выполняются по формулам, приведенным в гл. 13 и 14.

*Обходная фильтрация* — сложный поток в плане из верхнего бьефа в нижний. Зона распространения потока схематизируется: изогнутый поток в разрезе от верхнего бьефа к нижнему выравнивается в одну линию, в плане поток принимается за полуокружность с радиусами и  $r_0$  (рис. 17.6), где  $Я$  — ширина зоны обходной фильтрации,  $r_0$  — радиус полуокружности, длина которой равна периметру обтекаемого контура берегового примыкания плотины. При такой схематизации расчеты ведут по формулам Н. Н. Веригина.

Фильтрационный расход определяется по формуле

$$Q = \frac{kHm}{\pi} \ln \frac{B_1}{r_0} - kJ_0 m (B_1 - r_0),$$

где // — разность напоров между верхним и нижним бьефами.  $J_0$  — уклон бытового потока.

Ширина зоны обходной фильтрации может быть выражена отношением

$$B_1 = \frac{H}{\pi J_0}$$

Напор потока определяется следующими уравнениями: для участка верхнего бьефа

$$H_{x,y} = H \left( 1 - \frac{1}{\pi} \arctg \frac{y}{x} \right) + H_e;$$

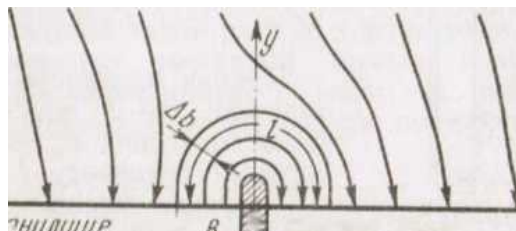


Рис. 17.6. Схема фильтрации в обход плотины:

$L$  — средняя длина пути фильтрации в пределах ленты тока;  $A$  — ширина ленты тока

$$W = - \arctg \frac{y}{x} + Я_c, \quad (17.13)$$

где  $H_{x,y}$  напор в точке с координатами  $x, y$  после строительства плотины,  $H_c$  — напор в той же точке, но до строительства водохранилища.

Зная напоры в двух точках, расположенных по потоку, легко определить значения напорного градиента. В сложных гидрогеологических условиях, когда аналитические методы неприменимы, или при необходимости получения более надежных результатов расчеты фильтрации в обход плечевых примыкающих плотин производят методами моделирования.

## 12. Фильтрационные расходы под плотиной с плоским флютбетом и слоистым основанием

**Фильтрация под плотиной при слоистом основании.** Если толща пород под основанием плотины сложена горизонтально залегающими слоями с различной мощностью и водопроницаемостью (рис. 17.5), то она приводится к однородной. Для этого вначале определяют максимальный (по напластованию) и минимальный (перпендикулярно напластованию) коэффициенты фильтрации по формулам (14.7) и (14.15), а затем находят среднее значение коэффициента фильтрации:

$$k_{cp} = \sqrt{k_{max}k_{min}}. \quad (17.7)$$

Далее определяют коэффициент  $a_d$  (некоторые называют его «коэффициентом деформации»), который показывает, во сколько раз следует уменьшить ширину плотины для дальнейших расчетов. Величина  $a_d$  определяется следующим образом:

$$a_d = \sqrt{k_{max}/k_{min}}. \quad (17.8)$$

После определения коэффициента  $a_d$  находят расчетную ширину плотины ( $2b^1$ ):

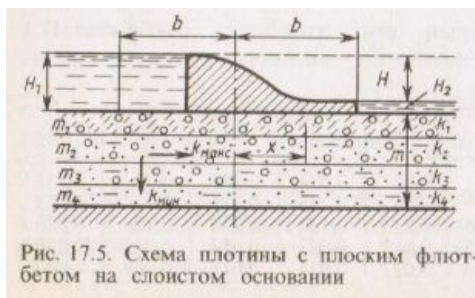


Рис. 17.5. Схема плотины с плоским флютбетом на слоистом основании

дачи может быть рекомендован метод виртуального приведения неоднородной толщи к однородной. Этот метод рассмотрен в ряде работ (П. П. Климентов и В. М. Кононов, 1985; Справочник гидрогеолога, 1962, и др.).

### 13. Приведение слоистого основания к единому слою

#### Фильтрация под плотиной при двухслойном строении основания.

Случай, когда верхний слой двухслойной толщи имеет меньший коэффициент фильтрации, чем нижний (рис. 17.4), рассмотрен Г. Н. Каменским.

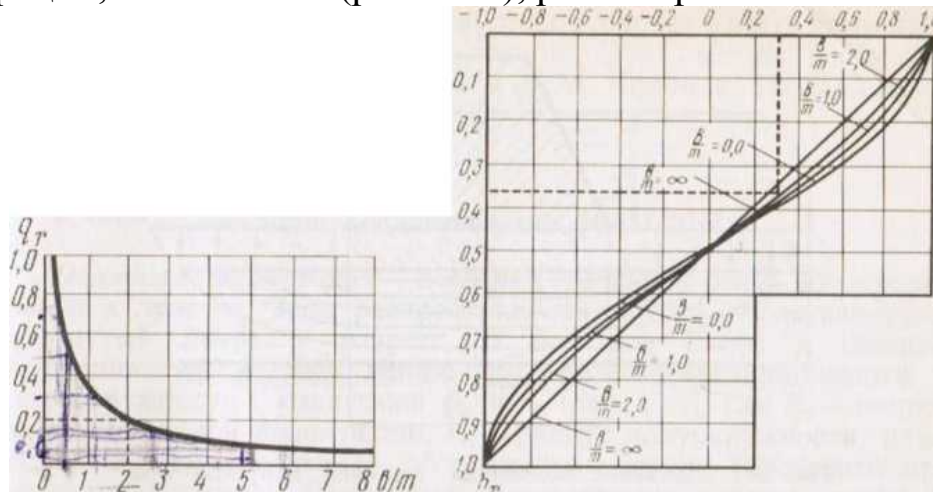


Рисунок 17.2. (график для определения

Рис. 17.3. Вспомогательный график приведенного фильтрационного расхода

Единичный фильтрационный расход потока может быть представлен следующей формулой (буквенные обозначения формулы (17.5) см. на рис. 17.4):

$$q = \frac{H}{\frac{2b}{k_2 m_2} + 2 \sqrt{\frac{m_1}{k_1 k_2 m_2}}}$$

Напорный градиент при выходе потока в нижний бьеф вычисляется по формуле

$$I = \frac{H}{2m_1 + 2b \sqrt{\frac{k_1 m_1}{k_2 m_2}}}$$

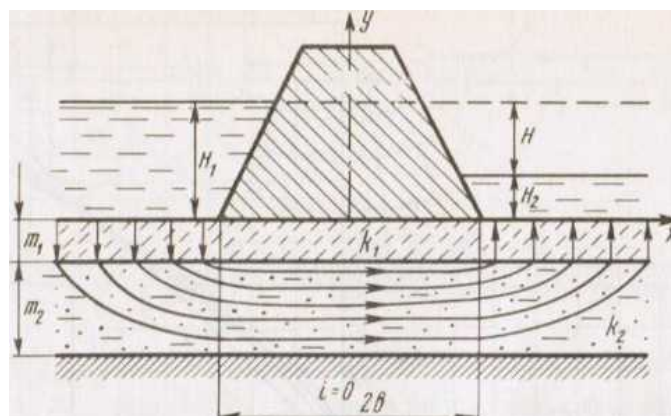


Рис. 17.4. Движение подземных вод под плотиной при двухслойном строении основания

Таблица 17.1

(х-б)/г	Б/г								
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
1,81	1,36	1,17	1,0 Г	0,91	0,594	0,441	0,35	0,291	
1,08	0,87	0,74	0,63	0,58	0,379	0,281	0,224	1,185	
0,468	0,395	0,345	0,305	0,275	0,180	0,133	0,106	0,088	
0,182	0,160	0,142	0,125	0,112	0,073	0,054	0,043	0,036	
0,038	0,032	0,030	0,026	0,022	0,014	0,011	0,009	0,007	

#### 14. Фильтрационные потери в обход плечевых примыканий в напорном и безнапорном пластах

По предложению Н. Н. Биндемана следует различать понятия «фильтрационный расход» и «фильтрационные потери».

