Библиотека СОК

И. В. ГАРМОНОВ, А. В. ЛЕБЕДЕВ

ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ ПО ДИНАМИКЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Допущено
Министерством высшего образования СССР
в качестве учебного пособия для студентов
высших учебных заведений

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
МОСКВА 1952

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая книга является учебным пособием для студентов гидрогеологической специальности геолого-разведочных, горных и других втузов, а также геологических факультетов университетов при прохождении курса динамики подземных вод. Она может быть также полезна широкому кругу специалистов, занимающихся изучением и использованием подземных вод или борьбой с подземными водами.

Книга содержит расчетные формулы и примеры расчетов по всем основным разделам курса динамики подземных вод. Особенно подробно освещаются в ней гидрогеологические расчеты, связанные с гидротехническим и ирригационным строительством.

При составлении учебного пособия авторами были использованы работы по динамике подземных вод Г. Н. Каменского, М. Е. Альтовского, Н. Н. Биндемана, Н. К. Гиринского и других советских ученых. В практической части работы приведены задачи по динамике подземных вод, разработанные кафедрой гидрогеологии МГРИ в 1940 г., а также многочисленные примеры, накопленные авторами в процессе многолетних гидрогеологических исследований. Глава IX «Расчет движения подземных вод в районе плотин» составлена авторами совместно с Ф. М. Бочевером.

Авторы приносят сердечную благодарность профессору Г. Н. Каменскому за ряд ценных указаний, данных им при подготовке книги к изданию.

Сознавая, что настоящая работа не лишена недостатков, авторы с благодарностью примут все критические замечания и указания, которые можно направлять по адресу: Москва, Старомонетный пер., 35, Лаборатория гидрогеологических проблем им. акад. Ф. П. Саваренского АН СССР.

ВВЕДЕНИЕ

Динамика подземных вод, по определению Г. Н. Каменского, «есть учение о движении воды в горных породах земной коры, совершающемся под влиянием как естественных природных факторов, так и факторов искусственных. При этом в сферу изучения входит движение вод не только в водоносных, насыщенных водой породах, но и различные виды передвижения воды в ненасыщенных водой пористых образованиях».

Основы учения о движении подземных вод были заложены в нашей стране еще в начале XVIII в. работами русских ученых М. В. Ломоносова, Д. Бернулли и Л. Эйлера, проведенными в б. Петербургской Академии наук.

Движение подземных вод в пористых породах впервые изучалось французским гидравликом Дарси, который в 1852 г. эмпирически установил основной закон фильтрации в пористом грунте и ввел понятие о коэффициенте фильтрации.

В России основы теории фильтрации подземных вод были разработаны в конце XIX в. Н. Е. Жуковским, который на примере Мытищинского водозабора под Москвой решил ряд теоретических вопросов о притоке подземных вод к водозаборным сооружениям. Вопросами притока грунтовых вод к водозаборным сооружениям в дореволюционной России занимались также К. Э. Лембке, И. А. Евневич, А. А. Краснопольский, Д. П. Кочерин и др.

Наиболее полного развития учение о движении подземных вод достигло в нашей стране после Октябрьской революции и особенно в годы сталинских пятилеток; огромный опыт, накопленный за этот период в различных областях строительства, и теоретические исследования, проведенные в области динамики подземных вод, выдвинули эту науку на первое место по сравнению с состоянием ее за рубежом.

Из наиболее крупных обобщающих работ по динамике подземных вод, опубликованных советскими учеными, следует отметить работы Н. Н. Павловского, Е. А. Замарина, Г. Н. Каменского, П. Я. Полубариновой-Кочиной, Ф. Б. Нельсон-Скорнякова, М. Е.Альтовского, Н. Н. Биндемана, Н. К. Гиринского, В. Н. Щелкачева.

Огромное значение для развития теории движения грунтовых вод имели работы Н. Н. Павловского (1923—1931), разработавшего теорию движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и развившего теорию неравномерного движения грунтовых вод.

Большую роль в развитии учения о динамике подземных вод и внедрении ее в практику социалистического строительства сыграли работы Г. Н. Каменского. В своей обобщающей работе «Основы динамики подземных вод», опубликованной первым изданием в 1934 г., Каменский подвел итоги знаний по динамике подземных вод и развил их в целом ряде вопросов. Им впервые были разработаны основы теории движения грунтовых вод в неоднородных по водопроницаемости породах и ряд положений по теории неустановившегося (переменного во времени) движения подземных вод. Работы Каменского позволили отразить в теории движения подземных вод конкретные природные условия, способствуя тем самым внедрению динамики подземных вод в гидрогеологию.

Применение динамики подземных вод для решения конкретных практических задач особенно широко развернулось также в годы сталинских пятилеток. В настоящее время решение практических задач на основе теории движения подземных вод стало неотъемлемой частью всех гидрогеологических исследований.

ГЛАВА I
ОСНОВНЫЕ УРАВНЕНИЯ ДВИЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

§ 1. ЛИНЕЙНЫЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ (ЗАКОН ДАРСИ) И ПРЕДЕЛЫ ЕГО ПРИМЕНЕНИЯ

Движение подземных вод в пористых горных породах, как правило, характеризуется ламинарным режимом.

Ламинарное движение подчиняется линейному закону фильтрации. Этот закон был установлен в 1856 г. Дарси на основании опытов по фильтрации в песке. Опыты производились в приборе, показанном на рис. 1. В цилиндр загружался песок, который насыщался наливаемой сверху водой. Уровень воды поддерживался постоянным при помощи боковой отводной трубки. Вода просачивалась через песок и выливалась через кран внизу цилиндра. Для измерения потери напора при фильтрации вверху и внизу цилиндра вставлялись ртутные манометры.

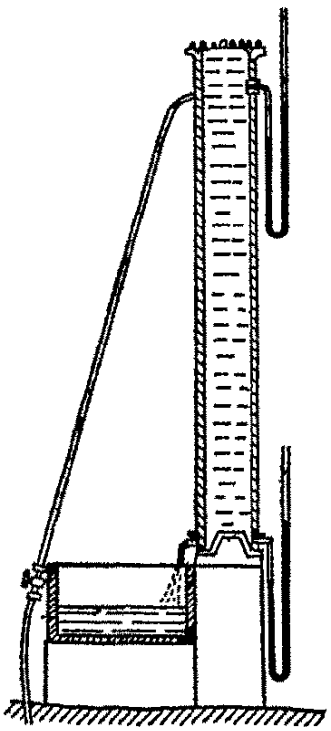


Рис. 1. Прибор Дарси

Опыты показали, что зависимость между расходом воды и потерей напора на единицу пути фильтрации выражается следующей формулой:

$$Q = k\frac{h}{l}\omega, \qquad (1)$$

где Q — количество воды, просачивающейся через песок в единицу времени;

h — потеря напора;

l — длина фильтрующей колонны песка;

k — коэффициент фильтрации (постоянная величина, зависящая от физических свойств породы и фильтрующейся жидкости);

ω — площадь поперечного сечения фильтрующей колонны песка.

Разделим расход Q на площадь ω и обозначим результат буквой v:

$$v = \frac{Q}{\omega} = k\frac{h}{l}. \qquad (2)$$

Величина v носит название скорости фильтрации. Она не представляет собой действительной скорости движения воды в порах, но есть некоторая приведенная величина, отнесенная ко всему сечению фильтрующей породы. С такой скоростью вода двигалась бы в том случае, если бы ею было занято все сечение пласта, как в трубах или каналах.

Величину действительной скорости движения воды в порах можно получить, разделив расход Q на площадь сечения пор, которая равна произведению общей площади ω на коэффициент пористости p:

$$u = \frac{Q}{\omega p}. \tag{3}$$

Сопоставляя выражения (2) и (3), получаем:

$$v = up. \tag{4}$$

Следовательно, скорость фильтрации равна произведению средней скорости движения воды в порах на коэффициент пористости. Так как p всегда меньше единицы, то скорость фильтрации всегда меньше средней скорости движения воды в порах.

Отношение $\frac{h}{l}$ выражает собой величину падения напора на единицу длины пути фильтрации, т. е. величину напорного градиента, или пьезометрического уклона.

Обозначая $\frac{h}{l}$ через I, имеем:

$$v = kI. \tag{5}$$

Эта формула показывает, что, по закону Дарси, при ламинарном движении скорость фильтрации пропорциональна напорному градиенту в первой степени.

Если принять $I = 1$, то уравнение (5) примет вид:

$$v = k, \tag{5а}$$

т. е. при напорном градиенте, равном единице, величина коэффициента фильтрации равна скорости фильтрации. Следовательно, коэффициент фильтрации должен выражаться в линейных единицах, отнесенных к единице времени: в *м/сутки*, *м/сек* или *см/сек*.

По данным Г. Н. Каменского, линейный закон фильтрации применим с достаточной для практики точностью не только для мелкозернистых песков, но и для крупных песков и песчано-галечных образований при действительных скоростях движения подземных вод до 1000 *м/сутки*. Большей скоростью подземные воды обладают лишь в карстах и крупных трещи-

нах. Следовательно, для решения гидрогеологических задач в большинстве случаев можно пользоваться линейным законом фильтрации.

Скорость движения, при которой происходит отклонение от закономерностей, установленных Дарси, называется критической скоростью. Для определения критической скорости $v_{кр}$ можно пользоваться формулой Н. Н. Павловского:

$$v_{кр} = \frac{1}{6{,}5}(0{,}75p + 0{,}23)\frac{\mu}{\rho}\cdot\frac{\mathrm{Re}}{d}, \qquad (6)$$

где $v_{кр}$ — критическая скорость в *см/сек*;
p — пористость породы;
μ — вязкость воды;
ρ — плотность воды;
d — действующий диаметр зерен в *см*;
Re — постоянное число; по определениям Н. Н. Павловского, для песков значение Re колеблется от 50 до 60.

Для воды с температурой 10° формула (6) имеет более простой вид:

$$v_{кр} = 0{,}002\,(0{,}75p + 0{,}23)\frac{\mathrm{Re}}{d}. \qquad (7)$$

§ 2. ЗАКОН ТУРБУЛЕНТНОГО ДВИЖЕНИЯ И ФОРМУЛА КРАСНОПОЛЬСКОГО

В крупнообломочных и трещиноватых породах сохраняется ламинарный режим движения воды, если движение происходит с малой скоростью. Но при значительных скоростях (которые вполне возможны в указанных породах при относительно небольших градиентах) этот режим нарушается и развивается турбулентное движение.

Закон турбулентного движения воды в проницаемых породах выражается формулой Краснопольского:

$$Q = \omega k_к \sqrt{I}, \qquad (8)$$

где $k_к$ — коэффициент фильтрации породы.

Разделив расход Q на площадь поперечного сечения ω, получим:

$$v = k_к \sqrt{I}. \qquad (9)$$

Из уравнения (9) видно, что при турбулентном движении скорость потока пропорциональна квадратному корню из его уклона.

§ 3. УРАВНЕНИЕ СМРЕКЕРА И ЕГО ПРИЛОЖЕНИЕ

При смешанном или переходном режиме от ламинарного к турбулентному можно пользоваться формулой Смрекера:

$$Q = \omega k_c \sqrt[m]{I}, \tag{10}$$

где k_c — коэффициент фильтрации породы;
m — величина, зависящая от характера потока и свойств грунта, изменяющаяся от 1 до 2.

Разделив Q на площадь сечения ω, получим:

$$v = k_c \sqrt[m]{I}. \tag{11}$$

При $m = 1$ формула (11) приобретает вид:

$$v = k_c I, \tag{12}$$

т. е. превращается в выражение линейного закона фильтрации (Дарси). При $m = 2$ формула Смрекера получает вид:

$$v = k_c \sqrt{I}, \tag{13}$$

т. е. переходит в уравнение Краснопольского, выражающее турбулентное движение.

§ 4. ЭМПИРИЧЕСКИЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ПО МЕХАНИЧЕСКОМУ СОСТАВУ ПОРОД

Логарифмический график механического состава пород Механический состав пород изображается в виде так называемых логарифмических кривых состава. Для построения этих кривых по оси абсцисс откладываются логарифмы диаметров частиц, а по оси ординат — суммарное содержание частиц от самых мелких до данного диаметра (рис. 2).

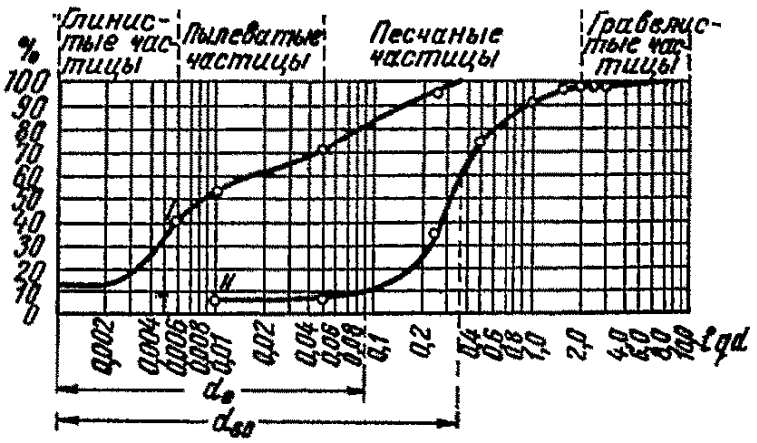


Рис. 2. График механического состава в логарифмическом масштабе

По логарифмической кривой можно определить действующий диаметр и коэффициент неоднородности породы. Под действующим диаметром частиц d_e понимается такой диаметр,

меньше которого имеют частицы, составляющие в породе 10%. Коэффициентом неоднородности k_n называется отношение диаметров частиц, соответствующих на оси ординат 60%, к действующему диаметру, т. е.

$$k_n = \frac{d_{60}}{d_e}. \tag{14}$$

Формула Хазена. Для пород с коэффициентом неоднородности менее 5,0 и действующим диаметром в пределах от 0,1 до 3,0 *мм* при определении коэффициента фильтрации можно применять эмпирическую формулу Хазена:

$$k = Cd_e^2(0{,}7 + 0{,}03t); \tag{15}$$

здесь k — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;
d_e — действующий диаметр в *мм*;
t — температура фильтрующейся воды в °С [$(0{,}7 + 0{,}03t)$ — температурная поправка];
C — эмпирический коэффициент, изменяющийся от 400 до 1200 в зависимости от гранулометрического состава песка (чем крупнее зерна песка, тем больше числовой коэффициент).

Формула Слихтера. Эмпирическая формула Слихтера имеет следующий вид:

$$k = Ad_e^2 m \frac{1}{\mu}, \tag{16}$$

где k — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;
d_e — действующий диаметр в *мм*;
A — числовой коэффициент, равный 88,3;
m — числовой коэффициент, зависящий от пористости (значения m при различной пористости p приведены в табл. 1);
μ — коэффициент вязкости воды, зависящий от температуры (величина его определяется по табл. 2).

Таблица 1

p	m	p	m	p	m	p	m
0,26	0,01187	0,32	0,02352	0,38	0,04151	0,43	0,06267
0,27	0,01350	0,33	0,02601	0,39	0,04524	0,44	0,06776
0,28	0,01517	0,34	0,02878	0,40	0,04922	0,45	0,07295
0,29	0,01694	0,35	0,03163	0,41	0,05339	0,46	0,07838
0,30	0,01905	0,36	0,03473	0,42	0,05789	0,47	0,08455
0,31	0,02122	0,37	0,03808				

Таблица 2

°C	μ	°C	μ	°C	μ	°C	μ
0	0,0178	8	0,0139	16	0,0111	24	0,0093
1	0,0172	9	0,0135	17	0,0108	25	0,0091
2	0,0167	10	0,0131	18	0,0105	26	0,0089
3	0,0162	11	0,0127	19	0,0103	27	0,0087
4	0,0157	12	0,0124	20	0,0101	28	0,0085
5	0,0152	13	0,0120	21	0,0099	29	0,0083
6	0,0147	14	0,0117	22	0,0097	30	0,0081
7	0,0143	15	0,0114	23	0,0095		

Формула Слихтера применима для пород с большим коэффициентом неоднородности и с действующим диаметром в пределах от 0,01 до 5,0 *мм*.

Для совершенно чистого песка с зернами одинаковой величины при 10°С Слихтер установил следующую зависимость между коэффициентом фильтрации и пористостью:

$$k_{10} = k_1 d_e^2, \tag{17}$$

где k_{10} — коэффициент фильтрации при 10°С в *м/сек*;
d_e — действующий диаметр зерен в *мм*;
k_1 — величина, определяемая по пористости (см. табл. 3)

Таблица 3

p	k_1	p	k_1	p	k_1	p	k_1
0,26	0,0009	0,32	0,0019	0,38	0,0031	0,44	0,0052
0,28	0,0012	0,34	0,0023	0,40	0,0037	0,46	0,0061
0,30	0,0015	0,36	0,0029	0,42	0,0042	0,47	0,0068

Формула Крюгера. Формула Крюгера дает значение коэффициента фильтрации при 18°С:

$$k_{18} = 1{,}44 \cdot 10^6 \frac{p}{\Theta^2}, \tag{18}$$

где k_{18} — коэффициент фильтрации при 18°С в *м/сутки*;
p — пористость,
Θ — суммарная поверхность частиц, заключенных в 1 $см^3$ грунта, в $см^2$.

Пример определения коэффициента фильтрации по формуле Крюгера приведен в табл. 4.