*Фильтрационным расходом называется объем воды, теряемый водохранилищем в единицу времени. Фильтрационные потери, являясь элементом водного баланса водохранилища, представляют собой разность между грунтовым питанием реки до и после строительства водохранилища. Фильтрационный расход и фильтрационные потери могут быть временными (в период насыщения берегов и дна водохранилища) и постоянными (после стабилизации депрессионной или пьезометрической кривых подземных вод).*

При гидрогеологических расчетах водохранилищ следует рассматривать не фильтрационный расход, а фильтрационные потери, так как они являются составной частью водного баланса водохранилища. Фильтрационные потери на единицу длины берега водохранилища ( $q_n$ ) определяются по формуле

$$q_n = q_1 - q_2, \quad (17.20)$$

где  $q$ —грунтовое питание реки (единичный расход грунтового потока) до подпора;  $q_2$  — то же, что и  $q_1$  но после подпора. Заметим, что  $q_1$  и  $q_2$  являются положительными, если поток направлен к реке (водохранилищу), и отрицательными, если поток движется от реки (водохранилища). Для более ясного представления о фильтрационных потерях рассмотрим это понятие на конкретных примерах.

**Пример 1.** Допустим, что после строительства плотины в реке А НПГ водохранилища соответствует уровню воды в реке Б (рис. 17.8, а). В данном случае фильтрации из водохранилища не происходит ( $q_2 = 0$ ), но фильтрационные потери имеют место, так как река потеряла грунтовое питание, которое она получила до подпора ( $q_1 > 0$ ). Значит,

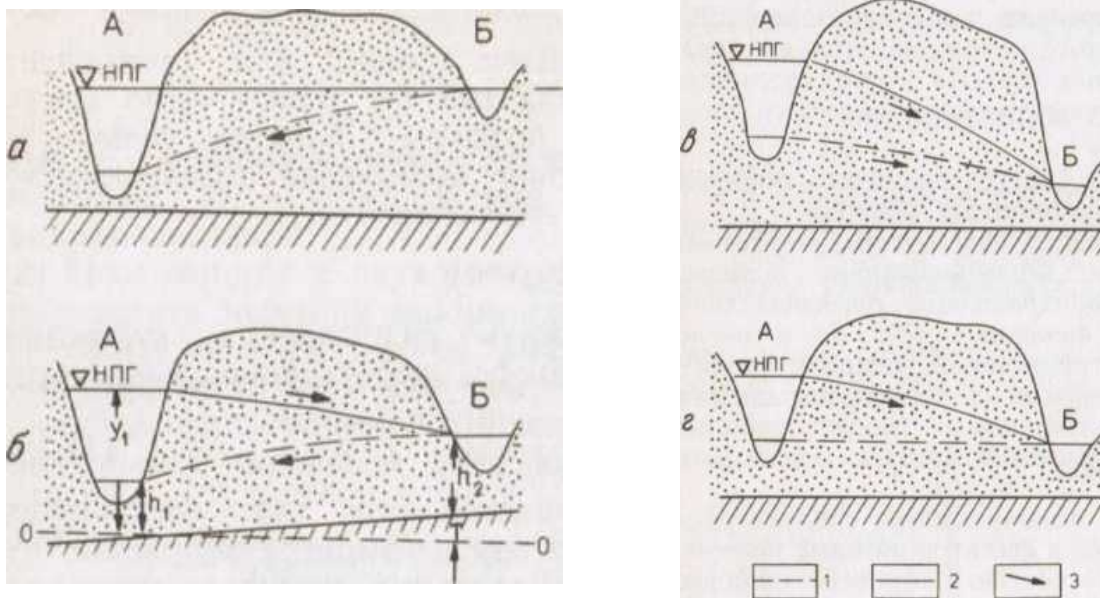


Рисунок 17.8. Схемы к определению постоянных фильтрационных потерь из водохранилища при горизонтальном залегании водоупора: а – уровень воды в реке А до подпора ниже уровня воды в реке В, после подпора уровни в реках А и А' равны; б – уровень в реке А до подпора ниже уровня в реке В, уровень после подпора в реке А выше уровня в реке В; в – уровни в реке А до и после подпора выше уровня в реке В; г – уровни в реках А и В до подпора равны, после подпора уровень в реке А выше уровня в реке В; 1 – уровень грунтовых вод до подпора, 2 – уровень грунтовых вод после подпора. 3 – направление потока

**Пример 2.** После строительства плотины в реке А НПГ водохранилища выше уровня воды в реке В (до подпора уровень в реке А был ниже уровня в реке В). Фильтрационный расход после строительства плотины составляет  $q_2$ , но в фильтрационные потери входит не только единичный расход после строительства плотины, но и расход до строительства плотины, который теперь не поступает в реку (рис. 17.8, б). Фильтрационные потери будут равны  $q_u = q_x + q_2, \text{ т. е. } q_n > q_2$ .

**Пример 3.** Уровни воды в реке А выше уровня в реке В до и после подпора (рис. 17.8, в). В этом случае фильтрационные потери меньше фильтрационного расхода после подпора, т. е.  $q_n = -q_i - (q_2) = q_2 - q_v$ . Таким образом,  $q_n < q_2$ .

**Пример 4.** Если до строительства плотины уровни воды в реках А и В были одинаковыми ( $q = 0$ ), то после подпорав реке А (рис. 17.8, г) возникнет фильтрационный поток в реку В, расход которого будет равен фильтрационным потерям, т. е.

$$\langle 7 \Pi = 0 - (-4_2) = \langle 7 2 -$$

Из рассмотренных примеров видно, что фильтрационные потери могут быть больше, меньше или равны фильтрационному расходу после строительства водохранилища.

### Постоянные фильтрационные потери

Определим фильтрационные потери для трех характерных схем с различными соотношениями уровней в соседних долинах. Водоупор в этих схемах принят горизонтальным.