Таблица 4

Фракции частиц в *см*		Содержание фракций (в долях единицы) q	$\frac{q}{d}$	Пористость p	Суммариая поверхность частиц в $см^2$ $\Theta = 6(1-p)\sum \frac{q}{d}$	Коэффициент фильтрации в *м/сутки* $K_{15} = 1{,}44 \cdot 10^6 \cdot \frac{p}{\Theta^2}$
пределы диаметров частиц	средний диаметр частиц d					
$< 0{,}001$	0,0005	0,368	736	0,40	$6(1-0{,}4)844{,}9 = 3\,041{,}6$	$1{,}44 \cdot 10^6 \frac{0{,}4}{3041^2} =$ $= 0{,}062$ *м/сутки* или 0,000072 *см/сек*
0,001—0,005	0,003	0,251	83,6			
0,005—0,025	0,015	0,378	25,2			
0,025—0,05	0,037	0,003	0,1			
			$\sum \frac{q}{d} = 844{,}9$			

ГЛАВА II
ИНФИЛЬТРАЦИЯ В НЕНАСЫЩЕННЫЕ ГРУНТЫ

§ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ В ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ МЕТОДОМ ИНФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ ИЗ ШУРФА

Для определения коэффициента фильтрации грунтов, не насыщенных водой, в случаях, когда зеркало грунтовых вод находится на глубине не менее 2—3 *м*, проводят опыты по инфильтрации воды из шурфа, так как величина инфильтрации находится в прямой зависимости от водопроницаемости грунта. Методика производства опытов и расчетов чрезвычайно многообразна. Наиболее часто применяют способы А. К. Болдырева, Г. Н. Каменского, Е. А. Замарина, Н. Н. Биндемана и Н. С. Нестерова.

Способ А. К. Болдырева. В испытуемой породе вырывается шурф, не доходящий до уровня грунтовых вод на 1 *м* или более. На поверхности земли у бровки шурфа устанавливаются два сосуда определенной емкости (10—20 *л*), наполненные водой. Из этих сосудов по опущенной вниз трубке непрерывно подается вода на дно шурфа так, чтобы уровень воды в нем оставался все время постоянным—около 10 *см* над дном. Для наблюдения за уровнем воды на дне шурфа устанавливается рейка с делениями через 1 *см* (рис. 3).

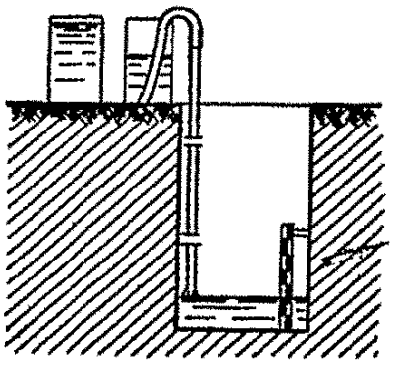


Рис. 3. Схема установки для опытов по инфильтрации из шурфа по способу Болдырева

Определив количество воды Q, поступающей в шурф в единицу времени, и разделив его на площадь дна шурфа ω, получим среднюю скорость инфильтрации:

$$v = \frac{Q}{\omega}. \qquad (19)$$

Коэффициент фильтрации определим по формуле (5):

$$k = \frac{v}{I}.$$

А. К. Болдырев допускает, что при небольшой величине столба воды на дне шурфа, не более 10 *см*, создающийся при достаточно длительной инфильтрации напорный градиент равен единице и, следовательно,

$$k = v. \qquad (20)$$

Таким образом, определяя непосредственно, опытным путем, скорость инфильтрации v, тем самым получают величину коэффициента фильтрации k.

Способ Болдырева дает преувеличенное значение коэффициента фильтрации, так как он не учитывает бокового растекания и капиллярных сил, производящих всасывание воды. Наиболее верные результаты он дает в песчаных грунтах, где влияние капиллярных сил не так велико.

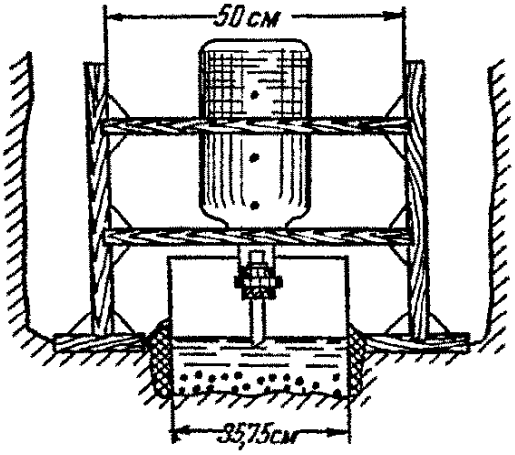


Рис. 4. Прибор для опытов по инфильтрации из шурфа по способу Каменского

Способ Г. Н. Каменского. Способ Каменского представляет собой видоизмененный способ Болдырева. Он состоит в следующем (рис. 4).

На дне шурфа вырывается зумпф (небольшое углубление) диаметром около 40 *см* и глубиной 10 *см*. В зумпф вставляется железный цилиндр высотой около 20 *см* и диаметром 35,75 *см*. Площадь поперечного сечения такого цилиндра равна 1000 $см^2$, что удобно для расчетов.

Зазор между боковой поверхностью цилиндра и стенками зумпфа плотно утрамбовывается глиной. На дне зумпфа в целях предохранения его от размыва насыпается слой гравия или песка мощностью около 3—5 *см*.

В зумпф на высоту 12—14 *см* наливается вода, уровень которой поддерживается при помощи несложного устройства: градуированная бутыль, емкостью 3—5 *л*, наполняется водой и закрывается пробкой с отверстием, в которое вставлена трубка; бутыль опрокидывается горлом вниз и погружается в налитую в зумпф воду так, чтобы конец трубки помещался на высоте 10 *см* от поверхности испытуемого грунта (в эти 10 *см* включается и защитный слой гравия); в таком положении бутыль укрепляется на специальной деревянной подставке.

Пока уровень воды в зумпфе находится выше конца трубки, вода из бутыли вытекать не может. Но когда часть воды просочится в грунт и уровень ее опустится до конца трубки, из бутыли начнет поступать небольшими порциями вода. Таким

образом уровень воды будет все время поддерживаться на высоте 10 *см* от поверхности испытуемой породы, а по количеству вытекшей из бутыли воды можно будет измерить расход на инфильтрацию.

Опыт продолжается 5—6 часов, до достижения постоянного расхода. Наблюдения за расходом воды записываются по приведенной ниже форме.

№ шурфа	Местонахождение шурфа и исследуемая порода	Отсчеты					Количество израсходованной на инфильтрацию воды от начала опыта в $см^3$ W	Продолжительность опыта в сек. T	Расход воды в $см^3/сек$ $Q=\frac{W}{T}$	Скорость фильтрации в $см/сек$ $v=\frac{Q}{\omega}$
		№ отсчета	время отсчета			количество воды в бутыли в $см^3$				
			час.	мин.	сек.					

После опыта шурф надо углубить, подробно описать пройденные породы и отобрать образцы из каждого слоя для механического анализа и для определения влажности и коэффициента фильтрации в лаборатории.

Способ Е. А. Замарина. Замарин осложняет расчет водопроницаемости грунта, учитывая боковое растекание воды. Принимая, что в глинистых грунтах форма растекания воды из круглого шурфа близка к шаровой, Замарин предложил следующий способ расчета.

В последовательные моменты времени t_1; t_2; t_3 . . . вода занимает сферы *I*, *II*, *III* . . . с радиусами R_1; R_2; R_3 . . . (рис. 5).

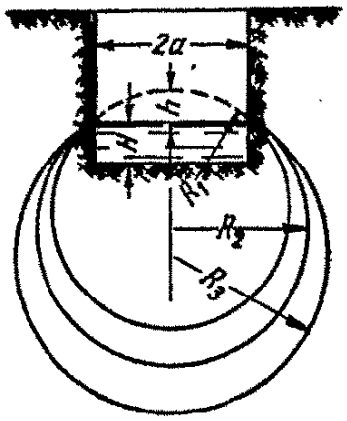


Рис. 5. Схема инфильтрации из шурфа (по Замарину)

Объем сферы *I* равен

$$V_1=\frac{4}{3}\pi R_1^3=4{,}19R_1^3. \qquad (21)$$

В этот объем, помимо грунта, насыщенного водой, входят:

1) объем воды в шурфе $V_2=\pi a^2H$ и
2) объем сегмента, не занятого водой,

$$V_3=\frac{1}{2}\pi a^2h+\frac{1}{6}\pi h^3,$$

где a — радиус шурфа;
H — высота уровня воды над дном шурфа;
h — высота сегмента, не занятого водой.

Выразим последнюю величину через R_1 и a (приближеино):

$$h=R_1-\sqrt{R_1^2-a^2}. \qquad (22)$$

Из общего объема сферы вычтем объемы V_2 и V_3; получим объем грунта в сфере:

$$V_0 = V_1 - V_2 - V_3 = \frac{4}{3}\pi R_1^3 - \pi a^2 H - \frac{1}{2}\pi a^2 h - \frac{1}{6}\pi h^3. \quad (23)$$

Объем воды, содержавшейся в грунте до опыта в виде естественной влажности, составляет

$$V_0(1-p)\gamma m,$$

где γ — удельный вес частиц грунта;

m — естественная влажность в долях единицы.

Поэтому объем воды, поглощенной грунтом, можно выразить следующим уравнением:

$$W = V_0[p - (1-p)\gamma m]. \quad (24)$$

Из этого уравнения можно определить V_0, а по величине V_0 и предыдущим уравнениям можно подобрать значение R_1.

Для определения радиуса второй сферы выразим количество поглощенной воды W_2 через разность объемов первой и второй сфер с учетом заключенной в этом объеме поглощенной воды:

$$W_2 = \frac{4}{3}\pi(R_2^3 - R_1^3)[p - (1-p)\gamma m]. \quad (25)$$

Таким же путем вычислим и радиусы следующих сфер.

Поверхность каждой сферы определим как поверхность шарового пояса высотой $(2R - h)$ по формуле

$$\Theta = 2\pi R(2R - h). \quad (26)$$

Средние величины площади сечения инфильтрационного потока вычислим из выражений:

$$\frac{\Theta_1 + \Theta_2}{2}, \quad \frac{\Theta_2 + \Theta_3}{2} \text{ и т. д.}$$

Средние скорости фильтрации получим по формулам:

$$\left.\begin{aligned} v_2 &= \frac{2W_2}{(\Theta_1 + \Theta_2)t_2} \\ v_3 &= \frac{2W_3}{(\Theta_2 + \Theta_3)t_3} \text{ и т. д.} \end{aligned}\right\} \quad (27)$$

По найденным средним значениям v строится график зависимости скорости фильтрации от времени, который обычно показывает постепенное убывание скорости фильтрации и при-

ближение ее к некоторому пределу. Этот предел и принимается за величину коэффициента фильтрации.

Способ Н. Н. Биндемана. Способ Биндемана отличается от предыдущих тем, что он учитывает действие капиллярных сил. За основу расчета Биндеман принял формулу Цункера и соответствующую ей схему фильтрационного потока (рис. 6), в которой он различает капиллярную зону и зону гравитационного потока.

До опыта определяется естественная влажность грунта. После опыта производится бурение для установления глубины просачивания и влажности насыщенных водой грунтов. Разность между этой влажностью и естественной влажностью грунта определяет количество воды, идущей на насыщение единицы объема грунта. Эта величина дает возможность, пользуясь объемом израсходованной на инфильтрацию воды, вычислить объем грунта, насыщенного водой. После этого строится „эллипсоид смачивания" и вычисляются площадь поперечного сечения инфильтрационного потока, средний напорный градиент, скорость фильтрации и коэффициент фильтрации.

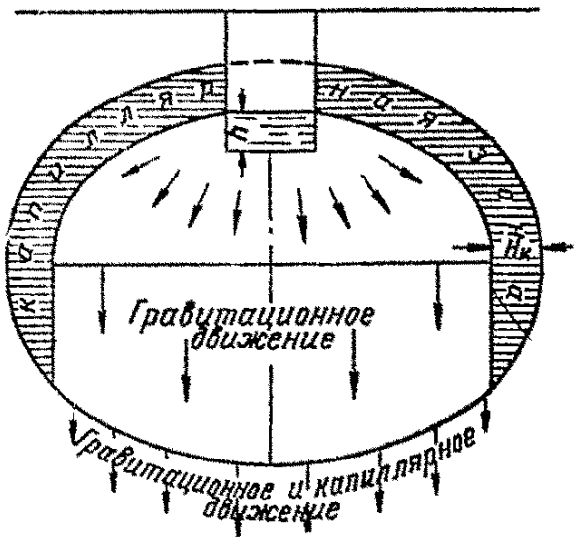


Рис. 6. Схема инфильтрации из шурфа (по Биндеману)

Н. Н. Биндеман считает, что капиллярное отрицательное давление, развивающееся при инфильтрации в сухой грунт, составляет некоторую долю (разную для разных грунтов) от предельной высоты капиллярного поднятия. Поэтому Биндеман вводит в формулу Цункера поправку в виде коэффициента α, в среднем равную около 50% от предельной высоты капиллярного поднятия, после чего формула приимает следующий вид:

$$Q = \omega k \frac{\alpha H_к + h + z - A}{z}. \qquad (28)$$

Здесь Q — расход воды иа инфильтрацию;
ω — площадь поперечного сечения инфильтрационного потока;
k — коэффициент фильтрации;
$H_к$ — капиллярное давление, развивающееся при инфильтрации в „сухую" породу;
h — толщина слоя воды над поверхностью грунта;
z — глубиина просачивания воды;
A — сопротивление воздуха.

Величина A определяется по формуле Цункера:

$$A = \frac{u l_e}{k_e}, \tag{29}$$

где u — скорость движения воды;
l_e — длина воздушной колонны до зоны, где давление воздуха равно атмосферному;
k_e — коэффициент воздухопроницаемости грунта.

Коэффициент воздухопроницаемости грунта связан с коэффициентом фильтрации зависимостью

$$k_e = k \frac{\mu}{\mu_e}, \tag{30}$$

где μ — вязкость воды;
μ_e — влажность воздуха.

Подставляя в формулу (29) значение k_e, получим:

$$A = \frac{u l_e}{k} \cdot \frac{\mu_e}{\mu} = \frac{u l_e \beta}{k}. \tag{31}$$

Значение $\beta = \frac{\mu_e}{\mu}$ в зависимости от температуры определяется из табл. 5.

Таблица 5

°С	0	5	10	15	20	25	30
β	0,0097	0,0115	0,0135	0,0156	0,0178	0,0204	0,0232

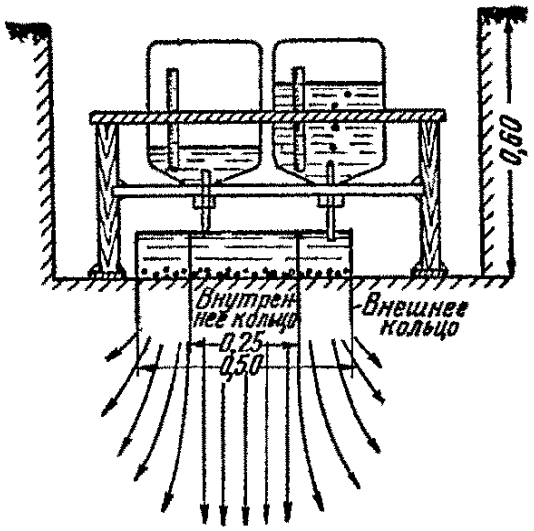


Рис. 7. Прибор для опытов по инфильтрации из шурфа по способу Нестерова

Способ Н. С. Нестерова. При проведении опыта по способу Нестерова на дне шурфа врезаются в грунт два стальных цилиндра, один меньшего, другой большего диаметра (рис. 7). В оба цилиндра наливается вода и поддерживается на одном уровне с помощью двух опрокинутых сосудов с водой.

Предполагается, что вода из внешнего кольца расходуется на просачивание, боковое растекание и капиллярное всасывание. Вода из внутреннего кольца идет главным образом на инфильтрацию в вертикальном направлении, что позволяет принять поперечное сечение инфильтрационного потока равным поперечному сечению внутреннего цилиндра. В конце опыта бурением определяется глубина просачивания.

Расчет коэффициента фильтрации ведется по формуле

$$k = \frac{lQz}{\omega (H_к + z + h)}, \qquad (32)$$

где Q — установившийся фильтрационный расход через внутреннее кольцо установки;
z — глубина просачивания воды;
$\omega = \pi r^2$ — площадь поперечного сечения внутреннего кольца радиусом r;
$H_к$ — капиллярное давление, развивающееся при инфильтрации в „сухую" породу;
h — толщина слоя воды во внутреннем кольце.

§ 6. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 1

Определить коэффициент фильтрации суглинка по способам Болдырева и Замарина. Размер шурфа 1×1 *м*; столб воды в шурфе при наливе 20 *см*; опыт с инфильтрацией был начат в 7 час. и длился 8 часов, причем расход воды был равен:

к 8 час.	40 *л*	к 10 час.	93 *л*	к 12 час.	123 *л*	к 14 час.	145 *л*
„ 9 „	70 „	„ 11 „	110 „	„ 13 „	135 „	„ 15 „	154 „

Лабораторные данные: удельный вес суглинка $\gamma = 2{,}7$; объемный вес $\delta = 1{,}6$; естественная влажность (по весу) $m = 12\%$.

Решение. 1. Коэффициент фильтрации по Болдыреву

$$k = v = \frac{Q}{\omega},$$

где $Q = 154 - 145 = 9$ *л/час* $= 0{,}216$ *м³/сутки*.

Следовательно, $k = \frac{0{,}216}{1} = 0{,}216$ *м/сутки*.

2. Коэффициент фильтрации по Замарину вычислим следующим путем.

Определим радиус первой сферы растекания, образовавшейся к 9 час.

Объем поглощенной воды, по формуле (24), равен

$$W = V_0 [p - (1 - p) \gamma m],$$

где V_0 объем смоченного грунта.

По условию: $\delta = 1{,}6$; $\gamma = 2{,}7$; $m = 0{,}12$. Отсюда:

$$p = 1 - \frac{\delta}{\gamma} = 1 - \frac{1{,}6}{2{,}7} = 0{,}41;$$

$$W = V_0[0{,}41 - (1 - 0{,}41)2{,}7 \cdot 0{,}12] = 0{,}22V_0.$$

К 9 час. расход воды на инфильтрацию W составил 70 $л = 0{,}070$ $м^3$. Следовательно,

$$V_0 = \frac{0{,}070}{0{,}22} = 0{,}318 \ м^3.$$

Зная V_0, определим радиус первой сферы растекания по формуле (23):

$$V_0 = \frac{4}{3}\pi R_1^3 - \pi a^2 H - \frac{1}{2}\pi a^2 h - \frac{1}{6}\pi h^3,$$

где $a = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = \sqrt{\frac{1}{3{,}14}} = 0{,}57$ $м$ — радиус круга, равновеликого сечению шурфа;

$H = 0{,}20$ $м$ — столб воды в шурфе;

$h = R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2}$ — высота сегмента.

Подставляя значения символов в последнюю формулу для V_0, получим:

$$0{,}318 = 4{,}20R_1^3 - 0{,}201 - 0{,}503(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2}) -$$

$$- 0{,}525(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2})^3$$

или

$$0{,}519 = 4{,}20R_1^3 - 0{,}503\ (R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2}) -$$

$$- 0{,}525(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2})^3.$$

Найдем значение R_1 подстановкой различных числовых значений, обозначив правую часть уравнения через $f(R)$:

R_1	R_1^3	$4{,}20R_1^3$	$R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2}$	$(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2})^2$	$0{,}503(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2})$	$0{,}525(R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2})^3$	$f(R)$
0,57	0,32	0,78	0,57	0,19	0,29	0,1	0,48
0,65	0,42	1,15	0,34	0,04	0,17	0,02	0,96
0,60	0,36	0,91	0,42	0,07	0,21	0,03	0,67
0,59	0,35	0,86	0,45	0,09	0,23	0,05	0,58

Принимаем $R_1 = 0{,}58$ *м*.

Найдем радиус второй сферы по формуле (25):

$$W_2 = \frac{4}{3}\pi (R_2^3 - R_1^3)[p - (1 - p)\gamma m],$$

где $p - (1 - p)\gamma m = 0{,}22$;

$W_2 = 93 - 70 = 23$ *л* $= 0{,}023$ *м*^{3} — количество воды, просочившейся с 9 до 10 час.;

$R_1 = 0{,}58$ *м*.

Подставляя цифры, получим:

$$0{,}023 = 4{,}20(R_2^3 - 0{,}58^3)0{,}22;$$

отсюда

$$R_2^3 = \frac{0{,}023}{4{,}20 \cdot 0{,}22} + 0{,}58^3 = 0{,}22; \quad R_2 = 0{,}60 \text{ м}.$$

Аналогичным путем найдем радиусы третьей, четвертой, пятой, шестой и седьмой сфер растекания: $R_3 = 0{,}62$ *м*; $R_4 = 0{,}63$ *м*; $R_5 = 0{,}64$ *м*; $R_6 = 0{,}64$ *м*; $R_7 = 0{,}65$ *м*.

Зная радиусы сфер, определим их поверхности по формуле (26):

$$\Theta = 2\pi R(2R - h) = 2\pi R(R + \sqrt{R^2 - a^2}).$$

Поверхность первой сферы, т. е. шарового пояса высотой $(2R - h)$, равна

$$\Theta_1 = 6{,}28 \cdot 0{,}58(0{,}58 + \sqrt{0{,}58^2 - 0{,}57^2}) = 2{,}52 \text{ м}^2.$$

Поверхности второй и последующих сфер будут соответственно равны:

$$\Theta_2 = 2{,}94 \text{ м}^2; \quad \Theta_3 = 3{,}35 \text{ м}^2; \quad \Theta_4 = 3{,}56 \text{ м}^2;$$

$$\Theta_5 = 3{,}74 \text{ м}^2; \quad \Theta_6 = 3{,}92 \text{ м}^2; \quad \Theta_7 = 4{,}10 \text{ м}^2.$$

После этого можно вычислить средние скорости фильтрации по формуле (27):

$$v_2 = \frac{2W_2}{(\Theta_1 + \Theta_2)t_2},$$

где $W_2 = 0{,}023$ *м*^{3};

$t_2 = 1$ час $= 0{,}042$ суток.

Подставляя цифры, получим:

$$v_2 = \frac{2 \cdot 0{,}023}{(2{,}52 + 2{,}94)\,0{,}042} = 0{,}201 \ м/сутки = 20{,}1 \cdot 10^{-2} \ м/сутки;$$

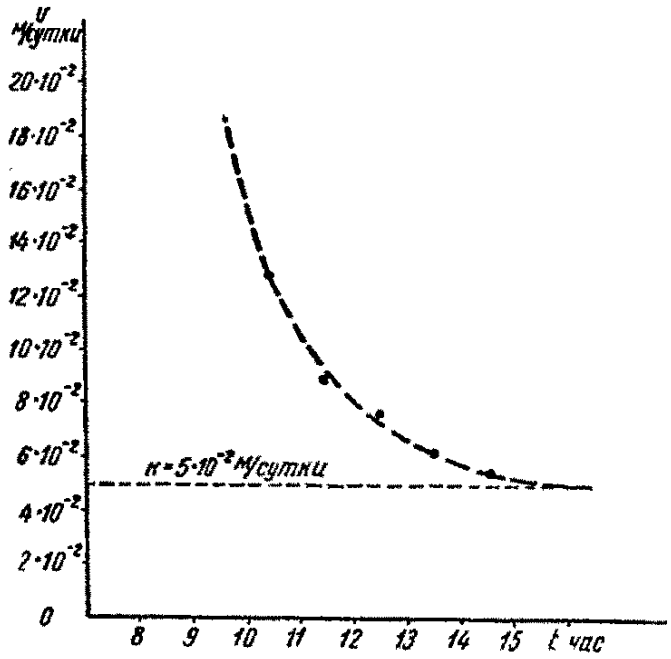


Рис. 8. График скорости инфильтрации из шурфа (по Замарину)

$$v_3 = 12{,}9 \cdot 10^{-2} \ м/сутки;$$
$$v_4 = 9{,}0 \cdot 10^{-2} \ м/сутки;$$
$$v_5 = 7{,}8 \cdot 10^{-2} \ м/сутки;$$
$$v_6 = 6{,}2 \cdot 10^{-2} \ м/сутки;$$
$$v_7 = 5{,}3 \cdot 10^{-2} \ м/сутки.$$

По этим данным строим график изменения v в зависимости от t (рис. 8). По участку кривой, соответствующему более или менее установившейся скорости фильтрации, определяем $k = 0{,}05 \ м/сутки = 5 \cdot 10^{-2} \ м/сутки$.

Задача № 2

Определить коэффициент фильтрации суглинков по способу Нестерова. Грунтовые воды вскрыты скважиной на глубине 8,5 *м*; диаметр внутреннего кольца 0,25 *м*, внешнего — 0,5 *м*; толщина слоя воды в кольцах 0,10 *м*. Опыт проводился 2 суток. График зависимости фильтрационного расхода от времени приведен на рис. 9.

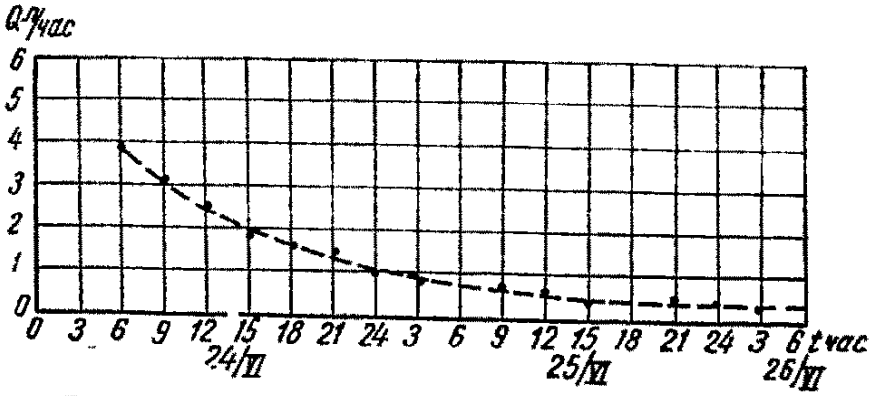


Рис. 9. График зависимости фильтрационного расхода от времени

Для определения глубины просачивания воды проводилось бурение двух скважин на глубину 4,0 *м* (считая от дна шурфа) с отбором образцов породы через 0,5 *м* для определения влажности. Результаты определения влажности суглинков следующие:

№ образца	Глубина отбора образца от дна шурфа в *м*	Влажность в %	
		до опыта	после опыта
1	0,05	19,1	28,1
2	0,5	20,4	23,6
3	1,0	20,9	23,1
4	1,5	20,8	22,8
5	2,0	19,7	21,7
6	2,5	19,8	20,9
7	3,0	18,7	19,3
8	3,5	18,5	18,3
9	4,0	18,6	18,4

Решение. Коэффициент фильтрации по Нестерову определяется по формуле (32):

$$k = \frac{Qz}{\omega (H_к + z + h)}.$$

Значение Q берем по графику (см. рис. 9) за время с 21 час. 25/VI по 6 час. 26/VI. Получаем $Q = 0{,}3$ *л/час* $= 0{,}0072$ *м³/сутки.*

Сравнение влажности суглинков до и после опытов показывает, что глубина просачивания достигла $z = 3{,}25$ *м.*

Площадь поперечного сечения внутреннего кольца

$$\omega = 3{,}14 \cdot 0{,}125^2 = 0{,}049 \text{ м}^2.$$

Капиллярное давление $H_к$, развивающееся при инфильтрации, в зависимости от рода грунта, имеет, по Н. Н. Биндеману, следующие величины:

	$H_к$
Суглинок тяжелый	~1,00 *м*
Суглинок легкий	0,80 „
Супесь тяжелая	0,60 „
Супесь легкая	0,40 „
Песок мелкозернистый глинистый	0,30 „
Песок мелкозернистый чистый	0,20 „
Песок среднезернистый	0,10 „
Песок крупнозернистый	0,05 „

Принимая для суглинков в среднем

$$H_к = \frac{1{,}0 + 0{,}8}{2} = 0{,}9 \text{ м}$$

и подставляя числовые данные в формулу (32), определяем коэффициент фильтрации:

$$k = \frac{0{,}0072 \cdot 3{,}25}{0{,}049\,(0{,}9 + 3{,}25 + 0{,}1)} = 0{,}19 \text{ м/сутки.}$$

ГЛАВА III
РАСЧЕТ ПРИТОКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД К ВОДОСБОРНЫМ СООРУЖЕНИЯМ

§ 7. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРИТОКА ВОДЫ К СКВАЖИНАМ И ШАХТНЫМ КОЛОДЦАМ

Значительное число практических задач по определению притока подземных вод к водосборам решается по формулам, полученным из линейного закона фильтрации (закона Дарси), обычно выражаемого в дифференциальной форме, по Дюпюи, в виде:

$$Q = \omega k \frac{dy}{dx}, \tag{33}$$

где Q — расход потока или приток воды к водосбору;
ω — площадь поперечного сечения потока;
$\frac{dy}{dx}$ — напорный градиент потока;
k — коэффициент фильтрации.

При определении притока воды к артезианскому совершенному колодцу (скважине) площадь поперечного сечения потока ω полагают равной

$$\omega = 2\pi x M, \tag{34}$$

где x — радиус цилиндрической поверхности, ось которой совпадает с осью колодца;
M — мощность водоносного пласта.

Интегрируя дифференциальное уравнение (33) в пределах для x от r (радиус скважины или ее фильтра) до R (радиус влияния скважины) и для y от h (уровень воды около колодца, считая от условной плоскости сравнения или от горизонтального водоупора) до H (уровень воды до откачки), получаем следующую формулу определения дебита артезианского колодца по данным откачки:

$$Q = \frac{2\pi kM(H-h)}{\ln \frac{R}{r}} = 2{,}73 \frac{kMs}{\lg \frac{R}{r}}, \tag{35}$$

где $s = H - h$ — понижение уровня воды в колодце или, точнее, на внешней стороне его фильтра.

Дебит, отнесенный к 1 *м* понижения уровня воды, называется удельным. Для артезианского совершенного колодца он равен

$$q = \frac{Q}{s} = 2{,}73\,\frac{kM}{\lg\frac{R}{r}}. \qquad (35а)$$

Аналогичным путем получают формулы для дебита грунтового совершенного колодца:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln\frac{R}{r}} = \frac{\pi k (2H - s)s}{\ln\frac{R}{r}} = 1{,}366\,\frac{k(2H - s)s}{\lg\frac{R}{r}} \qquad (36)$$

и для удельного дебита того же колодца:

$$q = 1{,}366\,\frac{k(2H - 1)}{\lg\frac{R}{r}}. \qquad (36а)$$

Радиус влияния R, представляющий собой расстояние от оси колодца, на которое распространяется понижение уровня воды в водоносном пласте при откачке (или расстояние от оси колодца до границы воронки депрессии), зависит от ряда факторов: от водопроницаемости пласта, мощности потока, продолжительности и интенсивности откачки, первоначального уклона зеркала грунтовых вод и т. п.

По И. П. Кусакину, радиус влияния для грунтового потока определяется по данным откачки из совершенного колодца при помощи формулы

$$R = 47\sqrt{\frac{6HkT}{\mu}}, \qquad (37)$$

где R — радиус влияния в *м*;
H — мощность потока, измеряемая от водоупора до зеркала воды, в *м*;
k — коэффициент фильтрации пласта в *м/сек*;
T — продолжительность откачки в часах;
μ — водоотдача водоносного грунта в долях единицы.

По Козени, радиус влияния совершенного грунтового колодца

$$R = \sqrt{\frac{12T}{\mu}\sqrt{\frac{Qk}{\pi}}}; \qquad (38)$$

здесь Q — дебит колодца в *м³/час*;
k — коэффициент фильтрации в *м/час*;

остальные обозначения прежние.

С. В. Троянский для определения радиуса влияния того же колодца рекомендует приближенную формулу

$$R = \frac{3Q}{2Hkl}, \qquad (39)$$

где Q — дебит колодца в *м³/сутки*;
H — мощность водоносного пласта в *м*;
k — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;
I — уклон грунтового потока.

В случае значительного уклона грунтового потока до откачки радиус влияния при откачке становится неодинаковым по разным направлениям. Такое же непостоянство радиуса влияния может иметь место и в условиях слабого уклона потока, но при разнородном строении водоносного пласта. Поэтому при детальных исследованиях мест будущих водосборов необходимо выяснять распространение влияния откачки по разным направлениям. При этом надо отдельно учитывать (на основании карты гидроизогипс) ширину области влияния (области, в пределах которой под влиянием откачки изменяются направления токов и понижаются уровни) и ширину области питания водосбора (области, в пределах которой все токи воды направляются в колодец-скважину).

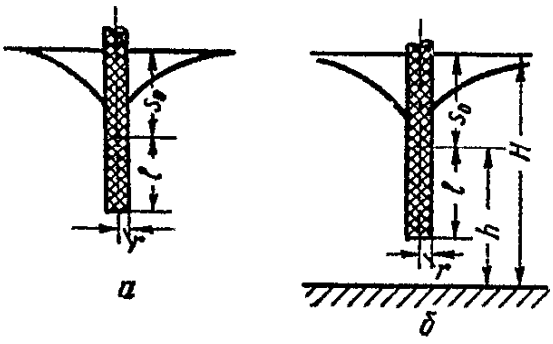


Рис. 10

Для определения притока к несовершенному грунговому колодцу, фильтр которого не достигает водонепроницаемого ложа, применяются другие формулы.

Для случая незатопленного фильтра (т. е. когда верх фильтра выше динамического уровня) и небольшой его длины, т. е. при $l < \frac{1}{3}h$, где l — длина фильтра, а h — высота столба воды в скважине над водоупором (рис. 10, *а*), В. Д. Бабушкин (1950) рекомендует пользоваться формулой

$$Q = 1{,}366ks_0\left(\frac{l + s_0}{\lg\frac{R}{r}} + \frac{l}{\lg\frac{0{,}66l}{r} - \frac{l}{2R}}\right). \qquad (40)$$

Для того же случая при отсутствии данных о радиусе влияния Н. К. Гиринский предложил следующую формулу:

$$Q = 1{,}366\frac{k(2l - s_0)s_0}{\lg\frac{2l - s_0}{1{,}2r}}. \qquad (41)$$

В этих формулах:

Q — дебит скважины в *м³/сутки*;

k — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;

s_0 — понижение уровня воды в скважине в *м*;

l — заглубление рабочей части фильтра в водоносный горизонт, считая от динамического уровня воды, в *м*;

R — радиус влияния в *м*;

r — радиус скважины в *м*.

При большой длине затопленной части фильтра, а именно при $l > \frac{1}{3}h$ (рис. 10, *б*), можно пользоваться эмпирической формулой Форхгеймера:

$$Q = 1{,}366 \frac{k(H^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r}} \sqrt{\frac{l}{h}} \sqrt[4]{\frac{2h - l}{h_1}}. \qquad (42)$$

Дебит шахтного колодца с проницаемым дном определяется по разным формулам в зависимости от формы дна и характера водоносного горизонта.

Для шахтного колодца с полусферическим дном, заложенного в грунтовый поток, величина дебита определяется по формуле

$$Q = \frac{2\pi k(H - h)}{\frac{1}{r} - \frac{1}{R}}, \qquad (43)$$

где обозначения прежние.

В приближенных расчетах величиной $\frac{1}{R}$ можно пренебречь, так как значение R обычно очень велико по сравнению с r. На основании этого формулу (43) можно представить в виде:

$$Q = 2\pi krs. \qquad (44)$$

Для шахтных колодцев, имеющих плоское дно и вскрывающих лишь верхнюю часть напорного потока подземных вод, можно пользоваться формулой Форхгеймера:

$$Q = 4krs. \qquad (45)$$

Все перечисленные формулы для определения расхода воды при откачке из скважин и шахтных колодцев действительны и при наливе воды в те же выработки, с той только разницей, что, поскольку динамический уровень воды при наливе будет выше статического уровня, перед правой частью приведенных формул ставится знак минус.