1. Уровень воды до подпора в реке В выше, чем в реке А ( $h_2 > h_1$ ). После под-



пора (рис. 17.8, а) возникает фильтрация из водохранилища в реку  $B$  ( $y_1 > h_2$ ). По уравнению Дюпюи определим единичный расход до и после подпора:

до подпора

$$q_1 = k \frac{h_2^2 - h_1^2}{2L}, \quad (17.21)$$

после подпора

$$q_2 = -k \frac{y_1^2 - h_2^2}{2L}. \quad (17.22)$$

Фильтрационные потери составят:

$$q_n = q_1 - q_2 = k \frac{h_2^2 - h_1^2}{2L} + k \frac{y_1^2 - h_2^2}{2L} = \frac{k}{2L} (y_1^2 - h_1^2). \quad (17.23)$$

2. Уровни воды в реке  $A$  до и после подпора выше, чем в реке  $B$  ( $h_1 > h_2$ ;  $y_x > h_2$ ). Фильтрационные потери будут равны (рис. 17.8, «):

3. В реках  $A$  и  $B$  уровни до подпора равны:  $h_1 = h_2$  (рис. 17.8, г). В этом случае расход до подпора  $q_x$  равен нулю, а фильтрационные потери выразятся формулой

$$q_n = q_1 - q_2 = 0 - (-q_2) = k \frac{y_1^2 - h_2^2}{2L} = \frac{k}{2L} (y_1^2 - h_1^2).$$

Итак, во всех трех случаях получено одно и то же выражение фильтрационных потерь, величина которых, следовательно, не зависит от соотношений уровней воды в речных долинах.

При наклонном залегании водоупора вывод формул аналогичен рассмотренным выше. Фильтрационные потери в данном случае также не зависят от соотношений уровней в соседних долинах и равны следующему выражению (рис. 17.8, б):

$$q_n = k \frac{y_1 - h_1}{2} \left( \frac{y_1 + h_1}{L} \pm i \right),$$

где  $i$  — уклон водоупора,  $L$  — расстояние между урезами рек  $A$  и  $B$ . Заметим, что уклон  $i$  берется со знаком минус, если водоупор наклонен к водохранилищу (рис. 17.9, а), и со знаком плюс, если водоупор наклонен в сторону от водохранилища (рис. 17.9, б). Формула (17.24) является приближенной, ею можно пользоваться при условии, что  $T < y_1 + h_1$  где  $T$  — разность отметок водоупора в сечениях урезом рек  $A$  и  $B$  (рис. 17.8, б).

Для напорных вод постоянные фильтрационные потери определяются по формуле

$$q_n = k \frac{H_0 m}{L},$$

где  $H_0$  — превышение НПГ водохранилища над уровнем реки до подпора,  $m$  — мощность водоносного горизонта.

### Временные фильтрационные потери

Во время заполнения водохранилища, а иногда и в начальный период его эксплуатации происходят временные фильтрационные потери на насыщение дна и берегов (иногда только берегов) водохранилища. Фильтрационные потери на насыщение дна и берегов водохранилища будут иметь место, например, если водохранилище строится в балке без постоянного водотока.

**Временные филы рациональные потери при отсутствии питания реки грунтовыми водами.** При глубоком залегании грунтовых вод или их отсутствии насыщаются породы под дном водохранилища (рис. 17.9). Время, необходимое на насыщение пород, по Н. Н. Биндеманду, определяется по формуле

$$(17.26) \quad t = \frac{\mu}{k} \left[ h_0 - (H_0 + h_k) \ln \frac{H_0 + h_k + h_0}{H_0 + h_k} \right],$$

где  $\mu$  — недостаток насыщения пород, залегающих под дном водохранилища;  $k$  — коэффициент фильтрации тех же пород;  $h_k$  — капиллярное давление менисков, развивающееся при инфильтрации на границе насыщенных и сухих пород (это давление примерно равно половине высоты капиллярного поднятия).

Объем воды, потерянный водохранилищем на насыщение пород под дном водохранилища на единицу его длины, равен:

$$V_t = \mu h_0 B,$$

где  $B$  — ширина водохранилища.

Фильтрационные потери на единицу времени водохранилища при насыщении пород под его дном за время  $t$  составят:

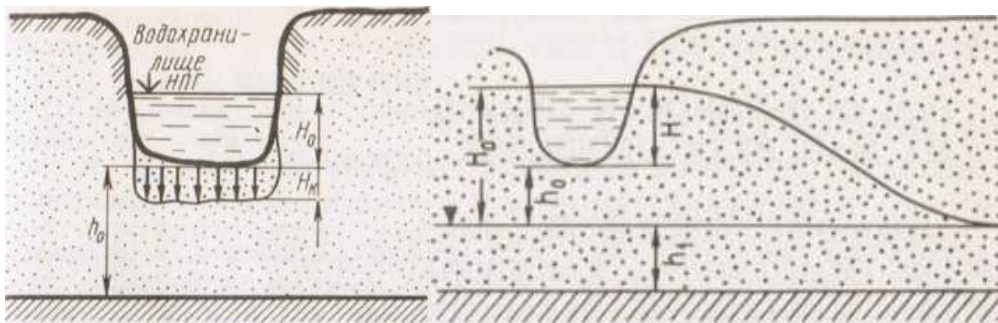


Рисунок 17.9. Схема фильтрации через дно водохранилища  
Рисунок 17.10. Схема фильтрации через берег водохранилища

**Временные фильтрационные потери на насыщение берегов водохранилища при отсутствии грунтового питания реки.** За произвольный период времени  $t$  с начала заполнения водохранилища через один берег (рис. 17.10) эти потери, по Н. Н. Биндеманду, равны:

**Временные фильтрационные потери при наличии питания реки грунтовыми водами.** В случае питания реки грунтовыми водами до и после строительства водохранилища временные фильтрационные потери могут быть определены по формулам

$$q_n = \beta H_0 \sqrt{2\mu k H_0 / t}, \quad (17.29)$$

где  $\beta$  — коэффициент, определяемый по отношению  $h_1 / H_0$ .

$h_1 / H_0$ .....	0	1	2	3	4	5
$\beta$ .....	0,67	1,07	1,37	1,61	1,81	2,0

Н.Н. Веригина. Водоупор принимается горизонтальным.

Время  $t$ , в течение которого происходит фильтрация воды из водохранилища на насыщение его берегов, определяется по формуле

$$l = \frac{3\mu l^2}{\pi k (2y_1 + h_1)}$$

где  $l$  — расстояние от уреза водохранилища до сечения, в котором уровень грунтовых вод до подпора соответствовал НПГ (другие буквенные обозначения см. на рис. 17.11).

Филы рациональные потери на насыщение берега на единицу его длины будут равны удвоенному расходу из водохранилища  $\langle u_{\text{ср}}$  за весь период времени  $t$ , так как водохранилище не только теряло воду на насыщение берега, но и не получало питания за счет грунтовых вод:

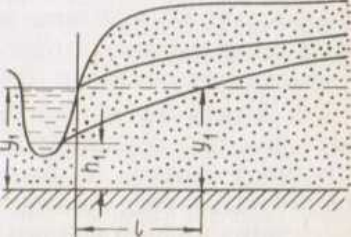


Рисунок 17.11. Схема питания реки грунтовыми водами

**15.Методика расчета фильтрации в обход плечевых примыканий плотины в напорном пласте**

*Обходная фильтрация* – сложный поток в плане из верхнего бьефа в нижний. Зона распространения потока схематизируется: изогнутый поток в разрезе от верхнего бьефа к нижнему выравнивается в одну линию, в плане поток принимается за полуокружность с радиусами  $r_0$  (рис. 17.6), где  $Я$ , – ширина зоны обходной фильтрации,  $r_0$  – радиус полуокружности, длина которой равна периметру обтекаемого контура берегового примыкания плотины. При такой схематизации расчеты ведут по формулам Н. Н. Веригина.

Фильтрационный расход определяется по формуле

$$(17.10) \quad Q = \frac{kHm}{\pi} \ln \frac{B_1}{r_0} - kI_6 m (B_1 - r_0),$$

где  $H$  — разность напоров между верхним и нижним бьефами.  $I_6$  — уклон бытового потока.