Величина притока грунтовых вод к колодцу в случае разнородного состава водоносного пласта зависит от литологического строения пласта и его водопроводящих свойств.

Если пласт состоит из двух слоев разной водопроницаемости (рис. 11), то для определения величины Q применима формула

$$Q = \frac{\pi k \left[h^2 - h_0^2 + (h - h_0) 2h_1 \frac{k_1}{k} \right]}{\ln \frac{R}{r}}, \qquad (46)$$

где Q — расход потока или приток воды к водосбору;
h — мощность потока грунтовых вод до откачки, считая от горизонтальной подошвы верхнего слоя;
h_0 — высота уровня воды около колодца при откачке, считая от подошвы того же слоя;
h_1 — мощность нижнего слоя;
k и k_1 — коэффициенты фильтрации верхнего и нижнего слоев.

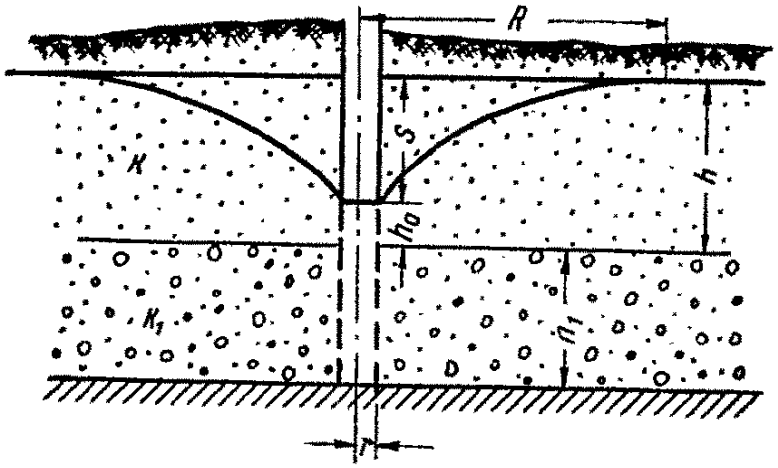


Рис. 11. Депрессионная кривая при откачке из грунтового колодца, заложенного в неоднородном водоносном пласте

В случае более сложного строения водоносного пласта можно, как предлагает Г. Н. Каменский, пользоваться обычной формулой Дюпюи (36), заменив в ней величину k значением средневзвешенного коэффициента фильтрации $k_{ср} = \frac{\Sigma kh}{\Sigma h}$, где k и h — значения коэффициентов фильтрации и мощности отдельных слоев.

Дебит артезианского колодца при слоистом строении водоносного пласта, по Г. Н. Каменскому, равен

$$Q = \frac{2\pi (h_1 k_1 + h_2 k_2 + \ldots + h_n k_n) s}{\ln R - \ln r}, \qquad (47)$$

где $k_1, k_2, \ldots, k_n$ — коэффициенты фильтрации отдельных слоев;
$h_1, h_2, \ldots, h_n$ — мощности соответствующих слоев.

Уравнение дебита колодца, заложенного в грунтовом потоке в условиях слоистого строения водоносного пласта, можно

выразить и в дифференциальной форме. Для упрощения составим дифференциальное уравнение дебита колодца для трехслойного пласта. Полагаем, что в верхнем слое движение подземных вод подчиняется обычной формуле Дюпюи для горизонтального пласта со свободным зеркалом воды; в среднем и нижнем слоях движение подземных вод принимаем за напорное; измерение уровней воды производим от подошвы верхнего слоя. На основании этого составим следующее дифференциальное уравнение движения воды к колодцу:

$$Q = 2\pi h_1 k_1 x_1 \frac{dy}{dx} + 2\pi h_2 k_2 x \frac{dy}{dx} + 2\pi k_3 xy \frac{dy}{dx}, \qquad (48)$$

где Q — приток воды к колодцу;
h_1, h_2 — мощности нижнего и среднего слоев;
k_1, k_2 — коэффициенты фильтрации этих слоев;
k_3 — коэффициент фильтрации верхнего слоя;
x_1 — расстояние от оси колодца до выбранного сечения потока;
y_1 — высота стояния уровня воды в этом сечении, считая от подошвы верхнего слоя;
$\frac{dy}{dx}$ — напорный градиент потока в выбранном сечении.

После разделения переменных получим:

$$2k_3 y dy + 2k_1 h_1 dy + 2k_2 h_2 dy = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{dx}{x}. \qquad (49)$$

Интегрируя это уравнение в пределах для x от r до R (r — радиус колодца, R — радиус влияния) и для y от h_0 до h_3 (h_0 — динамический уровень воды в колодце, h_3 — первоначальный уровень воды, считая от подошвы верхнего слоя), получим:

$$k_3 (h_3^2 - h_0^2) + 2k_1 h_1 (h_3 - h_0) + 2k_2 h_2 (h_3 - h_0) = \frac{Q}{\pi} \ln \frac{R}{r}, \qquad (50)$$

откуда

$$Q = \frac{\pi [(h_3^2 - h_0^2) k_3 + 2 (h_3 - h_0) (k_1 h_1 + k_2 h_2)]}{\ln R - \ln r}. \qquad (51)$$

При расчете дебита несовершенных одиночных скважин, расположенных в однородных напорных водоносных пластах близ реки (рис. 12), применяются следующие формулы В. Д. Бабушкина.

Если длина фильтра l_0 меньше 25—30% мощности пласта m, т. е. $\frac{l_0}{m} < \frac{1}{3}$, и расстояние от скважины до реки a меньше удвоенной мощности пласта, т. е. $\frac{a}{m} < 2$, то

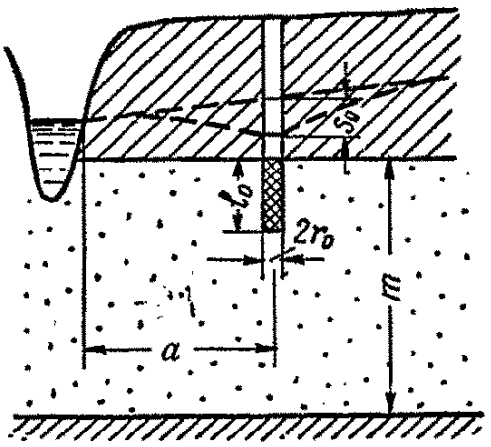


Рис. 12. Депрессионная кривая при откачке из скважины, заложенной в напорном водоносном пласте вблизи от реки

$$Q = \frac{2\pi k l_0 s_0}{\ln \frac{1{,}32 l_0}{r_0} - 0{,}5 \operatorname{Ar\,sh} \frac{0{,}88 l_0}{a}}. \qquad (52)$$

Обозначения, принятые в этой формуле, объясняются на рис. 12. Таблица гиперболических синусов дается в приложении II.

В случае относительно небольшой мощности водоносного пласта и заложения фильтра на глубину более 25—30% его мощности $\left(\frac{l_0}{m} > 0{,}3\right)$ расчет дебита скважины можно производить по формуле

$$Q = \frac{2\pi k l_0 s_0}{\ln \frac{1{,}32 l_0}{r_0} + \frac{l_0}{2m} \ln \frac{a^2}{m^2 - 0{,}5 l_0^2}}. \qquad (53)$$

Эта формула действительна при $a > 0{,}5m$.

§ 8. КРИВЫЕ ДЕБИТА СКВАЖИН

Расчет дебита скважин и колодцев в ряде случаев значительно упрощается, если известны экспериментально установленные зависимости дебита от понижения уровня воды в скважине. Эти зависимости отражают влияние на дебит конструкции скважины, водопроницаемости водоносного пласта и других условий водопритока, которые подчас трудно поддаются самостоятельному учету.

Установив опытным путем зависимость расхода воды Q от понижения уровня s, т. е. $Q = f(s)$, можно рассчитать величину водопритока в данную выработку при заданном понижении уровня воды s.

Исходя из уравнений Дюпюи для грунтовых колодцев, мы можем написать следующее уравнение кривой дебита:

$$(S - s)^2 = \alpha (Q_{max} - Q), \qquad (54)$$

где S — максимальное понижение уровня воды в колодце, принимаемое равным мощности водоносного пласта;

s — любое заданное понижение уровня;

Q_{max} — максимальный дебит колодца, соответствующий максимальному понижению уровня воды;

Q — дебит при заданном понижении;

α — постоянный коэффициент, равный $\frac{S^2}{Q_{max}}$.

Если известны первоначальная мощность потока S и данные откачки при одном понижении s_1 и Q_1, можно определить Q_{max} и α и составить уравнение кривой дебита. С помощью этого уравнения можно определить дебит колодца при любом понижении уровня воды. Если же первоначальная мощность потока S неизвестна, то для ее определения необходимы данные о дебитах и понижениях при откачке с двумя понижениями.

Для артезианского колодца уравнение кривой дебита имеет следующий вид:

$$H - h = s = aQ + bQ^2, \tag{55}$$

где H — высота столба воды в колодце до откачки;

h — то же при откачке;

s — понижение уровня воды;

Q — дебит скважины;

a — коэффициент, характеризующий сопротивление, испытываемое частью потока, обладающей ламинарным движением;

b — коэффициент, характеризующий сопротивление, испытываемое частью потока, имеющей турбулентный режим движения.

Для составления уравнения кривой дебита колодца требуется откачка по крайней мере при двух понижениях, на основании которых можно получить значения s_1, s_2, Q_1 и Q_2.

Тогда параметры уравнения кривой дебита (55) можно определить из уравнений:

$$a = \frac{s_1 Q_2^2 - s_2 Q_1^2}{Q_1 Q_2^2 - Q_2 Q_1^2} \tag{56}$$

$$b = \frac{s_1 Q_2 - s_2 Q_1}{Q_1^2 Q_2 - Q_2 Q_1}. \tag{57}$$

При наличии большого числа опытных данных об уровнях воды h и дебитах Q при откачках для построения кривой дебита применяют способ наименьших квадратов. В этом случае постоянные коэффициенты a и b определяют по формулам:

$$a = \frac{\Sigma Q^4 \cdot \Sigma Q (H-h) - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^2 (H-h)}{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^4 - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^3}; \tag{58}$$

$$b = \frac{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^2 (H-h) - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q (H-h)}{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^4 - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^3}. \tag{59}$$

Практические указания к выбору типов уравнений кривых дебита, исходя из данных опытных откачек, дает М. Е. Альтовский (1940).

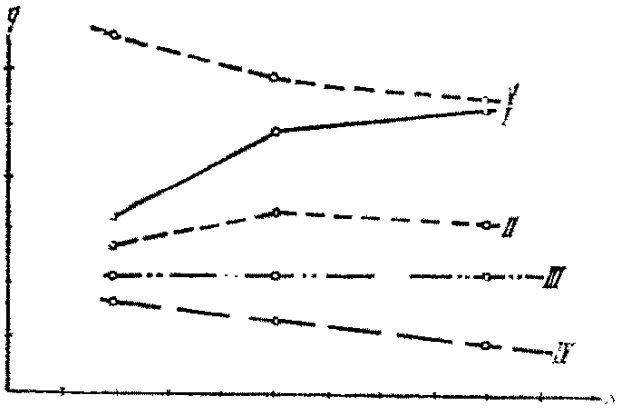


Рис. 13. График различных зависимостей удельного дебита скважины от понижения уровня воды

По данным опытных откачек, проведенных не менее чем с тремя понижениями уровня, строится график зависимости удельного дебита q от понижения s (рис. 13).

В случае возрастания удельного дебита при увеличении понижения (кривая *I*) результаты откачки надо считать недостоверными; откачку следует повторить. При колебаниях удельного дебита около некоторой средней величины (кривая *II*) последняя подсчитывается по формуле $q = \frac{q_1 + q_2 + q_3}{3}$, причем если отношения $\frac{q - q_1}{q}$; $\frac{q - q_2}{q}$; $\frac{q - q_3}{q}$ больше 1—3%, то данные откачки также ненадежны и откачку лучше повторить. Если же эти отношения меньше 1—3%, то удельный дебит можно считать величиной постоянной и равной q, а приток воды к колодцу определять по прямолинейной зависимости $Q = qs$. В качестве предела экстраполяции полученных зависимостей Альтовский допускает $1{,}5—1{,}75s_{max}$, где s_{max} — максимальное понижение при опытной откачке.

Если зависимость удельного дебита от понижения выражается прямой, параллельной оси абсцисс (кривая *III*), то приведенные указания остаются в силе. Если же получается прямая, наклонная к оси абсцисс (кривая *IV*), то это указывает на то, что с увеличением понижения удельный дебит уменьшается по закону прямой линии. При этом расчет дебита скважины должен производиться по параболическим зависимостям, т. е. по уравнению $Q = aQ + bQ^2$. Предел допустимой экстраполяции $1{,}75 - 2{,}0s_{max}$.

Уменьшение удельного дебита по кривой (кривая *V*) указывает на степенную зависимость между расходом и понижением уровня воды. Альтовский предлагает в этом случае для определения дебита пользоваться формулой

$$Q = a + b \lg s. \qquad (60)$$

Пределы допустимой экстраполяции в этом случае $2{,}00—3{,}00s_{max}$

Для вычисления параметров a и b последнего уравнения по данным нескольких опытных откачек (т. е. если имеются

различные Q и s) может быть применен метод наименьших квадратов:

$$a = \frac{\Sigma Q - b \Sigma \lg s}{N}; \tag{61}$$

$$b = \frac{N \Sigma Q \lg s - \Sigma Q \cdot \Sigma \lg s}{N \Sigma (\lg s)^2 - (\Sigma \lg s)^2}, \tag{62}$$

где N — число понижений.

§ 9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРИТОКА ВОДЫ К СИСТЕМАМ ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ КОЛОДЦЕВ

Для группы взаимодействующих грунтовых колодцев (рис. 14), по Форхгеймеру, действительно следующее уравнение:

$$H^2 - z^2 = \frac{Q_1}{\pi k}(\ln R_1 - \ln x_1) + \frac{Q_2}{\pi k}(\ln R_2 - \ln x_2) + \ldots + \frac{Q_n}{\pi k}(\ln R_n - \ln x_n), \tag{63}$$

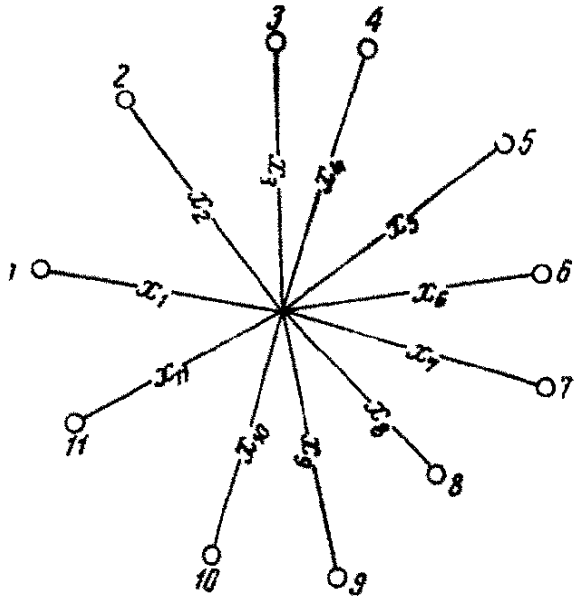


Рис. 14. Схема расположения взаимодействующих грунтовых колодцев

где H — непониженный уровень воды на границе области влияния;
z — уровень воды в какой-нибудь точке в пределах области депрессии;
$x_1, x_2, \ldots, x_n$ — расстояния от выбранной точки до колодцев $1, 2, \ldots, n$;
$Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ — расходы воды в этих колодцах;
$R_1 R_2, \ldots, R_n$ — радиусы влияния колодцев;
k — коэффициент фильтрации.

Если расходы отдельных колодцев равны между собой, т.е. $Q_1 = Q_2 = \ldots = Q_n = \frac{1}{n} Q$, где Q — суммарный расход всей группы, а n — число колодцев, то расход группы грунтовых колодцев, для которой можно допустить $R_1 \approx R_2 \approx R_3 \approx \ldots \approx R_n$, будет равен

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - z^2)}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 \, x_2 \ldots x_n}. \tag{64}$$

При этом величина R выражает радиус влияния всей группы скважин.

Аналогично для группы артезианских колодцев суммарный дебит равен

$$Q = \frac{2\pi kM(H-z)}{\ln R - \frac{1}{n}\ln x_1 x_2 \dots x_n}. \qquad (65)$$

Если колодцы расположены по кругу радиусом x, т. е. $x_1 = x_2 = x_3 = \dots = x_n = x$, и $x_1, x_2 \dots x_n = x^n$, то, зная уровень воды в центре установки z_1, найдем:

$$Q = \frac{2\pi kM(H-z_1)}{\ln R - \ln x}. \qquad (66)$$

Взяв вместо z_1 уровень воды в одном из колодцев h_1, получим другую форму уравнения для системы взаимодействующих артезианских колодцев:

$$Q = \frac{2\pi kM(H-h_1)}{\ln R - \frac{1}{n}\ln r_1 x_{1-2} x_{1-3} \dots x_{1-n}}, \qquad (66а)$$

где Q — дебит группы взаимодействующих колодцев;

r_1 — радиус колодца, определяющий расстояние от центра первого колодца до точки кривой депрессии у внешней стороны его фильтра;

$x_{1-2}, x_{1-3}, \dots, x_{1-n}$ — расстояния от той же точки кривой депрессии до центров остальных колодцев.

Для двух взаимодействующих артезианских колодцев, которые имеют одинаковые дебиты при одиночной откачке и при взаимодействии, действительно следующее отношение:

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{\ln \frac{R_0}{r}}{\ln \frac{R_0^2 + a^2}{2ar}}, \qquad (67)$$

где Q' — дебит каждого колодца при взаимодействии;

Q — то же до взаимодействия;

R_0 — радиус влияния колодца;

r — радиус колодца;

$2a$ — расстояние между колодцами.

По аналогии с этим можно привести формулу для двух взаимодействующих грунтовых колодцев:

$$Q' = \frac{\pi k(H^2 - h^2)}{\ln \frac{R_0' + a^2}{2ar}}, \qquad (68)$$

где H — непониженный уровень воды на границе области влияния;

h — уровень воды при откачке;

остальные обозначения прежние.

Для расчета взаимодействия колодцев, расположенных близ берега поверхностного водоема, можно воспользоваться методом Форхгеймера. По Форхгеймеру, для ряда взаимодействующих грунтовых колодцев, расположенных около реки (рис. 15), можно написать уравнение

$$H^2 - z^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \ln \frac{s_1}{x_1} + \frac{Q_2}{\pi k} \ln \frac{s_2}{x_2} + \ldots + \frac{Q_n}{\pi k} \ln \frac{s_n}{x_n}, \qquad (69)$$

где H — непониженный уровень грунтовых вод;

z — пониженный уровень воды в какой-либо точке (см. рис. 15);

$Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ — расходы взаимодействующих колодцев *1*, *2*, ..., *n*;

$x_1, x_2, \ldots, x_n$ — расстояние от выбранной точки до колодцев *1*, *2*, *3*, ..., *n*;

$s_1, s_2, \ldots, s_n$ — расстояния от той же точки до зеркальных отображений колодцев *1*, *2*, *3*, ..., *n*;

k — коэффициент фильтрации водоносного пласта.

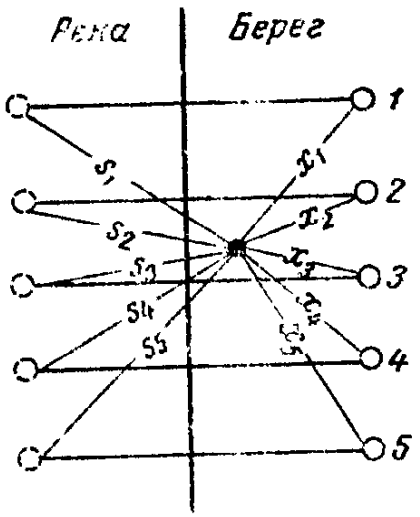


Рис. 15. Схема расположения взаимодействующих скважин вблизи от реки

Для точки депрессионной кривой грунтовых вод у одного из колодцев (скважин) последнее уравнение принимает вид:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \ln \frac{2l}{r} + \frac{Q_2}{\pi k} \ln \frac{s_{1-2}}{x_{1-2}} + \ldots + \frac{Q_n}{\pi k} \ln \frac{s_{1-n}}{x_{1-n}}, \qquad (70)$$

где h уровень воды в выбранном колодце;

l — расстояние от данного колодца до реки;

r — радиус выбранного колодца;

$x_{1-2}, x_{1-3}, \ldots, x_{1-n}$ — расстояние между данным (первым) и вторым колодцами, между первым и третьим и т. д.;

$s_{1-2}, s_{1-3}, s_{1-4}, \ldots, s_{1-n}$ расстояние от того же колодца до зеркальных отображений второго, третьего и т. д. колодцев.

Задаваясь определенными уровнями воды в каждом колодце, можно для каждого из них составить аналогичное уравнение.

Имея систему n таких уравнений с n неизвестными дебитами Q, можно путем подстановок решить эти уравнения относительно дебита каждого колодца. Можно решить и обратную задачу: задавшись дебитами каждого колодца, определить уровень воды в каждом из них h.

Для случая одинаковых дебитов уравнение будет иметь следующий вид (для любого из колодцев):

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k}\left(\ln\frac{2l}{r_1} + \ln\frac{s_{1-2}}{x_{1-2}} + \ln\frac{s_{1-3}}{x_{1-3}} + \ldots + \ln\frac{s_{1-n}}{x_{1-n}}\right). \quad (71)$$

При двух взаимодействующих колодцах, расположенных на равном расстоянии от реки (рис. 16), уравнение (70) будет выглядеть следующим образом:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi k}\ln\frac{2l}{r} + \frac{Q_2}{\pi k}\ln\frac{\sqrt{4a^2 + 4l^2}}{2a}, \quad (72)$$

где l — расстояние от скважины до реки;
$2a$ — расстояние между скважинами;
Q_1 и Q_2 — дебиты первого и второго колодцев.

При равенстве дебитов колодцев, т. е. при $Q_1 = Q_2$, каждый из них (в условиях их взаимодействия между собой и с рекой) будет равен

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln\dfrac{2l\sqrt{a^2 + l^2}}{ar}}. \quad (73)$$

Для ряда практических расчетов дебита взаимодействующих артезианских скважин может служить приближенный гидравлический метод М. Е. Альтовского. Суть этого метода заключается в следующем (рис. 17). При последовательных откачках из скв. *1* и *2* в них создаются понижения уровня s_1 и s_2, считая

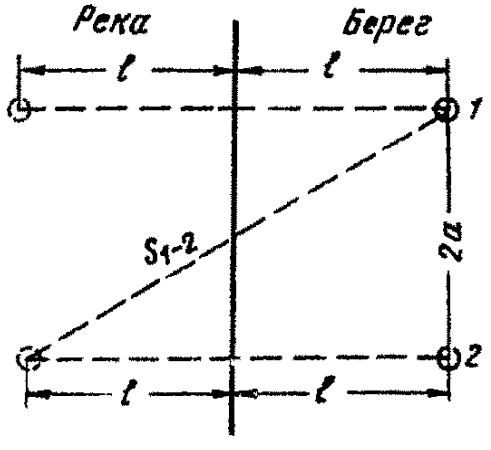


Рис. 16. Схема расположения двух взаимодействующих скважин вблизи от реки

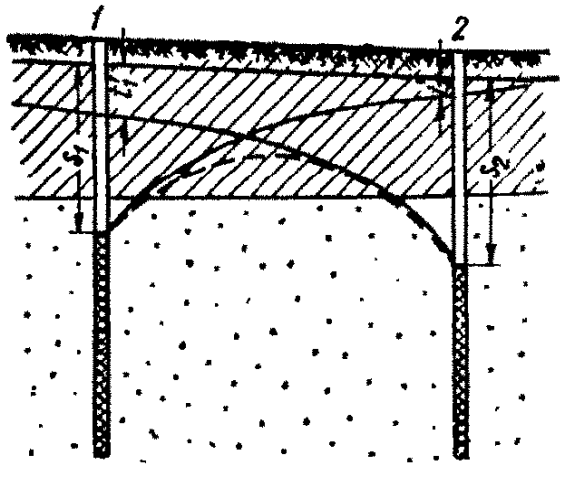


Рис. 17. Схема взаимодействия скважин

Сплошными линиями изображены кривые депрессии при одиночных откачках, пунктирной линией — при взаимодействии

от пьезометрических уровней воды. Кроме того, под влиянием откачки из 2-й скважины в 1-й скважине создается понижение уровня t_1', а при откачке из 1-й скважины во 2-й скважине — понижение t_2', называемые срезками уровня воды.

Допускается, что удельные дебиты при взаимодействии скважин остаются без изменения. На основании этого можно написать следующие уравнения для расходов скважин с учетом срезок:

$$Q_1 = q_1(s_1 - t_1'); \tag{74}$$

$$Q_2 = q_2(s_2 - t_2'), \tag{75}$$

где Q_1, Q_2 — дебиты 1-й и 2-й скважин;
q_1, q_2 — их удельные дебиты.

Однако при совместной откачке из обеих скважин величины срезок будут несколько меньше вследствие уменьшения расходов скважин при взаимодействии. Истинные срезки уровня воды при одновременной откачке определяются из уравнений:

$$t_1 = t_1' \frac{s_1 s_2 - s_1 t_2'}{s_1 s_2 - t_1' t_2'}; \tag{76}$$

$$t_2 = t_2' \frac{s_1 s_2 - s_1 t_1'}{s_1 s_2 - t_1' t_2'}, \tag{77}$$

где t_1' и t_2' — срезки уровня воды в 1-й и 2-й скважинах при одиночных откачках;
s_1 и s_2 — понижения уровня воды в тех же скважинах при одиночных откачках.

Уравнения (76), (77) получены при допущении, что срезка уровня воды изменяется пропорционально изменению дебита соседней взаимодействующей скважины, а величины срезок уровня воды t_1' и t_2' по своей величине резко отличаются друг от друга, что имеет место при разных понижениях уровня s_1 и s_2.

Если срезки в обеих скважинах при одиночных опытных откачках равны между собой, т. е. $t_1' = t_2'$, то на основании пропорциональности изменения величин срезок изменению дебитов путем соответствующего преобразования пропорции получим:

$$t_1 = t_1' \frac{s_2}{s_2 + t_1'}; \tag{76а}$$

$$t_2 = t_2' \frac{s_1}{s_1 + t_2'}. \tag{77а}$$

Дебит скважины при взаимодействии с соседней скважиной будет равен произведению удельного дебита на понижение за

вычетом истинной срезки, т. е. формулы (74) и (75) с учетом истинных срезок должны иметь следующий вид:

$$Q_1 = q_1(s_1 - t_1) = q_1\left(s_1 - t'_1\frac{s_2}{s_2 + t'_1}\right); \qquad (74а)$$

$$Q_2 = q_2(s_2 - t_2) = q_2\left(s_2 - t'_2\frac{s_1}{s_1 + t'_2}\right). \qquad (75а)$$

В случае большого числа взаимодействующих скважин допускается, что при одинаковом понижении во всех скважинах срезки от действия ряда скважин на одну суммируются, т. е.

$$\Sigma t_i = t_1 + t_2 + t_3 + \ldots + t_n. \qquad (78)$$

При отсутствии данных об удельном дебите Альтовский определяет дебит взаимодействующих скважин по формуле

$$Q = Q'(1 \quad \alpha), \qquad (79)$$

где Q — расход скважины при взаимодействии с соседними;
Q' — расход той же скважины без взаимодействия с соседними;
α — коэффициент снижения дебита, представляющий собой отношение разности дебитов невзаимодействующей и взаимодействующей скважин к дебиту невзаимодействующей скважины.

При большом числе взаимодействующих скважин суммарный коэффициент снижения дебита равен сумме коэффициентов снижения от действия отдельных скважин:

$$\Sigma\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \ldots + \alpha_n. \qquad (80)$$

По Альтовскому, этот коэффициент может быть выражен через суммарную срезку $\Sigma t'_i$ и понижение s в данной скважине в виде

$$\Sigma\alpha = \frac{\Sigma t'_i}{s + \Sigma t'_i}. \qquad (80а)$$

Истинную суммарную срезку в условиях одновременного влияния всех скважин Альтовский предлагает находить при помощи формулы

$$\Sigma t_i = \Sigma t'_i\frac{s}{s + \Sigma t'_i}, \qquad (81)$$

где $\Sigma t'_i$ — сумма срезок от одиночного влияния каждой скважины на данную;
s — понижение уровня воды в данной скважине.

Если имеется в виду расширение водосбора, то для новых проектируемых скважин срезки уровня вычисляют, пользуясь формулой Дюпюи:

$$Q = \frac{2\pi kM(t_1' - t_2')}{\ln x_2 - \ln x_1}, \tag{82}$$

где Q — проектируемый дебит водозабора;
k — коэффициент фильтрации;
M — мощность артезианского потока;
t_1 — срезка уровня в одной из имеющихся наблюдательных скважин;
t_2 — срезка уровня в проектируемой скважине;
x_1 и x_2 — расстояния этих скважин от центральной.

Для этой же цели Альтовский пользуется отношениями, полученными из уравнения Дюпюи:

$$\frac{t_1'}{\ln \frac{R}{x_1}} = \frac{t_2'}{\ln \frac{R}{x_2}}. \tag{83}$$

Для вычисления неизвестной t_2 предварительно по известной срезке воды в какой-либо скважине t_1, дебиту центральной скважины Q и расстоянию от центральной до наблюдательной скважины x находят радиус влияния R по формуле

$$\ln R = \frac{2\pi kMt_1'}{Q} + \ln x_1. \tag{84}$$

Применение рассмотренной методики определения взаимодействия артезианских скважин рассмотрено ниже на конкретном примере.

Для расчета водопонизительных установок используются рассмотренные выше формулы (64) и (65), по которым определяется суммарный расход установки Q в зависимости от понижения уровня s или величины уровня воды z в центре установки, мощности потока H или M, радиуса влияния R и расстояний от данного центра до каждой скважины x_1, x_2, $x_3, \ldots, x_n$.

Если все скважины будут расположены по окружности радиусом x_0, то произведение $x_1\, x_2\, x_3 \ldots x_n$ в знаменателе формул (64) и (65) заменится на x_0^n и приведенные выше формулы получат другое выражение. В этом случае суммарный дебит взаимодействующих скважин в условиях грунтовых вод будет равен

$$Q = \frac{\pi k(2H - s)s}{\ln R - \ln x_0}, \tag{85}$$

а в условиях напорных вод

$$Q = \frac{2\pi kMs}{\ln R - \ln x_0}, \qquad (86)$$

где s — понижение уровня воды в центре установки.

При расположении скважин по не очень вытянутому в длину контуру величина x_0 определяется по формуле

$$x_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}},$$

где F — площадь круга, равновеликого площади участка, оконтуренного системой водопонизительных скважин.

Определив общий расход установки, вычисляют средний дебит каждого колодца по формуле $q = \frac{Q}{n}$, где n — число колодцев.

В целях оценки условий работы отдельных скважин и способности их забирать заданное количество воды рассчитывается высота динамического уровня воды у наружной стенки каждой скважины по формуле

$$y_0^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k}\left(\ln R - \frac{1}{n} r\, x_1\, x_2 \ldots x_{n-1}\right), \qquad (87)$$

где y_0 — высота стояния грунтовых вод с внешней стороны фильтра при откачке из данной скважины;
H — непониженный уровень воды на граннце области влияния;
Q — суммарный дебит установки;
R — радиус влияния данной скважины;
r — радиус данной скважины;
$x_1, x_2, \ldots, x_{n-1}$ — расстояние от оси данной скважины до каждой из остальных;
n — количество скважин в установке.

Получив значение y_0, подсчитывают предельную производительность скважины q_0 по эмпирической формуле Захардта:

$$q_0 = 2\pi r y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}. \qquad (88)$$

С. К. Абрамов предлагает пользоваться для определения возможной производительности скважин другой формулой, полученной им на основании статистической обработки большого количества откачек:

$$q_0 = 130\pi r y_0 \sqrt[3]{k}, \qquad (89)$$

где обозначения прежние.

Автор указывает, что эта формула позволяет принимать значительно увеличенные значения входной скорости по сравнению с формулой Захардта, что дает возможность уменьшать основные размеры фильтров (длину или диаметр).

Если q равно или немного меньше q_0, то получившаяся нагрузка на одну скважину считается приемлемой. Если оказывается, что $q > q_0$, то это значит, что количество запроектированных скважин недостаточно и оно должно быть увеличено. Необходимое количество скважин определяют по формуле $n' = \frac{Q}{q_0}$, и полученное число скважин размещают по контуру водопонизительной установки; затем повторяют указанные выше расчеты, начиная с определения суммарного расхода и кончая вычислением предельной производительности отдельной скважины.

В целях проверки ожидаемой величины снижения уровня грунтовых вод в пределах контура установки выполняют контрольный расчет уровня воды по формуле

$$y_1^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k}\left(\ln R - \frac{1}{n}\ln x_1' x_2' \ldots x_n'\right), \qquad (90)$$

где $x_1', x_2', \ldots, x_n'$ — расстояния от заданной точки до каждой скважины установки;

остальные обозначения прежние.

В случае неудовлетворительного снижения уровня (большой величины y_1) производят сгущение скважин или дополняют систему скважин в том или ином направлении, что требует последующих пересчетов дебита и производительности скважин.

При расположении водопоиизительной установки около реки и равенстве дебитов скважин суммарный расход установки определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - y^2)}{\frac{1}{n}\ln s_1 s_2 \ldots s_n - \frac{1}{n}\ln x_1 x_2 \ldots x_n}, \qquad (91)$$

где $x_1, x_2, \ldots, x_n$ — расстояния данной точки C, обычно выбираемой в центре котлована, от скважнн $1, 2, 3, \ldots, n$;

$s_1, s_2, \ldots, s_n$ — расстояния той же точки от воображаемых точек $1', 2', 3', \ldots, n'$, построенных как зеркальные отображения действительных скважин по отношеиию к береговой линии.

§ 10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРИТОКА ВОДЫ К ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ ВОДОСБОРАМ

Расчет притока воды к горизонтальным водосборам основывается на формуле Дюпюи для условий горизонтального положения водоупора и выполняется с учетом или без учета инфильтрационного питания сверху.

Расход воды, притекающей к единице длины водосборной галереи или канавы, доходящей до основания водоносного пласта, определяется по формуле

$$q = k\frac{H^2 - h^2}{2R}, \qquad (92)$$

где q — единичный расход потока грунтовых вод, поступающих с одной стороны галереи;

k — коэффициент фильтрации;

H — непониженный уровень грунтовых вод, существовавший до устройства галереи, считая от основания пласта;

h — уровень грунтовых вод в галерее, считая от того же водоупора;

R — расстояние, на которое распространяется понижение уровня воды при устройстве галереи.

Если обозначить $\frac{H-h}{R} = I_0$ и учесть, что

$$H^2 - h^2 = (H + h)(H - h),$$

то можно написать, что приток воды в дренажную галерею или канаву протяжением B с двух сторон будет равен

$$Q = Bk(H + h)I_0. \qquad (93)$$

где I_0 — средний уклон поверхности грунтовых вод около канавы.