Ширина зоны обходной фильтрации может быть выражена отношением

$$(17.11) \quad B_1 = \frac{H}{\pi I_6}$$

Напор потока определяется следующими уравнениями: для участка *верхнего бьефа*.

$$H_{x,y} = H \left( 1 - \frac{1}{\pi} \arctg \frac{y}{x} \right) + H_e;$$



Рисунок 17.6. Схема фильтрации в обход плотины:  
/—средняя длина пути фильтрации в пределах ленты тока; A/> ширина ленты тока

$$W = - \arctg \frac{H_{xy}}{K} + \frac{H_c}{X}, \quad (17.13)$$

где  $H_{xy}$  напор в точке с координатами  $x, y$  после строительства плотины,  $H_c$  — напор в той же точке, но до строительства водохранилища.

Зная напоры в двух точках, расположенных по потоку, легко определить значения напорного градиента. В сложных гидрогеологических условиях, когда аналитические методы неприменимы, или при необходимости получения более надежных результатов расчеты фильтрации в обход плечевых примыканий плотины производят методами моделирования.

## **16. Движение подземных вод в районах орошения земель. Особенности движения подземных вод в районах орошения. Прогноз режима грунтовых вод на массивах орошения**

*Движение подземных вод в районах орошения и осушения весьма своеобразно и предопределяется многими факторами, среди которых основными являются: орошение, его режим и условия дренирования территории.*

Основными чертами, характеризующими особенности движения подземных вод в районах орошения, являются следующие.

- Многообразие как природных, так и искусственных факторов, влияющих на условия движения и режим подземных вод.
- Существенное и нередко преобладающее влияние искусственных факторов, связанных с системой орошения (режим орошения, фильтрация воды из каналов, инфильтрация ирригационных вод на массивах орошения, длительность и интенсивность промывных поливов, влияние дренажных сооружений), на режим грунтовых вод, условия их питания, движения и разгрузки. Влияние это находит выражение в усилении питания грунтовых вод, формировании водных «бугров» в пределах каналов и на массивах орошения, неуклонном повышении уровня с последующим развитием процессов транспирации и испарения грунтовых вод, сопровождающихся увеличением их минерализации и засолением почв. При этом режим подземных вод оказывается тесно связанным с работой сооружений оросительных систем.
- Гидродинамические особенности потоков подземных вод в пределах каждого конкретного массива орошения предопределяются его конфигурацией в плане, схемой размещения основных каналов, периодичностью их заполнения, интенсивностью орошения и действием дренажных сооружений. При этом нередко имеет место пространственная и двухмерная фильтрация подземных вод.
- Повышение зеркала грунтовых вод под орошаемым массивом при неизменных условиях орошения происходит с затухающей скоростью во времени и прекращается по достижении равновесия между приходными (орошение) и расходными (отток и испарение) элементами водного бассейна.
- Скорость и абсолютная величина подъема зеркала грунтовых вод под орошаемым массивом зависят от величины фильтрационных потерь, их интен-

сивности, положения начального уровня грунтовых вод, капиллярных свойств пород зоны аэрации, величины инфильтрации оросительных и промывных вод и граничных условий в пределах массива, что дает возможность их регулирования и управления путем изменения как интенсивности, так и суммарной величины поступления воды в зоны аэрации и насыщения.

- В зависимости от характера баланса грунтовых вод имеют место проявления как установившегося, так и неустойчивого режима их движения.

- На фильтрацию воды из магистральных и других каналов существенное влияние оказывают капиллярные свойства залегающих под ними пород, степень их водонасыщенности, связь грунтовых вод с поверхностными и условия работы каналов.

- Режим грунтовых вод на массивах орошения тесно связан с режимом увлажнения активного слоя почвы, предопределяет его мелиоративное состояние, поэтому для обоснования прогнозов и методов управления водным и солевым режимом на массивах орошения требуется совместный анализ процессов фильтрации подземных вод и влагопереноса (а строго говоря и процессов тепло- и солепереноса).

Как следует из изложенного, задачи прогноза режима подземных вод (особенно грунтовых) на массивах существующего и проектируемого орошения и управления этим режимом являются основными, определяющими. Частными задачами при этом являются прогноз фильтрационных потерь из каналов, водоемов и водохранилищ; прогноз подпора подземных вод; гидрогеологические расчеты по обоснованию строительства рациональной системы дренажных сооружений; расчеты по определению водного и солевого баланса и обоснованию мероприятий по борьбе с засолением орошаемых земель.

### **17. Движение подземных вод в районах осушения земель. Влияние природных и искусственных факторов на движение и режим подземных вод**

*Движение подземных вод в районах орошения и осушения весьма своеобразно и предопределяется многими факторами, среди которых основными являются: орошение, его режим и условия дренирования территории.*

Основными чертами, характеризующими особенности движения подземных вод в районах осушения, являются следующие.

- Многообразие как природных, так и искусственных факторов, влияющих на условия движения и режим подземных вод.

- Существенное и нередко преобладающее влияние искусственных факторов, связанных с системой орошения (режим орошения, фильтрация воды из каналов, инфильтрация ирригационных вод на массивах орошения, длительность и интенсивность промывных поливов, влияние дренажных сооружений), на режим грунтовых вод, условия их питания, движения и разгрузки. Влияние это находит выражение в усилении питания грунтовых вод, формировании водных «бугров» в пределах каналов и на массивах орошения, неуклонном повышении уровня с последующим развитием процессов транспирации и испарения грунтовых вод, сопровождающихся увеличением их минерализации и засо-

лением почв. При этом режим подземных вод оказывается тесно связанным с работой сооружений оросительных систем.

- Гидродинамические особенности потоков подземных вод в пределах каждого конкретного массива орошения определяются его конфигурацией в плане, схемой размещения основных каналов, периодичностью их заполнения, интенсивностью орошения и действием дренажных сооружений. При этом нередко имеет место пространственная и двухмерная фильтрация подземных вод.

- Повышение зеркала грунтовых вод под орошаемым массивом при неизменных условиях орошения происходит с затухающей скоростью во времени и прекращается по достижении равновесия между приходными (орошение) и расходными (отток и испарение) элементами водного бассейна.

- Скорость и абсолютная величина подъема зеркала грунтовых вод под орошаемым массивом зависят от величины фильтрационных потерь, их интенсивности, положения начального уровня грунтовых вод, капиллярных свойств пород зоны аэрации, величины инфильтрации оросительных и промывных вод и граничных условий в пределах массива, что дает возможность их регулирования и управления путем изменения как интенсивности, так и суммарной величины поступления воды в зоны аэрации и насыщения.

- В зависимости от характера баланса грунтовых вод имеют место проявления как установившегося, так и неустойчивого режима их движения.

- На фильтрацию воды из магистральных и других каналов существенное влияние оказывают капиллярные свойства залегающих под ними пород, степень их водонасыщенности, связь грунтовых вод с поверхностными и условия работы каналов.

- Режим грунтовых вод на массивах орошения тесно связан с режимом увлажнения активного слоя почвы, определяет его мелиоративное состояние, поэтому для обоснования прогнозов и методов управления водным и солевым режимом на массивах орошения требуется совместный анализ процессов фильтрации подземных вод и влагопереноса (а строго говоря и процессов тепло- и солепереноса).

Как следует из изложенного, задачи прогноза режима подземных вод (особенно грунтовых) на массивах существующего и проектируемого орошения и управления этим режимом являются основными, определяющими. Частными задачами при этом являются прогноз фильтрационных потерь из каналов, водоемов и водохранилищ; прогноз подпора подземных вод; гидрогеологические расчеты по обоснованию строительства рациональной системы дренажных сооружений; расчеты по определению водного и солевого баланса и обоснованию мероприятий по борьбе с засолением орошаемых земель.

## **18. Фильтрация воды из каналов. Стадии фильтрации воды из каналов**

Фильтрационные потери воды из каналов оказывают существенное влияние на формирование режима грунтовых вод на массивах орошения и изменение мелиоративного состояния орошаемых земель, так как около половины воды, забираемой для орошения, теряется на фильтрацию.

Исследуя процесс фильтрации воды из канала, С. Ф. Аверьянов выделил три стадии фильтрации:

1) свободную, или стадию впитывания (впитывание воды в породы зоны аэрации под действием силы тяжести и капиллярных сил);

2) капиллярно-грунтового потока (с момента смыкания фронта просачивающейся воды с капиллярной каймой грунтовых вод);

3) подпертой фильтрации (с момента подпора фильтрующихся из канала вод грунтовым потоком).

Общая схема стадий фильтрации воды из канала представлена на рис. 18.1. Из данных рисунка следует, что вторая стадия отличается наличием зоны неполного насыщения с давлением  $P < P_L$ , которая сокращается по мере подъема уровня грунтовых вод и исчезает после их смыкания с каналом (начало стадии подпертой фильтрации). Иногда первые две стадии объединяют в одну, называемую стадией свободной фильтрации, когда происходит промачивание пород зоны аэрации водой, инфильтрующейся из канала (В. М. Шестаков, 1979), в противовес второй стадии — несвободной или подпертой фильтрации, когда движение воды из канала происходит в условиях взаимодействия с естественным грунтовым потоком, который как бы подпирает фильтрующийся поток, уменьшая его расход и распространение.

При изучении фильтрации воды из канала обычно устанавливают стадии фильтрации, их длительность, фильтрационный расход и фильтрационные потери из канала, динамику изменения уровня грунтовых вод под каналом и в зоне его влияния. Рассмотрим решение этих задач по С. Ф. Аверьянову.

1. Стадия впитывания представляет собой процесс инфильтрации воды из канала через породы зоны аэрации под действием гравитационных и капиллярных сил со скоростью  $V$ , которая приближенно (в гидравлической постановке) определяется формулой

$$v_z = k_u (1 + b/\sqrt{t}),$$

где  $k_u$  коэффициент влагопереноса, определяемый выражением;  $b$  — коэффициент впитывания, учитывающий действие капиллярных и сорбционных сил при просачивании;  $t$  — время от начала работы канала (заполнение его считается мгновенным, столб воды в канале  $h_0$ ). При влажности пород 0 коэффициент впитывания  $b \text{сут}^2$  определяется как

$$b \approx 0,6 \sqrt{\frac{0H_z + 1,4h_0}{k_u}}$$

Фильтрационный расход через дно и борта каналов  $Q_\phi$  определяют по формуле

$$Q_\phi = \bar{Q}_\phi (1 + b/\sqrt{t}),$$

где  $Q_{\phi}$  — фильтрационный расход на «бесконечность», определяемый по формуле Павловского-Веригина

Продолжительность стадии впитывания  $t_1$ , может быть определена по одной из следующих формул:

$$t_1 \approx H_0 \mu / k_v \quad \text{или} \quad t_1 = \frac{\mu}{k_v} \left[ H_0 - (h_0 + H_k) \ln \frac{h_0 + H_k + H_0}{H_0} \right], \quad (18.4)$$

где  $H_0$  — глубина до уровня грунтовых вод от дна канала;  $\mu$  — недостаток насыщения

2. Стадия капиллярно-грунтового потока имеет место с момента смыкания капиллярных зон инфильтрующегося и грунтового потоков. Характеризуется тем, что в начале стадии на поверхности грунтовых вод формируется «бугор» высотой  $[H_0]$ , а в дальнейшем идет постепенный подъем уровня (рост бугра) под каналом вплоть до смыкания с дном канала. Подъем уровня грунтовых вод под каналом  $\Delta H_t$  (от первоначального УГВ) во времени определяется по следующей формуле:

$$\Delta H_t = [H_0] + \frac{\bar{Q}_{\phi} \sqrt{t}}{\sqrt{\pi k h_1 \mu}},$$

где  $[H_0] = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{b \bar{Q}_{\phi}}{\sqrt{k h_1 \mu}}$

В формулах (18.5), средняя мощность потока грунтовых вод  $Q_{\phi}$  под каналом,  $t_1$  — расчетное время (от начала второй стадии). Длительность второй стадии  $t_2$  определяется из выражения

$$t_2 = \frac{\pi^2}{4} b^2 \left[ \frac{H_0}{[H_0]} - 1 \right]^2.$$

Фильтрационный расход из канала в течение второй стадии  $Q_{\phi}$  определяется по формуле (18.3), как и для первой стадии ( $t_1$  — время от начала работы канала). Суммарные фильтрационные потери (объем воды) из канала в течение первой и второй стадий  $V_{1-2}$  определяются по формуле

$$V_{1-2} = \bar{Q}_{\phi} (2b \sqrt{t_1 + t_2} + t_1 + t_2).$$

3. Стадия подпертой фильтрации идет в условиях прямой гидравлической связи вод канала с грунтовыми. Уровень воды в канале является границей первого рода, создает максимальное значение напора и формирует подпор грунтовых вод, который вначале является неустановившимся, но с течением времени может перейти в стационарный.

Расчеты неустановившегося подпора  $\Delta H_{Xl}$  следует вести по методике и формулам, изложенным в гл. 16, допуская при этом, что на урезе канала (на третьей стадии) происходит мгновенный подъем уровня на величину  $\Delta H^0 = H_0 + h_0$  (аналогично расчетам подпора в районе водохранилища). Обязательно учитывается несовершенство вреза канала (путем введения поправки  $\Delta L$  к расчетной длине потока).



Обобщенные графики изменения фильтрационного расхода из канала — и уровня грунтовых вод во времени приведены на рис. 18.2.

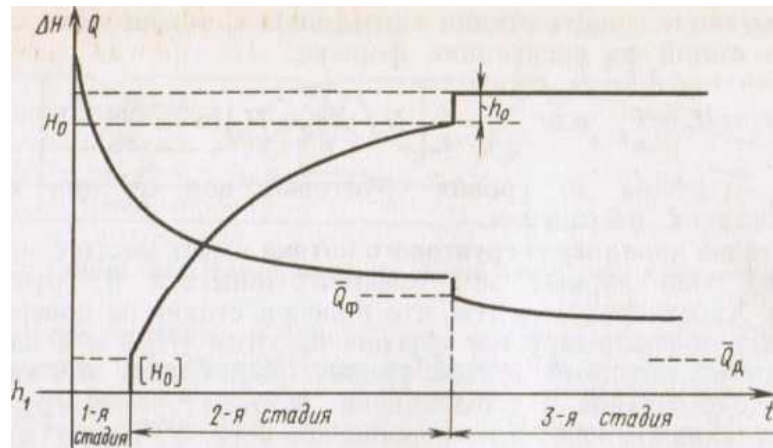


Рисунок 18.2. Изменение уровня грунтовых вод и расхода воды на фильтрацию под каналом

Для выявления существования разных стадий фильтрации (по С. Ф. Авьярнову) используются соотношения глубины положения уровня грунтовых вод  $H_0$ , высоты бугра  $[H_0]$ , фильтрационного расхода ( $2\Phi^{\text{н}}$  дебита оттока (дренажного расхода)  $Q_{\text{др}}$  Дренажный расход (расход потока в естественных условиях его существования  $Q_a = k_{\text{ср}} I_{\text{ср}} h_{\text{ср}}$ ) характеризует способность потока отводить воду из зоны влияния канала (отток). В условиях, будут иметь место последовательно все три стадии фильтрации, при третьей стадия не наступает.