При проектировании осушительных каналов и дренажей принимают следующие значения I_0 в зависимости от характера грунта:

	I_0
Наиболее проницаемые грунты	0,003—0,006
Пески	0,006—0,020
Песчаные породы	0,020—0,050
Суглинки	0,050—0,100
Глины легкие и средние	0,100—0,150
Глины тяжелые	0,150—0,200

В условиях значительного влияния инфильтрационного питания (при инфильтрации осадков, поливных вод) следует пользоваться уравнением Роте:

$$y^2 - h^2 = \frac{w}{k}(2ax - x^2), \qquad (94)$$

где y — высота стояния грунтовых вод, считая от водоупора, в любом сечении на расстоянии x от дрены;

h — мощность грунтового потока около дрены, считая от водоупора;

w — инфильтрационное питание грунтовых вод;

k — коэффициент фильтрации;

$2a$ — расстояние между дренами;

x — расстояние от дрены до данного сечения грунтового потока.

Высота стояния грунтовых вод посередине между дренами равна

$$y_{max} = \sqrt{\frac{w}{k}a^2 + h^2}. \qquad (95)$$

При небольшой величине h по сравнению с a будем иметь

$$y_{max} = a\sqrt{\frac{w}{k}}$$

или

$$2a = 2(H - s)\sqrt{\frac{k}{w}}, \qquad (96)$$

где H — ненарушенный уровень грунтовых вод, считая от водоупора;

s — понижение уровня воды посередине между дренами.

Последняя формула позволяет выполнять расчет расстояний между дренажными канавами ($2a$), исходя из заданного понижения грунтовых вод между ними.

§ 11. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 3[1]

Требуется определить приток воды в артезианскую скважину при снижении напорного уровня воды в ней на 5,0 *м* (рис. 18). Напорные воды залегают в песчаном пласте мощностью 15,9 *м*; напор над подошвой водоупорной глинистой кровли составляет 24,8 *м*; коэффициент фильтрации песков 8,0 *м/сутки*; диаметр скважины 25,4 *см*; радиус влияния 100 *м*.

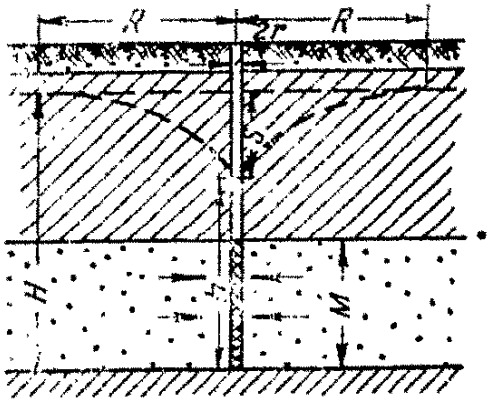


Рис. 18.

[1] Задача взята из книги П. П. Климентова «Сборник задач по динамике подземных вод», Госгеолиздат, 1951.

Решение. Для определения дебита артезианской скважины применяем формулу (35) Дюпюи:

$$Q = \frac{2{,}73kMs}{\lg \frac{R}{r}}.$$

После подстановки числовых значений получим:

$$Q = \frac{2{,}73 \cdot 8{,}0 \cdot 15{,}9 \cdot 5{,}0}{\lg 100 - \lg 0{,}127} = 598{,}7 \ м^3/сутки.$$

Задача № 4

При бурении скважины для целей водоснабжения вскрыты грунтовые воды в крупнозернистых песках с коэффициентом фильтрации 10 *м/сутки*, подстилаемых глинами. Мощность потока грунтовых вод равна 14 *м*; диаметр скважины 305 *мм*. Требуется определить дебит скважины при понижении уровня во время откачки на 4 *м*, причем радиус влияния равен 300 *м*. Скважина оборудуется сквозным фильтром на всю мощность водоносного пласта.

Решение. В данном случае скважина в гидрогеологическом отношении совершенная, так как фильтр перекрывает всю мощность фильтрующих пород. Поэтому мы вправе применить формулу (36) Дюпюи в виде:

$$Q = 1{,}366 \frac{k(2H - s)s}{\lg R - \lg r}.$$

После подстановки числовых значений в формулу расхода получим:

$$Q = 1{,}366 \frac{10{,}0\,(2 \cdot 14{,}0 - 4{,}0)\,4{,}0}{\lg 300 - \lg 0{,}152} = 397{,}9 \ м^3/сутки.$$

Задача № 5

Определить радиус влияния скважины при откачке из нее грунтовой воды в течение 18 часов. Мощность водоносного пласта 9,4 *м*; коэффициент фильтрации 0,0002 *м/сек*; водоотдача песков $\mu = 0{,}19$.

Решение. Для определения радиуса влияния воспользуемся формулой (37) Кусакина:

$$R = 47\sqrt{\frac{6HkT}{\mu}}.$$

Подставив значения символов согласно условию задачи, получим:

$$R = 47\sqrt{\frac{6 \cdot 9{,}4 \cdot 0{,}0002 \cdot 18{,}0}{0{,}19}} = 48{,}6 \text{ м} \approx 50 \text{ м}.$$

Задача № 6

Вычислить радиус влияния при откачке грунтовой воды из буровой скважины, если известно, что дебит составил 8,4 $м^3/час$, коэффициент фильтрации 1,2 $м/час$, водоотдача 0,18; откачка производилась в течение 48 часов.

Решение. При наличии данных о дебите и продолжительности откачки можно воспользоваться формулой (38) Козени:

$$R = \sqrt{\frac{12T}{\mu}\sqrt{\frac{Qk}{\pi}}}.$$

После подстановки числовых величин в эту формулу получим:

$$R = \sqrt{\frac{12 \cdot 48{,}0}{0{,}18}\sqrt{\frac{8{,}4 \cdot 1{,}2}{3{,}14}}} = 75 \text{ м}.$$

Задача № 7

При откачке из горизонта грунтовых вод получен дебит скважины 117,6 $м^3/сутки$; мощность водоносных песков 14,8 $м$; коэффициент фильтрации 8,4 $м/сутки$; уклон грунтового потока 0,0017. Требуется определить радиус влияния скважины.

Решение. Так как в условии задачи даются расход, мощность потока, его уклон и коэффициент фильтрации, то можно применить приближенную формулу (39) Троянского:

$$R = \frac{3Q}{2HkI}.$$

Подставляя числовые данные, получим:

$$R = \frac{3 \cdot 117{,}6}{2 \cdot 14{,}8 \cdot 8{,}4 \cdot 0{,}0017} = 835{,}0 \text{ м}.$$

Задача № 8

Несовершенная скважина диаметром 0,2 $м$ заложена в грунтовом потоке с коэффициентом фильтрации пласта 24,8 $м/сутки$; мощность водоносного пласта 10 $м$; длина рабочей части фильтра 2,0 $м$ (фильтр не затоплен), радиус влияния 125,0 $м$. Тре-

буется определить возможный дебит скважины при понижении уровня воды в ней на 2,0 *м*.

Решение. В данном случае мы имеем несовершенную скважину, низ фильтра которой установлен на $10-(2+2)=6$ *м* выше водоупорного ложа. Длина фильтра $l=2{,}0$ *м* меньше $^1/_3$ высоты динамического уровня воды $h=8$ *м* над водоупором. Поскольку имеются данные о радиусе влияния, можно применить формулу (40) Бабушкина:

$$Q=1{,}366ks_0\left(\frac{l+s_0}{\lg\frac{R}{r}}+\frac{l}{\lg\frac{0{,}66l}{r}-\frac{l}{2R}}\right).$$

Подставив числовые значения известных величин, получим:

$$Q=1{,}366\cdot 24{,}8\cdot 2{,}0\left(\frac{2{,}0+2{,}0}{\lg\frac{125}{0{,}1}}+\frac{2{,}0}{\lg\frac{0{,}66\cdot 2{,}0}{0{,}1}-\frac{2{,}0}{2\cdot 125{,}0}}\right)=210\ м^3/сутки.$$

Задача № 9

Грунтовый поток, в котором должна быть заложена буровая скважина, заключен в слоистом пласте, состоящем из трех слоев различной водопроницаемости. Верхний слой имеет мощность $h_3=1{,}5$ *м* и коэффициент фильтрации $k_3=6$ *м/сутки*; средний слой имеет мощность $h_2=4{,}0$ *м* и коэффициент фильтрации $k_2=12$ *м/сутки*; нижний слой имеет мощность $h_1=3{,}5$ *м* и коэффициент фильтрации $k_1=20{,}0$ *м/сутки*; общая мощность водоносного горизонта равна 9,00 *м*; радиус скважины равен 0,1 *м*; радиус влияния при откачке 100 *м*. Требуется определить дебит скважины при понижении уровня воды на 0,50 и 1,0 *м*.

Воспользуемся формулой (51):

$$Q=\frac{\pi\left[(h_3^2-h_0^2)k_3+2(h_3-h_0)(k_1h_1+k_2h_2)\right]}{\ln R-\ln r}.$$

Для первого понижения уровня значения буквенных величин, по условию задачи, следующие:

$$h_1=3{,}5\ м;\ h_2=4{,}0\ м;\ h_3=1{,}5\ м;$$
$$k_1=20\ м/сутки;\ k_2=12{,}0\ м/сутки;$$
$$k_3=6\ м/сутки;$$
$$h_0=1{,}5-0{,}50=1{,}0\ м;\ R=100\ м;\ r=0{,}1\ м.$$

После подстановки этих величин в указанную формулу с учетом перехода к десятичным логарифмам будем иметь:

$$Q=1{,}366\frac{\left[(1{,}5^2-1{,}0^2)6+2(1{,}5-1{,}0)(20{,}0\cdot 3{,}5+12{,}0\cdot 4{,}0)\right]}{\lg 100-\lg 0{,}1}=57{,}2\ м^3/сутки.$$

При расчете дебита при втором понижении уровня воды $s = 1{,}0$ *м* в исходных данных изменится только величина $h_0 = h_3 - s_2 = 1{,}5 - 1{,}0 = 0{,}5$ *м*. Радиус влияния принимается без изменения.

На основании этого дебит при втором понижении уровня воды составит

$$Q = 1{,}366 \frac{[(1{,}5^2 - 0{,}5^2)6 + 2(1{,}5 - 0{,}5)(20{,}0 \cdot 3{,}5 + 12{,}0 \cdot 4{,}0)]}{\lg 100 - \lg 0{,}1} = 111{,}3 \text{ } м^3/сутки.$$

Задача № 10

Требуется рассчитать расход воды из шурфа при откачке из него воды, если известно, что сечение шурфа $1{,}20 \times 1{,}20$ *м*; глубина шурфа от уровня грунтовых вод до откачки равна 2,15 *м;* запроектированное понижение уровня 1,5 *м*; водоносный горизонт безнапорный; коэффициент фильтрации водоносного пласта 20,0 *м/сутки*; шурф закреплен водонепроницаемой крепью; радиус влияния при откачке 100 *м*.

Решение. Так как фильтрация воды при указанном условии возможна лишь через дно шурфа, которое остается незакрепленным и в процессе откачки оплывает по периметру, то при расчете допустим, что шурф имеет полусферическую форму дна. На этом основании применим формулу для шахтного колодца с полусферическим дном (43):

$$Q = \frac{2\pi k (H - h)}{\frac{1}{r} - \frac{1}{R}}.$$

При этом площадь сечения шурфа, равную $1{,}2 \times 1{,}2$ $м^2$, заменим площадью равновеликого круга, радиус которого будет $r = 0{,}68$ *м*.

Подставляя в формулу числовые значения буквенных величин, получим:

$$Q = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 20{,}0 \cdot 1{,}50}{\frac{1}{0{,}68} - \frac{1}{100}} = 129 \text{ } м^3 \text{ } сутки.$$

Задача № 11

Запроектирован бетонный шахтный колодец, фильтрующий через дно. При проходке колодца установлено, что под глиной залегают крупнозернистые пески, содержащие напорные воды; коэффициент фильтрации песков 20,0 *м/сутки*; диаметр колодца 1,20 *м*. Колодец должен быть незначительно заглублен в водоносные пески. Требуется определить дебит колодца при понижении уровня воды на 1,5 *м*.

Решение. В данном случае мы имеем пример шахтного колодца с плоским дном, вскрывающим верхнюю часть напорного потока подземных вод. Для этих условий применима формула (45) Форхгеймера:

$$Q = 4krs,$$

которая после подстановки числовых значений дает:

$$Q = 4{,}0 \cdot 20{,}0 \cdot 0{,}60 \cdot 1{,}50 = 72 \ м^3/сутки.$$

Задача № 12

Определить удельные дебиты колодца по различным понижениям уровня воды, а также дебиты при 2-м, 3-м, 4-м, 5-м и 6-м понижениях по удельному дебиту 1-го понижения; найти алгебраическим путем уравнение кривой дебита по двучленной формуле и рассчитать по этому уравнению дебит колодца для понижений 5 и 8 *м*. Результаты откачки из артезианского колодца, заложенного в известняках, сведены в следующей таблице.

Ступень понижения	1	2	3	4	5	6
Понижение уровня воды в *м* (s)	1,09	1,62	1,97	2,44	2,84	3,25
Дебит в *л/сек.* (Q)	7,16	10,07	12,26	13,55	15,17	17,11

Решение. 1. Удельные дебиты для различных понижений будут равны:

для s_1 $q_1 = \frac{Q_1}{s_1} = 6{,}57$ *л/сек*

„ s_2 $q_2 = \frac{Q_2}{s_2} = 6{,}18$ „

„ s_3 $q_3 = \frac{Q_3}{s_3} = 6{,}22$ „

для s_4 $q_4 = \frac{Q_4}{s_4} = 5{,}56$ *л/сек*

„ s_5 $q_5 = \frac{Q_5}{s_5} = 5{,}33$ „

„ s_6 $q_6 = \frac{Q_6}{s_6} = 5{,}27$ „

2. По удельному дебиту 1-го понижения дебит при каждом понижении составит:

для 2-го понижения $Q_2 = 6{,}57 \cdot 1{,}62 = 10{,}63$ *л/сек*
„ 3-го „ $Q_3 = 6{,}57 \cdot 1{,}97 = 12{,}93$ „
„ 4-го „ $Q_4 = 6{,}57 \cdot 2{,}44 = 16{,}02$ „
„ 5-го „ $Q_5 = 6{,}57 \cdot 2{,}84 = 18{,}60$ „
„ 6-го „ $Q_6 = 6{,}57 \cdot 3{,}25 = 21{,}35$ „

3. Уравнение кривой дебита вида $s = aQ + bQ^2$ определится, если найти постоянные параметры a и b по способу наименьших квадратов при помощи формул (58) и (59):

$$a = \frac{\Sigma Q^4 \cdot \Sigma Q(H-h) - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^2(H-h)}{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^4 - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^3};$$

$$b = \frac{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^2(H-h) - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q(H-h)}{\Sigma Q^2 \cdot \Sigma Q^4 - \Sigma Q^3 \cdot \Sigma Q^3}.$$

Для удобства вычисления составим таблицу:

Ступень понижения	Q, л/сек	$s=H-h$, м	Qs	Q^2	Q^2s	Q^3	Q^4
1	7,16	1,09	7,80	51,27	55,95	367,06	2 630
2	10,07	1,62	16,32	101,41	164,3	1 020	10 200
3	12,26	1,97	24,10	150,0	295,5	1 840	22 600
4	13,55	2,44	33,05	184,0	448,5	2 490	33 750
5	15,17	2,84	43,10	230,0	653,0	3 490	52 850
6	17,11	3,25	55,60	293,0	952,0	5 020	86 000
		$\Sigma=$	179,97	1 009,7	2 569,3	14 227	208 030

Подставим числовые значения в формулы (58) и (59):

$$a=\frac{208\,030\cdot 179{,}97-14\,227\cdot 2569{,}3}{1009{,}7\cdot 208\,030-14\,227\cdot 14\,227}=0{,}1125;$$

$$b=\frac{1009{,}7\cdot 2569{,}3-14\,227\cdot 179{,}97}{1009{,}7\cdot 208\,030-14\,227\cdot 14\,227}=0{,}0050.$$

Таким образом, уравнение кривой дебита будет иметь вид:

$$s=0{,}1125Q+0{,}0050Q^2.$$

4. Дебит колодца при понижении $s=5$ *м* определится из уравнения

$$s=5=0{,}1125Q+0{,}005Q^2$$

или

$$Q^2+22{,}5Q-1000=0,$$

откуда

$$Q=-11{,}25+\sqrt{1126{,}5}=22{,}32\ л/сек.$$

Дебит колодца при понижении $s=8$ *м* находим из уравнения

$$8=0{,}1125Q+0{,}005Q^2$$

или

$$Q^2+22{,}5Q-1600=0,$$

откуда

$$Q=-11{,}25+\sqrt{1726{,}56}=30{,}31\ л/сек.$$

Задача № 13

Составить уравнение прямой, выражающей зависимость дебита артезианского колодца от понижения уровня воды, по следующим данным опытной откачки;

Понижение в *м* (s)	0,50	1,00	1,50	2,00
Дебит в *л/сек* (Q)	0,696	1,374	2,065	2,780

Вычислить по уравнению прямой дебиты колодца при всех указанных понижениях, а также при понижениях 5 и 8 *м*.

Решение. 1. Составим уравнение вида $s = aQ$.

Параметр a вычислим, пользуясь способом наименьших квадратов, по формуле

$$a = \frac{\Sigma Qs}{\Sigma Q^2}. \tag{97}$$

Для удобства вычислений составим таблицу:

Q	s	Qs	Q^2
0,696	0,50	0,348	0,485
1,374	1,00	1,374	1,890
2,065	1,50	3,100	4,270
2,780	2,00	5,560	7,730
	$\Sigma =$	10,382	14,375

Подставив числовые значения букв в формулу, получим:

$$a = \frac{10,382}{14,375} = 0,722,$$

откуда уравнение прямой дебита получит следующий вид:

$$s = 0,722Q.$$

2. Дебит при 1-м понижении составит

$$Q_1 = \frac{s_1}{0,722} = 1,385 s_1 = 1,385 \cdot 0,50 = 0,693 \text{ } л/сек.$$

Аналогично:
при 2-м понижении $Q_2 = 1,385$ *л/сек*;
при 3-м понижении $Q_3 = 1,385 \cdot 1,50 = 2,08$ *л/сек*;
при 4-м понижении $Q_4 = 1,385 \cdot 2,00 = 2,770$ *л/сек*;
при $s = 5$ *м* $Q_5 = 1,385 \cdot 5 = 6,925$ *л/сек*;
при $s = 8$ *м* $Q_6 = 1,385 \cdot 8 = 11,08$ *л/сек*.