## 19. Движение подземных вод к водозаборным и дренажным сооружениям

Водозаборные сооружения представляют собой инженерные выработки, предназначенные для захвата и извлечения подземных вод. Сооружения используются для различных целей (водоснабжения, орошения, водопонижения, использования лечебных, промышленных, термальных вод и т. д.). Их иногда называют водозаборами подземных вод.

По конструктивным особенностям все водозаборы подразделяются на три группы: вертикальные (скважины, шахтные колодцы, турфы), горизонтальные (открытые канавы, каптажные галереи, траншеи, горизонтальные скважины) и комбинированные (комбинации из вертикальных и горизонтальных выработок, например лучевые водозаборы, состоящие из шахтных колодцев и горизонтальных скважин).

Вертикальные водозаборы, вскрывающие грунтовые воды, называются грунтовыми, а водозаборы, captирующие напорные (артезианские) воды, — артезианскими.

По характеру вскрытия водоносных горизонтов водозаборы делятся на совершенные и несовершенные. Совершенные водозаборы выработки (вертикальные и горизонтальные), которые вскрывают водоносный горизонт на всю его мощность, обеспечивая поступление воды в выработку по всей мощности водоносного горизонта. Несовершенные водозаборы не вскрывают водоносный I горизонт на всю его мощность. Поступление воды в них происходит только в пределах вскрытой части водоносного горизонта через боковые стенки (сква-

жины), через дно (шахтные колодцы), через боковые стенки и дно (некоторые шахтные колодцы).

*В зависимости от расположения водозаборных сооружений они бывают одиночными или взаимодействующими.* Одиночные водозаборы при эксплуатации не испытывают влияния других водозаборных сооружений. Взаимодействующие водозаборы при работе оказывают влияние друг на друга путем наложения полей действия этих водозаборов. Они различаются по схеме расположения: произвольное, линейное, кольцевое, по квадратной или прямоугольной сетке.

При работе вертикальных водозаборов вокруг них образуются *воронки депрессии*, или *депресссионные воронки*, которые могут быть *симметричными* и *асимметричными*. Симметричными они бывают в случае нахождения водозаборов в бассейнах подземных вод с однородным литологическим составом водовмещающих пород, а асимметричными – при их заложении в потоках и бассейнах подземных вод с неоднородным литологическим составом водовмещающих пород.

Размер воронки депрессии определяется ее радиусом, который принято называть *радиусом влияния  $R$* . Для асимметричной воронки радиусы влияния различны по разным направлениям. Радиус влияния — величина постоянная во времени при установившемся движении и переменная при неустановившемся движении.

При эксплуатации горизонтальных водозаборов вдоль них образуются *депресссионные понижения уровней или напоров*. Ширину зоны понижений И. Е. Жернов (1982) характеризует *установившимся* и *асимметричными*. Симметричными они бывают в случае нахождения водозаборов в бассейнах подземных вод с однородным литологическим составом водовмещающих пород, а асимметричными – при их заложении в потоках и бассейнах подземных вод с неоднородным литологическим составом водовмещающих пород.

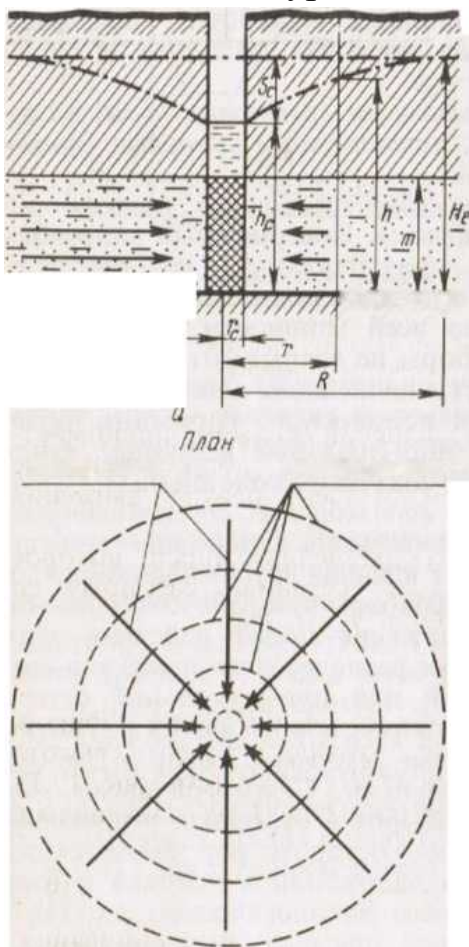
Размер воронки депрессии определяется ее радиусом, который принято называть *радиусом влияния  $R$* . Для асимметричной воронки радиусы влияния различны по разным направлениям. Радиус влияния — величина постоянная во времени при установившемся движении и переменная при неустановившемся движении.

При эксплуатации горизонтальных водозаборов вдоль них образуются *депресссионные понижения уровней или напоров*. Ширину зоны понижений И. Е. Жернов (1982) характеризует *установившимся пределом влияния  $L_y$* , под которым понимается расстояние от водозабора до сечения, где депрессионная поверхность грунтовых вод сопрягается с естественной поверхностью потока или где пониженная пьезометрическая поверхность артезианских вод сочленяется с естественной пьезометрической поверхностью. Часто эту величину называют *радиусом влияния  $R$* .

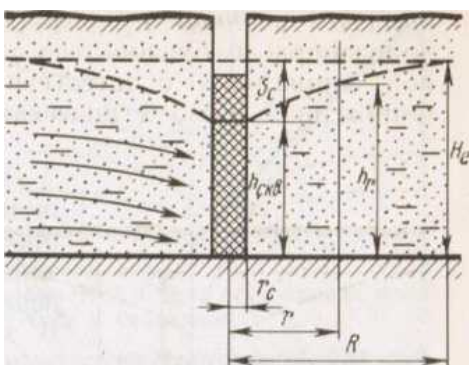
## 20. Типы водозаборных сооружений, расчет водозаборных скважин в напорных и безнапорных водах

### УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД К СОВЕРШЕННЫМ СКВАЖИНАМ

Отбор воды из артезианской скважины вызывает снижение только пьезометрического напора подземных вод, мощность же водоносного горизонта остается постоянной. Откачка воды из грунтовой скважины обуславливает осушение водоносного горизонта за счет уменьшения его мощности. Первоначальный уровень подземных вод в артезианской и грунтовой скважинах называется *статическим*, а уровень, снизившийся вследствие откачки, - *динамическим*.



Рисунки 19.1



Симметричные воронки в плане имеют форму круга, в котором линии равных напоров (пьезоизогипсы или гидроизогипсы) представляют собой окружности, а линии тока – прямые линии (рис. 19.1 и 19.2).

В потоках депрессионные воронки асимметричны (имеют форму овалов, вытянутых по потоку). Полученные в результате расчетов понижения уровня отсчитывают от реальной пьезометрической или свободной поверхности и тем самым обеспечивают истинную картину распределения напоров потока при действии водозаборных скважин.

Если при работе скважины обеспечивается непрерывное восполнение отбираемой воды, то она работает в условиях установившейся фильтрации, что характерно для одиночных скважин или для водозаборов, расположенных вблизи контура питания подземных вод. Движение подземных вод к скважинам рассматривается в цилиндрической системе координат и сводится к одномерной радиальной фильтрации.

Рисунок 19.2. Схема движения воды к грунтовой совершенной скважине:

$S_c$  – величина понижения в скважине;  $L_{с,в}$ , высота столба воды в скважине при откачке;  $H_b$  – мощность водоносного горизонта;  $r_c$  – радиус скважины;  $r$  – расстояние от оси скважины до сечения, где мощность водоносного горизонта во время откачки равна  $L$ ;  $R$  – радиус влияния

### Расчет притока воды к артезианской скважине

При расчете притока воды к артезианской скважине принимается, что депрессионная воронка симметрична, водовмещающие породы однородны, водо-

упор горизонтален, режим движения ламинарный, установившийся.

Дебит скважины определяется по уравнению Дарси, которое применяется к любому произвольному сечению, соосному со скважиной и принятому на расстоянии  $z$  от нее:

$$Q = Fkl$$

В данном случае площадь поперечного сечения равна площади боковой поверхности цилиндра, радиус которого равен  $z$ , высота  $m$ , т. е.  $F=2\pi r m$ , а напорный градиент  $I=dH/dr$  (см. рис. 19.1). Заменим в линейном законе фильтрации  $F$  и  $l$  их значениями, получим

$$Q = 2\pi r m k (dH/dr). \quad (19.1)$$

Разделим переменные и подставим пределы интегрирования:

откуда

$$\int_{r_c}^R \frac{Q}{2\pi m k r} dr = \int_{h_c}^{H_e} dh, \quad (19.2)$$

$$Q = 2\pi k m \frac{H_e - h_c}{\ln R - \ln r_c}. \quad (19.3)$$

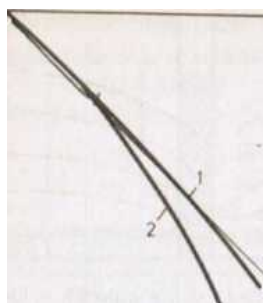


Рисунок 19.3. Кривые зависимости дебита от понижения для артезианской скважины:  
1 – теоретическая кривая, 2 – кривая, построенная по фактическим данным

$$\lg \frac{R}{r_c}$$

Уравнение (19.4), полученное Ж. Дюпюи, является расчетной формулой для определения дебита артезианской скважины. Допустим, что радиус влияния величина постоянная, т. е.  $R = \text{const}$ . В этом случае выражение  $2,73 T (\lg R - \lg r_c)$  в формуле (19.4) также будет величиной постоянной. После замены выражения  $2,73 T (\lg R - \lg r_c)$  на  $q$  формула (19.4) примет вид.

$$q = Q/S_c,$$

где  $q$  удельный дебит скважины, т. е. дебит, приходящийся на 1 м понижения уровня.

Из уравнения (19.5) следует, что между дебитом скважины и величиной понижения существует линейная зависимость. Отложив на оси абсцисс дебиты скважины, а по оси ординат соответствующие величины понижения, получим прямую линию (рис. 19.3). Однако при значительных понижениях уровня воды в скважине наблюдается отклонение от линейной зависимости в сторону уменьшения удельного дебита (прямая переходит иногда в параболическую кривую).

Для оценки водообильности и того или иного водоносного горизонта (или комплекса) следует использовать фактические графики зависимости дебита от понижения уровня в процессе откачек.

### Расчет притока воды к грунтовой скважине

**Формула Абрамова.** При входе воды в грунтовую скважину происходит разрыв уровней (разрыв между уровнем у наружной стенки скважины и уровнем внутри скважины). Этот разрыв уровней (рис. 19.4) называется в литературе различно: «скачок», «гидродинамический скачок», «гидравлический скачок», «участок высачивания». Его величина может быть определена по приближенной формуле С. К. Абрамова:

$$\Delta h = a \sqrt{QS/kF},$$

где  $a$  – эмпирический коэффициент, который для сетчатых и гравийных фильтров принимается равным 0,20, а для щелистых фильтров – 0,07;  $Q$  – дебит скважины, м<sup>3</sup>/сут;  $S$  – понижение, м.

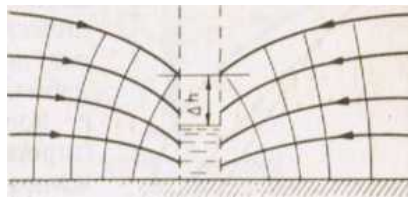


Рисунок 19.4. Схема образования «скачка» у скважины

**Формула Дюпюи.** Приток воды к грунтовой скважине происходит так же, как и к артезианской скважине, – через цилиндрическое сечение. Отличие заключается в том, что в артезианской скважине поверхность цилиндра имеет постоянную высоту, равную мощности водоносного горизонта  $m$ , в грунтовых водах высота цилиндра меняется от  $H_c$  до  $h_{сск}$  (рис. 19.2). В данном случае площадь боковой поверхности цилиндра равна  $F=2\pi h_r r$ . Согласно линейному закону фильтрации дебит скважины выразится следующим образом:

$$Q = 2\pi h_r r k (dh/dr). \quad (19.7)$$

Разделив переменные и проинтегрировав  $z$  в пределах от  $h_c$  до  $R$  и  $h_{сск}$  – от

$$\frac{Q}{2\pi k} \int_{r_c}^R \frac{dr}{r} = \int_{h_{сск}}^{H_c} h_r dh_r, \quad (19.8)$$

откуда

$$Q = \pi k \frac{H_c^2 - h_{сск}^2}{\ln R - \ln r_c} \quad (19.9)$$

Окончательная формула притока воды в грунтовую скважину имеет вид

$$Q = \pi k \frac{(2H_c - S_c) S_c}{\ln R - \ln r_c} = 1,366 k \frac{(2H_c - S_c) S_c}{\lg R - \lg r_c}. \quad (19.10)$$

**Формула Форхгеймера.** Формула (19.10) применима для пласта, неограниченного в плане. Для полуограниченного пласта, когда грунтовая скважина расположена у реки на расстоянии меньшем, чем радиус влияния скважины при откачке, используется формула Форхгеймера:

$$Q = \pi k \frac{(2H_c - S_c)S_c}{\ln 2a - \ln r_c} = 1,366k \frac{(2H_c - S_c)S_c}{\lg 2a - \lg r_c} \quad (19.11)$$

Формула Форхгеймера отличается от формулы Дюпюи только тем, что в ней радиус влияния  $R$  заменен двойным расстоянием от скважины до реки (2а).

Для грунтовой скважины зависимость дебита от понижения выражается параболической кривой (рис. 19.5). Построив по результатам откачки график зависимости дебита от понижения  $Q = \mathcal{L}S$ , можно с достаточной для практики точностью определять понижение уровня воды в скважине, задаваясь значениями дебита, или решать обратную задачу.