Задача № 14

Рассчитать дебит грунтового колодца при понижениях 2; 4 и 6 *м* и определить максимальный дебит при $s = 8{,}6$ *м*, если известны следующие данные опытной откачки:

Понижение в *м* (s)	0,37	0,44	0,84
Дебит в *л/сек* (Q)	1,21	1,67	2,67

Мощность водоносного горизонта $H = 8{,}6$ *м*.

Решение. По формуле (54) составим уравнение кривой дебита в виде:

$$(S - s)^2 = \frac{S^2}{Q_{max}}(Q_{max} - Q).$$

Для определения Q_{max} по данным откачки воспользуемся способом наименьших квадратов, для чего напишем приведенное уравнение в другой форме:

$$(S - s)^2 = S^2 - \frac{S^2 Q}{Q_{max}},$$

или

$$[S^2 - (S - s)^2]\, Q_{max} - S^2 Q = 0.$$

Найдем такое значение Q_{max}, при котором

$$\Sigma \{ [S^2 - (S - s)^2]\, Q_{max} - S^2 Q \}^2 = \min.$$

Возьмем производную по Q_{max} и приравняем ее нулю:

$$\Sigma \{ [S^2 - (S - s)^2]\, Q_{max} - S^2 Q \} [S^2 - (S - s)^2] = 0,$$

откуда

$$Q_{max} = \frac{\Sigma S^4 Q - \Sigma S^2 Q (S - s)^2}{\Sigma [S^2 - (S - s)^2]^2}.$$

Для удобства вычисления величин, входящих в эту формулу, составим таблицу:

Ступень понижения	Q, *л/сек*	s, *м*	S^4Q	$S-s$	$(S-s)^2$	$S^2Q(S-s)^2$	$[S^2-(S-s)^2]^2$	Примечание
1	1,21	0,37	6 610	8,23	67,73	6 050	38,81	$S = 8{,}6$ *м*
2	1,67	0,44	9 120	8,16	66,59	8 230	54,31	$S^2 = 73{,}96$
3	2,67	0,84	14 580	7,76	60,22	11 870	189,96	$S^4 = 5\,460$
		$\Sigma =$	30 310			26 150	282,12	

На основании этих данных найдем:

$$Q_{max} = \frac{30\,310 - 26\,150}{282{,}12} = \frac{4160}{282{,}12} = 14{,}72 \text{ л/сек},$$

откуда

$$\alpha = \frac{S^2}{Q_{max}} = \frac{8{,}6^2}{14{,}72} = 5{,}03.$$

Таким образом, уравнение кривой дебита принимает вид:

$$(8{,}6 - s)^2 = 5{,}03\,(14{,}72 - Q).$$

При понижении $s = 2$ *м* будем иметь:

$$(8{,}60 - 2{,}0)^2 = 74{,}1 - 5{,}03Q,$$

откуда

$$Q = 6{,}07 \text{ л/сек}.$$

При $s = 4$ *м* дебит определится из уравнения

$$(8{,}60 - 4{,}0)^2 = 5{,}03\,(14{,}72 - Q),$$

откуда

$$Q = 10{,}50 \text{ л сек}.$$

При $s = 6$ *м* получаем уравнение

$$(8{,}60 - 6{,}0)^2 = 5{,}03\,(14{,}72 - Q),$$

откуда

$$Q = 13{,}40 \text{ л сек}.$$

Задача № 15[1]

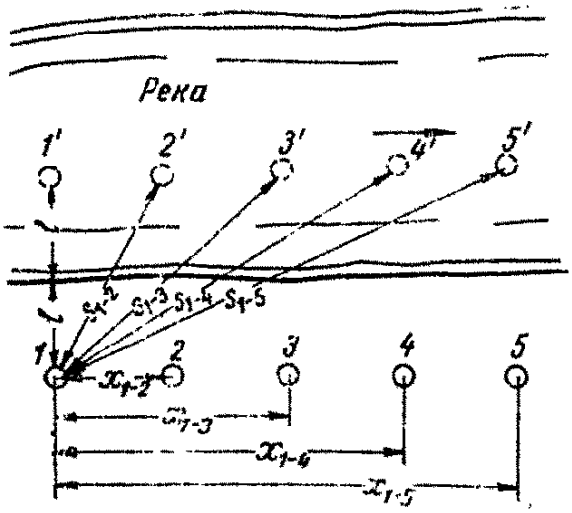


Рис. 19.

Безнапорные подземные воды заключены в среднезернистых песках с коэффициентом фильтрации 12,0 *м сутки*; мощность водоносного пласта 5,8 *м*. Определить производительность водозабора, состоящего из пяти скважин диаметром 406 *мм*, работающих с понижением 2 *м*. Скважины расположены по прямой линии вдоль берега водотока, на расстоянии 20 *м* от уреза реки и 50 *м* друг от друга (рис. 19). Вычислить дебит одной из скважин при отсутствии откачки из других скважин.

[1] Задача взята из книги П. П. Климентова «Сборник задач по динамике подземных вод», Госгеолиздат, 1951.

Решение. При расчете водозабора, находящегося вблизи реки, применяем способ отображения, по которому предполагается, что в русле реки симметрично по отношению к берегу расположено столько же поглощающих скважин с дебитом, соответственно равным производительности реальных скважин. На основании этого применим формулу (70):

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \ln \frac{2l}{r} + \frac{Q_2}{\pi k} \ln \frac{s_{1-2}}{x_{1-2}} + \ldots + \frac{Q_5}{\pi k} \ln \frac{s_{1-5}}{x_{1-5}},$$

где H — мощность грунтового потока до откачки;
h — мощность грунтового потока у скважины в процессе ее эксплуатации;
$Q_1, Q_2, \ldots, Q_5$ — дебиты скв. *1*, *2*, *3*, *4* и *5*;
l — расстояние скв. *1* от уреза реки;
x_{1-2}, x_{1-3}, x_{1-4}, x_{1-5} — расстояния от скв. *1* до скв. *2*, *3*, *4* и *5*;
s_{1-2}, s_{1-3}, s_{1-4}, s_{1-5} — расстояния от скв. *1* до воображаемых скважин *2'*, *3'*, *4'* и *5'*.

При указанных условиях задачи геометрическим путем можно определить расстояния x и s (см. рис. 19).

$$x_{1-2} = 50 \text{ м}; \quad x_{1-3} = 100 \text{ м}; \quad x_{1-4} = 150 \text{ м}; \quad x_{1-5} = 200 \text{ м}.$$

Следовательно, $s_{1-2} = \sqrt{50^2 + 40^2} = 64{,}03$ м.

Таким же путем найдем:

$$s_{1-3} = 107{,}7 \text{ м}; \quad s_{1-4} = 155{,}2 \text{ м}; \quad s_{1-5} = 204{,}0 \text{ м}.$$

Сущность методики дальнейшего решения задачи заключается в составлении уравнения (70) применительно к каждой из пяти скважин в отдельности. При этом левая часть равенства останется без изменений во всех уравнениях, а в правой части будут изменяться лишь расстояния x и s. Затем, решая систему из трех уравнений с тремя неизвестными (Q_1, Q_2 и Q_3), определяют значения последних.

Так, для скв. *1* уравнение (70) будет иметь вид:

$$5{,}8^2 \quad 3{,}8^2 = \frac{Q_1}{37{,}7} \ln \frac{40{,}0}{0{,}2} + \frac{Q_2}{37{,}7} \ln \frac{64{,}0}{50} + \frac{Q_3}{37{,}7} \ln \frac{107{,}7}{100} +$$

$$+ \frac{Q_4}{37{,}7} \ln \frac{155{,}2}{150} + \frac{Q_5}{37{,}7} \ln \frac{204{,}0}{200}.$$

Аналогично составим уравнения (70) для скв. *2*:

$$5{,}8^2 - 3{,}8^2 = \frac{Q_2}{37{,}7} \ln \frac{40{,}0}{0{,}2} + \frac{Q_1}{37{,}7} \ln \frac{64{,}0}{50} + \frac{Q_3}{37{,}6} \ln \frac{64{,}0}{50} +$$

$$+ \frac{Q_4}{37{,}7} \ln \frac{107{,}7}{100} + \frac{Q_5}{37{,}7} \ln \frac{152{,}2}{150}$$

и для скв. *3*:

$$5{,}8^2-3{,}8^2=\frac{Q_3}{37{,}7}\ln\frac{40{,}0}{0{,}2}+\frac{Q_2}{37{,}7}\ln\frac{64{,}0}{50}+\frac{Q_1}{37{,}7}\ln\frac{107{,}7}{100}+$$

$$+\frac{Q_4}{37{,}7}\ln\frac{64{,}0}{50}+\frac{Q_5}{37{,}7}\ln\frac{107{,}7}{100}.$$

Составлять аналогичные уравнения для скв. *4* и *5* не имеет смысла: так как скважины отстоят от реки и одна от другой на одинаковых расстояниях и работают с одинаковыми понижениями, то дебиты скв. *1* и *5*, *2* и *4* соответственно равны между собой, т. е. $Q_1=Q_5$ и $Q_2=Q_4$.

Учитывая сказанное, после решения системы из трех уравнений получим:

$Q_1=125{,}5$ *м³/сутки*; $Q_2=122{,}8$ *м³/сутки*; $Q_3=121{,}8$ *м³/сутки*.

Производительность всего водозабора будет

$$Q=Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5=125{,}5+122{,}8+121{,}8+$$
$$+122{,}8+125{,}5=618{,}4\ м^3/сутки.$$

При решении обратной задачи — определении динамических уровней воды во взаимодействующих скважинах, аналогично расположенных и имеющих одинаковый дебит, также пользуются уравнением (70). Подставляя в него числовые значения величин соответственно для каждой скважины, получают n уравнений с n неизвестными мощностями потока h. Решением системы этих уравнений отыскивают значения мощностей потока по каждой скважине.

Дебит одиночной скважины, расположенной около реки на расстоянии l от нее, определяется из уравнения

$$Q=\frac{\pi k(H^2-h^2)}{\ln\frac{2l}{r}}. \qquad (98)$$

Подставив числовые значения, получим:

$$Q=\frac{3{,}14\cdot 12{,}0\,(5{,}8^2-3{,}8^2)}{\ln\frac{2\cdot 20}{0{,}2}}=137\ м^3/сутки.$$

Задача № 16

В артезианском водоносном пласте, сложенном гравелистыми песками, были заложены две скважины диаметром 204 *мм* на расстоянии 200 *м* одна от другой. Каждая из этих скважин была опробована одиночными опытными откачками при двух

понижениях пьезометрического уровня, а затем была проведена одновременная откачка из обеих скважин. Результаты откачек помещены в следующих таблицах.

Результаты одиночных откачек

Опытная скв. *1*			Опытная скв. *2*		
дебит в *л/сек* Q_1	понижение в *м* s_1	срезка уровня при откачке из скв. *2* в *м* t_1'	дебит в *л/сек* Q_2	понижение в *м* s_2	срезка уровня при откачке из скв. *1* в *м* t_2'
6,10	1,20	0,19	6,15	1,20	0,18
16,00	3,00	0,39	15,65	3,00	0,42

Результаты одновременных откачек

Опытная скв. *1*		Опытная скв. *2*	
дебит в *л/сек* Q_1	понижение уровня в *м* s_1	дебит в *л/сек* Q_2	понижение уровня в *м* s_2
5,0	1,20	5,30	1,20
13,20	3,00	13,50	3,00

Требуется на основании полученных данных рассчитать дебит водозабора из пяти взаимодействующих артезианских скважин, заложенных на один и тот же водоносный горизонт и расположенных по прямой линии на расстоянии 200 *м* одна от другой. Понижение динамического уровня воды запроектировано равным 5 *м*.

Решение. Вычислим дебиты двух взаимодействующих скважин на основании данных о срезках и об одиночных откачках для понижений 1,20 и 3,00 *м*. При этом заметим, что при одиночных откачках срезки уровня воды в скв. *1* и *2* почти одинаковые. На основании этого определим истинные срезки уровня, которые должны иметь место при одновременной откачке из обеих скважин, по формуле (76а):

$$t_1 = t_1' \frac{s_2}{s_2 + t_1'},$$

где t_1' — наблюденная срезка уровня в скв. *1* при одиночной откачке из скв. *2*;

s_2 — понижение уровня воды в скв. *2* при одиночной откачке.

Аналогичным путем вычисляем истинную срезку уровня t_2 во второй скважине.

Расчет дебитов двух взаимодействующих скважин сведем в следующую таблицу:

№ скважины	Понижение уровня в $м$ s	Срезка уровня при одиночной откачке в соседней скважине в $м$ t_1'	Истинная срезка уровня в $м$ $t_1 = t_1' \frac{s_2}{s_2 + t_1'}$	Удельный дебит в $л/сек$ q	Дебит в $л/сек$ $Q = q(s - t_1)$
1	1,20	0,19	0,16	5,08	5,28
1	3,00	0,39	0,35	5,33	14,12
2	1,20	0,18	0,16	5,12	5,33
2	3,00	0,42	0,37	5,22	13,73

Сравнивая вычисленные дебиты взаимодействующих скважин с фактически наблюденными, замечаем их близкое сходство.

Для расчета дебита пяти взаимодействующих скважин при понижении уровня воды в них на 5 $м$ вначале вычислим срезку уровня в какой-либо одной скважине, находящейся под воздействием ближайшей к ней скважины, из которой производится одиночная откачка. В качестве исходных данных примем срезку уровня во второй скважине ($t_2 = 0{,}42$ $м$), полученную при одиночной откачке из первой скважины с понижением в 3,00 $м$. При этом используем принимаемую Альтовским прямую пропорциональность срезок понижениям уровня воды, т. е.

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{s_1}{s_2}. \qquad (99)$$

В нашем случае эта пропорция будет иметь вид:

$$\frac{t_5}{t_3} = \frac{s_5}{s_3},$$

где t_5 — искомая срезка уровня при откачке из соседней скважины с понижением $s_5 = 5$ $м$;

$t_3 = 0{,}42$ $м$ — известная срезка при откачке из соседней скважины с понижением $s_3 = 3$ $м$.

На основании этой пропорции получаем:

$$t_5 = t_3 \frac{s_5}{s_3} = 0{,}42 \frac{5}{3} = 0{,}70 \text{ } м.$$

Чтобы вычислить срезки уровней воды в остальных скважинах, можно воспользоваться формулой Дюпюи, но для этого предварительно необходимо определить радиус влияния R. В качестве исходных данных для определения R используем только что вычисленную срезку воды $t_5 = 0{,}70$ $м$, понижение уровня в соседней скважине $s = 5$ $м$, величину радиуса скважины $r = 0{,}10$ $м$ и расстояние между скважинами $x_2 = 200$ $м$.

Для расчета воспользуемся пропорцией, вытекающей из формулы Дюпюи:

$$\frac{s}{\ln R - \ln r} = \frac{t_5}{\ln R - \ln x_2}. \qquad (100)$$

После подстановки числовых величин получаем $R = 700$ *м*.

Для вычисления срезок уровня воды в скважинах, удаленных от центральной на 400 и 600 *м*, напишем пропорцию:

$$\frac{t_{200}}{\ln\frac{700}{200}} = \frac{t_{400}}{\ln\frac{700}{400}} = \frac{t_{600}}{\ln\frac{700}{600}}.$$

Так как значение t_{200} известно ($t_{200} = 0{,}70$ *м*), то из этой пропорции нетрудно получить значения срезки уровня в скважине, отстоящей от центральной на 400 *м* ($t_{400} = 0{,}31$ *м*), и в скважине, отстоящей от центральной на 600 *м* ($t_{600} = 0{,}09$ *м*). В скважине, отстоящей от центральной на 800 *м*, срезка уровня будет равна нулю, так как это расстояние превышает радиус влияния.

Имея эти данные, определяем дебит каждой из взаимодействующих скважин по формуле

$$Q = q(s - \Sigma t_i) \qquad (101)$$

и дебит водозабора ΣQ. При этом удельный дебит принимаем равным вычисленному по данным одиночной откачки из скв. 2 при $s = 3$ *м*, т. е.

$$q = \frac{15{,}65}{3} = 5{,}22 \text{ } л/сек.$$

Для удобства вычислений сводим дальнейший расчет в таблицу:

№ скважины	Понижение уровня в *м* s	Срезка уровня воды t' в *м* под влиянием откачки						Суммарная срезка уровня в *м* $\Sigma t_i'$	Поправка на взаимодействие $\frac{s}{s+\Sigma t_i'}$	Суммарная истинная срезка $\Sigma t_i - \Sigma t_i' \frac{s}{s+\Sigma t_i'}$	Дебит при взаимодействии в *л/сек* $Q = q(s - \Sigma t_i)$
		из скважины, расположенной с левой стороны на расстоянии			из скважины, расположенной с правой стороны на расстоянии						
		200 *м*	400 *м*	600 *м*	200 *м*	400 *м*	600 *м*				
1	5,0	0	0	0	0,7	0,31	0,09	1,10	0,82	0,90	21,40
2	5,0	0,70	0	0	0,7	0,31	0,09	1,80	0,74	1,33	19,16
3	5,0	0,70	0,31	0	0,7	0,31	0	2,02	0,71	1,43	18,63
4	5,0	0,70	0,31	0,09	0,7	0	0	1,80	0,74	1,33	19,16
5	5,0	0,70	0,31	0,09	0	0	0	1,10	0,82	0,90	21,40
											$\Sigma Q = 99{,}75$ *л/сек*

В результате получаем дебит водозабора, состоящего из пяти взаимодействующих скважин $\Sigma Q = 99{,}75$ *л/сек*.