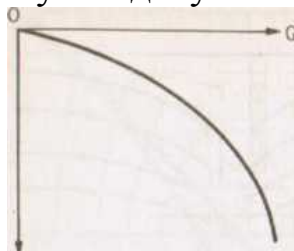


Рисунок 19.5. Кривая зависимости дебита от понижения для грунтовой скважины

### Установившееся движение подземных вод к несовершенным скважинам.

При откачке из несовершенной скважины поток воды в ней разделяется на две цилиндрические зоны наружную и прискважинную. В наружной зоне распределение напоров аналогично потоку к совершенной скважине. В прискважинной зоне, радиус которой не превышает 1,0 1,5, мощность водоносного пласта, имеет место резкая деформация потока, которая учитывается величиной дополнительного сопротивления. Дополнительное сопротивление обусловлено двумя видами несовершенства по степени и по характеру вскрытия водоносного горизонта.

*Несовершенство по степени вскрытия* обусловлено тем, что водопримемная часть скважины охватывает только часть водоносного горизонта.

*Несовершенство по характеру вскрытия* определяется изменением водопроницаемости в прискважинной зоне в результате различных механических и физико-химических процессов, отклонениями от линейного закона фильтрации около скважины и внутри ее, за счет интенсивной откачки, а также конструкцией фильтра в скважине.

Учет несовершенства скважины при определении понижения уровня может быть выражен следующей зависимостью:

$$\Delta S_{н.с.} = \frac{Q_c}{2\pi km} \zeta,$$

где  $\Delta S_{н.с.}$  — дополнительное понижение, обусловленное несовершенством скважины,  $Q_c$  расход скважины;  $\zeta$ ; общее дополнительное сопротивление скважины, вызванное несовершенством скважины.

Общее дополнительное сопротивление  $\zeta$ , можно представить в виде:

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2,$$

где  $q_1$  —сопротивления, вызванные неполнотой вскрытия водоносного горизонта;  $q_2$  — сопротивления, обусловленные характером вскрытия водоносного горизонта, которые еще называются *скин-эффектом* (или *эффектом оболочек*)

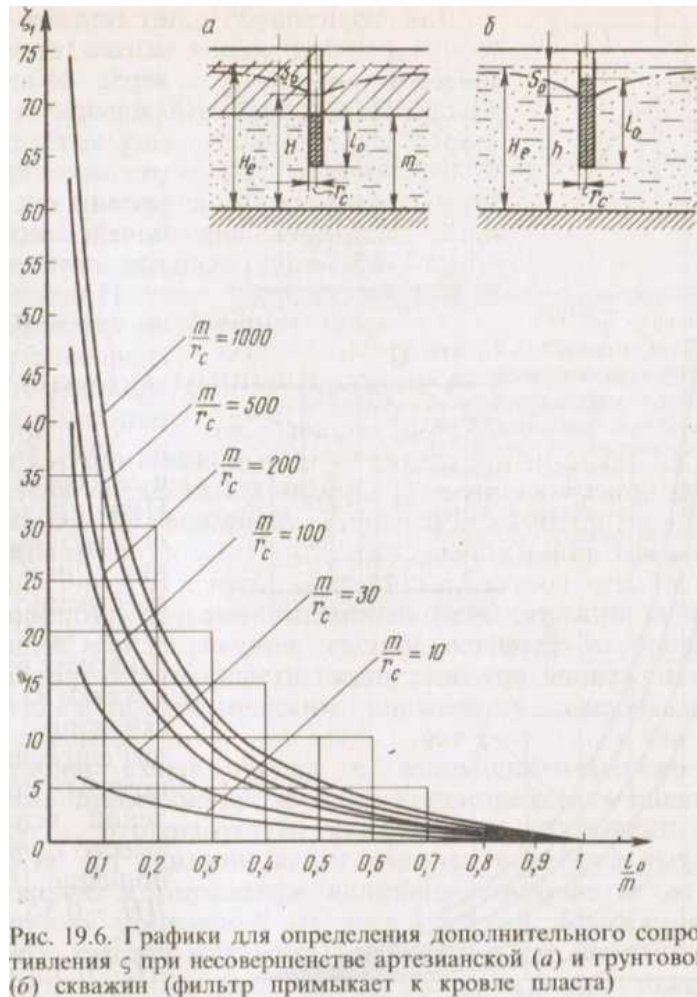


Рис. 19.6. Графики для определения дополнительного сопротивления  $\zeta$  при несовершенстве артезианской (а) и грунтовой (б) скважин (фильтр примыкает к кровле пласта)

### Определение несовершенства скважины по степени вскрытия

(£.). Существует очень много различных решений для определения величины [В. М. Шестаков, 1979; И. Е. Жернов, 1982]. Большое количество расчетных формул вызвано разнообразием типов несовершенных скважин. В настоящее время получил широкое распространение способ, в котором дополнительное сопротивление на несовершенство скважин определяется по графикам, составленным Ф. М. Бочевеком (рис. 19.6 и 19.7).

Величина определяется в зависимости от соотношения  $l_0/m$  и  $m/z_c$ . На рис. 19.6 дан график для случаев, когда рабочая часть фильтра примыкает к кровле водоносного горизонта, а на рис. 19.7 для случаев нахождения фильтра в середине пласта, где  $c$  — расстояние от кровли водоносного горизонта до верха рабочей части фильтра для напорных вод и расстояние от статического уровня до верха рабочей части фильтра для грунтовых вод

Представленные на рис. 19.6 и 19.7 графики строг о справедливы только для напорных вод. Однако ими пользуются и для грунтовых вод. При этом вместо  $m$  берут  $H_e$ , отношения  $l_0/m$  и  $m/z_c$  соответственно заменяются:  $l_0/H_e$  и  $H_e/r_c$ .

Во время проведения откачки из грунтовой скважины происходит снижение уровня, поэтому при определении величины  $C_{11}$  вместо  $o/\phi/m$  берут отношение

Поэтому при нахождении общих дополнительных сопротивлений скважины, вызванные ее несовершенством, но уравнению (19.13) составляющей  $C_{22}$  пренебрегают (обычно)

**Определение дебита несовершенных водозаборов, принимающих воду через дно.** К таким водозаборам относятся шахтные колодцы и котлованы. Их дебит можно определить по формуле В. Д. Бабушкина (рис. 19.8):

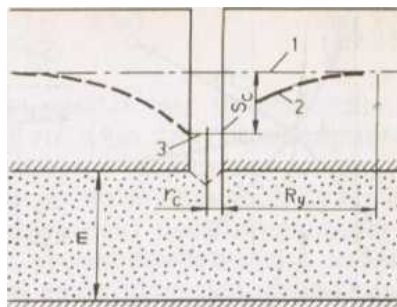


Рисунок 19.8. Схема шахтного колодца с полусферическим дном в напорном водоносном горизонте: 1 – естественная пьезометрическая поверхность. 2 – депрессионная пьезометрическая воронка, 3 – динамический уровень в колодце;  $S_c$  величина понижения в скважине;  $r_c$  радиус скважины;  $R_y$  радиус влияния;  $t$  мощность подосного горизонта

Величина модуля  $M_0$ , обусловленная формой дна колодца, равна:

$$M_0 = 1,57 + \frac{r_c}{m} \left( 1 + 1,18 \lg \frac{R_y}{4m} \right). \quad (19.15)$$

При условии  $r_c/m < 0,1$  можно принять для колодца с плоским дном  $M_0 = 1,57$ , а для колодца с полусферическим дном  $M_0 = 1,00$ . В последнем случае выражение переходит в формулу Форхгеймера:

$$Q = 2\pi k r_c S_c.$$