Если сравнить расход водозабора $\Sigma Q = 99{,}75$ *л/сек* с суммарным расходом пяти невзаимодействующих скважин $Q = 5qs = 5 \times 5{,}22 \times 5 = 130{,}50$ *л/сек*, то можно убедиться, что первый из них меньше второго на 23,5%.

§ 12. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ПРИТОКА ВОДЫ В ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ И ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Приток подземных вод в горные выработки зависит от ряда факторов. Важнейшими из них являются геологические и гидрогеологические условия района расположения выработок, так как с ними связаны основные характеристики схемы фильтрационного потока, режим водопритока (установившееся или неустановившееся движение), характер проектируемого водоотлива и характер самых горных выработок (вертикальные шахты, горизонтальные выработки и т. п.).

Приток подземных вод из безнапорного горизонта к шахтному стволу можно определить по формуле Дюпюи:

$$Q = \frac{\pi k H^2}{\ln \frac{R}{r}}, \qquad (102)$$

где Q — водоприток к шахтному стволу;
k — коэффициент фильтрации;
H — мощность безнапорного потока подземных вод;
R — радиус влияния шахты;
r — радиус ствола шахты.

Формула (102) дает максимальное значение притока, соответствующее снижению уровня воды в шахте s до подошвы водоносного пласта, т. е. $s = H$. По данным фильтрационных опытов В. И. Аравина (1948), погрешность при пользовании этой формулой составляет около 10%.

Радиус влияния откачки определяется исходя из анализа гидрогеологической обстановки района водоотлива. Наиболее просто он находится, если известны расстояния от шахты до области питания подземного потока при откачке, например до ближайших рек, обводненных тектонических нарушений, питающих грунтовый поток, и т. п. Это расстояние от центра водоотлива до источника питания может быть принято за радиус влияния.

В случаях невозможности установить таким образом границы влияния водоотлива, приближенно радиус влияния определяется при помощи формул, указанных в § 7.

Для определения водопритока к шахтному стволу, расположенному вблизи поверхностного водоема или реки, может служить формула

$$Q = \frac{\pi k H^2}{\ln \frac{2L}{r}}, \qquad (103)$$

где Q — водоприток к шахтному стволу;
k — коэффициент фильтрации;
H — естественный уровень грунтовых вод над водоупором;

L — расстояние ствола шахты от реки;
r — радиус ствола шахты (рис. 20).

По мнению Аравина, формула (103) дает преувеличение дебита примерно на 10—20%.

Для определения притока безнапорных вод с двух сторон в штрек (горизонтальная выработка), заложенный на водоупоре, может применяться формула Дюпюи:

$$Q = Lk\frac{H^2 - h^2}{R}, \qquad (104)$$

где Q — водоприток;
L — длина штрека;
k — коэффициент фильтрации;
H — мощность водоносного горизонта;
h — глубина заполнения дренажной канавки (зумпфа) водой; обычно полагают $h = 0$;
R — радиус влияния.

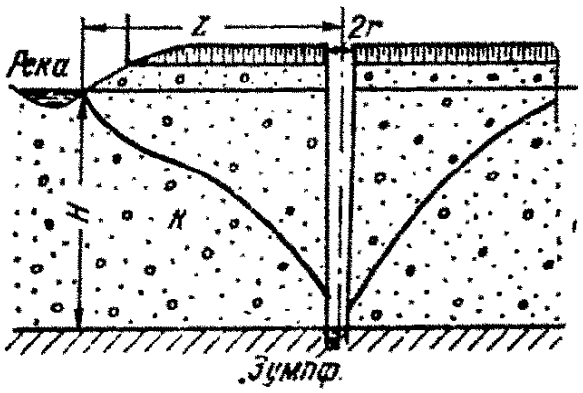


Рис. 20. Схема водопритока к шахте, расположенной вблизи от реки

Для анализа притоков воды к горным выработкам, включающим вертикальные стволы шахт и систему горизонтальных разработок, отходящих от этих стволов, пользуются методом „большого колодца", примененным С. В. Троянским. Метод этот основан на том, что в связи с водоотливом из указанной системы выработок вокруг нее образуется воронка депрессии, достигающая больших размеров. Если известны размеры этой воронки (например, на основании карты гидроизогипс, построенной для данного водоотлива), то, выбрав ближайшую к шахте замкнутую гидроизогипсу, определяют оконтуренную ею площадь, а затем по величине этой площади находят радиус равновеликого круга, который и принимается за радиус „большого колодца" r.

По той же гидроизогипсе находят понижение уровня безнапорного потока $s = H - H_0$, где H — статический уровень воды, считая от водоупора, а H_0 — отметка гидроизогипсы. Радиус влияния определяется, как указано выше, на основании общих гидрогеологических данных или расчетом по приближенным формулам.

Дебит „большого колодца" при безнапорных водах определяется по формуле (36) Дюпюи:

$$Q = 1{,}366\frac{k(2H - s)s}{\lg R - \lg r}.$$

Рассмотрим применение этого метода к решению практической задачи.

Задача № 17[1]

Месторождение приурочено к трещиноватым закарстованным известнякам, содержащим безнапорные воды; по данным изысканий, ниже отметки 80 *м* известняки относительно мало проницаемы. Требуется определить приток воды в систему горных выработок, если известно, что при откачке воды из шахты *А* образовалась воронка депрессии, наименьший диаметр которой определяется положением гидроизогипсы 96,0 *м*, соответствующей понижению уровня воды на 29,0 *м*. Площадь, замкнутая этой гидроизогипсой, определенная на карте, составляет 17 600 $м^2$; коэффициент фильтрации, по данным опытных откачек из скважин, равен в среднем 0,00015 *м сек*; мощность потока подземных вод составляет 96,0 − 29,0 − 80,0 = 45,0 *м*; радиус влияния $R = 1000$ *м*.

Решение. Определим радиус круга, площадь которого равна площади, оконтуренной гидроизогипсой с отметкой 96,0 *м*:

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi}} = \sqrt{\frac{17\,600}{3{,}14}} = 75 \text{ м}.$$

По формуле (36) водоприток

$$Q = 1{,}366\,\frac{0{,}00015\,(2\cdot 45{,}0 - 29{,}0)\,29{,}0}{\lg 1000 - \lg 75} = 0{,}322 \text{ м}^3/\text{сек} = 1160 \text{ м}^3/\text{час}.$$

По наблюдениям, приток воды в выработки шахты *А* достигал 1120 $м^3/час$, что близко к величине притока, определенной выше расчетом.

Аналогично можно определить суммарный водоприток к системе нескольких шахт, которые создают более широкую воронку депрессии. Но для этого расчета требуются данные о диаметре „большого колодца", который определяется по ближайшей замкнутой гидроизогипсе, оконтуривающей данную систему шахт.

Так, например, в цитируемой задаче имеется указание, что при одновременной откачке из рядом расположенных шахт *А* и *Б* ближайшая к ним замкнутая гидроизогипса соответствует понижению статического уровня на 30 *м* и оконтуривает площадь, равновеликую кругу диаметром 400 *м*.

На основании этого суммарный водоприток, по формуле (36), составит

$$Q = 1{,}366\,\frac{0{,}00015(2\cdot 45{,}0 - 30{,}0)\,30{,}0}{\lg 1000 - \lg 200} = 0{,}528 \text{ м}^3/\text{сек} = 1900 \text{ м}^3/\text{час}.$$

Фактический водоприток в указанные шахты составил 1870 $м^3/час$, что также близко к расчетной величине.

---

[1] Задача взята из книги П. П. Климентова «Сборник задач по динамике подземных вод», Госгеолиздат, 1951.

Рассмотренный способ определения водопритока в систему горных выработок, как показывает приведенный пример, дает довольно точное совпадение результатов расчета с фактическими данными о водоотливе, что свидетельствует о возможности применения метода „большого колодца" для определения водопритока. Непременным условием для пользования этим методом является знание радиуса влияния выработок и понижения уровня на расстоянии радиуса колодца.

Другой способ расчета водопритока в горные выработки основан на применении формулы расхода радиального потока; его мы рассмотрим ниже на практическом примере.

Задача № 18[1]

При одновременном водоотливе из шахт *А*, *Б* и *В*, заложенных в безнапорном потоке, образовалась большая депрессионная воронка, поверхность которой изображена на прилагаемой карте гидроизогипс (рис. 21, *а*). Водопроницаемость водоносных пород $k = 0{,}00015$ *м/сек*; основание водопроницаемых пород находится на отметке 80 *м*. Требуется вычислить общий водоприток в указанные шахты.

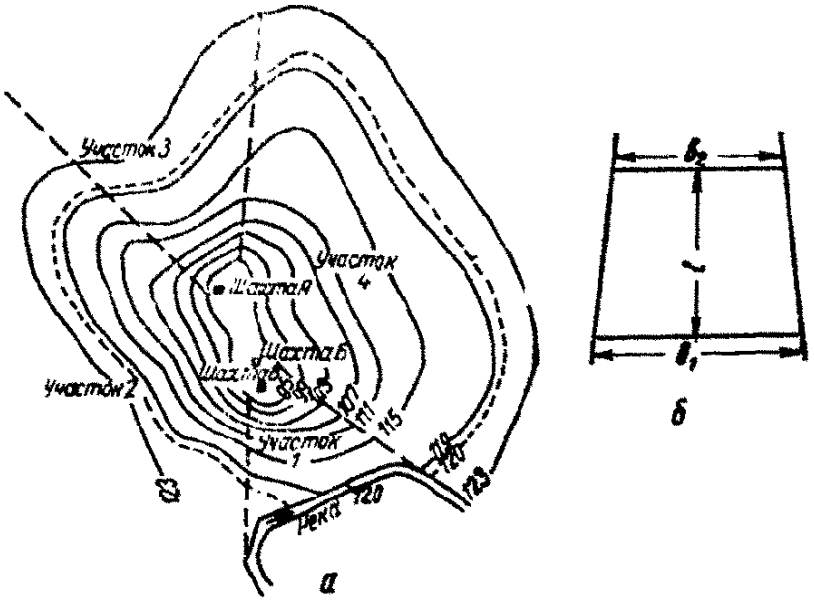


Рис. 21

Решение. Исходя из формы депрессионной поверхности, последнюю можно разбить на четыре участка-сектора, в каждом из которых поток грунтовых вод, направленный к шахтам, является радиальным. Для каждого участка можно применить формулу Каменского для радиального потока:

[1] Задача взята из книги П. П. Климентова «Сборник задач по динамике подземных вод», Госгеолиздат, 1951.

$$Q = \frac{k(b_1 - b_2)}{\ln b_1 - \ln b_2} \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}, \qquad (105)$$

где b_1 и b_2 — ширина радиально сходящегося потока соответственно в верхнем и нижнем сечениях;

h_1 и h_2 — высота уровней подземных вод над водоупором в верхнем и нижнем сечениях;

l — расстояние между расчетными сечениями (рис. 21, *б*).

Рассмотрим каждый участок депрессионной поверхности отдельно (см. рис. 21). При этом за нижнее сечение в каждом участке будем принимать отрезок гидроизогипсы, оконтуривающей „большой колодец", а за верхнее — отрезок любой гидроизогипсы, удаленной от контура „большого колодца" на значительное расстояние. В качестве гидроизогипсы, оконтуривающей „большой колодец", примем гидроизогипсу с отметкой 95 *м*.

Участок 1 (между шахтами и рекой). Длина отрезка гидроизогипсы с отметкой 95,0 *м*, оконтуривающей „большой колодец", равна $b_2 = 200$ *м*; ширина потока близ реки $b_1 = 900$ *м*; расстояние от гидроизогипсы 95,0 *м* до реки $l = 550$ *м*; уровень воды в реке имеет отметку 120,0 *м*.

Так как основание грунтового потока находится на отметке 80,0 *м*, то

$$h_1 = 120{,}0 - 80{,}0 = 40{,}0 \text{ м}; \quad h_2 = 95{,}0 - 80{,}0 = 15{,}0 \text{ м}.$$

После подстановки числовых значений в формулу (105) получим:

$$Q_1 = \frac{0{,}00015\,(900 - 200)}{2{,}3\,(\lg 900 - \lg 200)} \cdot \frac{40{,}0^2 - 15{,}0^2}{2 \cdot 550} = 0{,}087 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Участок 2. За верхнее сечение потока примем гидроизогипсу 120,0 *м*, за нижнее сечение потока — гидроизогипсу 95,0 *м*; при этом $b_1 = 1650$ *м*; $b_2 = 550$ *м*; $l = 550$ *м*; $h_1 = 120{,}0 - 80{,}0 = 40{,}0$ *м*; $h_2 = 95{,}0 - 80{,}0 = 15$ *м*. Отсюда

$$Q_2 = \frac{0{,}00015\,(1650 - 550)}{2{,}3\,(\lg 1650 - \lg 550)} \cdot \frac{40{,}0^2 - 15{,}0^2}{2 \cdot 550} = 0{,}188 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Участок 3. За верхнее сечение выбираем гидроизогипсу 115 *м*, за нижнее попрежнему гидроизогипсу 95,0 *м*. При этом $b_1 = 800$ *м*; $b_2 = 200$ *м*; $l = 200$ *м*; $h_1 = 115{,}0 - 80{,}0 = 35{,}0$ *м*; $h_2 = 95{,}0 - 80{,}0 = 15{,}0$ *м*.

Подставляя числовые значения в формулу (105), получаем:

$$Q_3 = \frac{0{,}00015\,(800 - 200)}{2{,}3\,(\lg 800 - \lg 200)} \cdot \frac{35{,}0^2 - 15{,}0^2}{2 \cdot 200} = 0{,}163 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Участок 4. Верхнее сечение примем по гидроизогипсе 115,0 *м*, нижнее сечение — по гидроизогипсе 95,0 *м*. Тогда

$b_1 = 1100$ *м*; $b_2 = 550$ *м*; $l = 250$ *м*; $h_1 = 115{,}0 - 80{,}0 = 35{,}0$ *м*; $h_2 = 95{,}0 - 80{,}0 = 15{,}0$ *м*. Отсюда

$$Q_4 = \frac{0{,}00015\,(1100 - 550)}{2{,}3\,(\lg 1100 - \lg 550)} \cdot \frac{35{,}0^2 - 15{,}0^2}{2 \cdot 250} = 0{,}238 \ м^3/сек.$$

Суммарный приток воды в три шахты составит

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 0{,}087 + 0{,}188 + 0{,}163 + \\ + 0{,}238 = 0{,}676 \ м^3/сек.$$

Фактический водоприток в указанные шахты в этот период был равен 0,570 $м^3/сек$, что указывает на достаточную точность метода определения водопритока по формуле расхода радиального потока.

Определение притока воды в открытые выработки может производиться, по предложению И. А. Скабаллановича (1939), следующим образом.

Прежде всего надо определить объем грунтовых вод в пределах площади разработок, или так называемый статический запас грунтовых вод, который необходимо при открытых разработках выкачать в первую очередь. Статический запас грунтовых вод определяется по формуле

$$W = \beta V, \tag{106}$$

где W — статический запас воды в $м^3$;
β — удельная водоотдача грунта;
V — объем грунта, подлежащего осушению, в $м^3$.

Соответственный расход грунтовых вод будет равен

$$Q_1 = \frac{W}{t}, \tag{107}$$

где t — время осушения в сек.

Затем надо определить „динамический приток" Q_2, который состоит из трех частей: $Q_2 = q_1 + q_2 + q_3$. Первая часть динамического притока q_1 представляет собой количество воды, притекающей за счет инфильтрации осадков на площади разработок, и определяется по формуле

$$q_1 = \varphi A \omega \ м^3/сек, \tag{108}$$

где φ — коэффициент подземного стока; при отсутствии конкретных данных о подземном стоке, его можно принять, по Скабаллановичу, равным 50% от общего стока, определяемого по соответствующим картам речного стока;
A — среднее многолетнее количество атмосферных осадков в $м/сек$;
ω — площадь разработок в $м^2$.

Вторая часть динамического притока q_2 представляет собой количество инфильтрационных вод, собираемых в пределах влияния выработки за пределами площади последней, и определяется по той же формуле (108), в которую вместо ω подставляется F — площадь водосбора в $м^2$:

$$q_2 = \varphi AF \ м^3/сек. \qquad (108а)$$

Последняя часть динамического притока q_3 представляет собой объем подземной воды, стекающей при образовании депрессионной воронки вокруг площади разработок. Эта часть притока образуется за счет сработки статических запасов подземных вод в пределах радиуса влияния (исключая площадь выработок) при формировании воронки депрессии. Для вычисления q_3 Скабалланович рекомендует формулу

$$q_3 = \frac{HR(p-a)L}{3t} \ м^3/сек, \qquad (109)$$

где H — мощность водоносного слоя в $м$;
R — радиус действия воронки осушения в $м$;
$(p-a)$ — водоотдача в долях единицы;
L — периметр участка осушения в $м$;
t — время осушения в сек.

Вычислив значения q_1, q_2 и q_3, нетрудно определить динамический приток $Q_2 = q_1 + q_2 + q_3$.

Общий дебит выработок определится из уравнения

$$Q = Q_1 + Q_2, \qquad (110)$$

где обозначения прежние.

Рассмотрим применение этого метода к решению конкретной задачи.

Задача № 19

Участок открытых выработок имеет площадь $\omega = 285\,000 \ м^2$; средняя мощность надугольного водоносного горизонта 7,24 $м$; полная влагоемкость водоносных пород составляет 41,35%, максимальная молекулярная влагоемкость 13,28%. Требуется подсчитать общий секундный водоприток к системе выработок, если известно, что среднегодовое количество осадков равно 455,9 $мм$, а коэффициент стока 0,109; кроме того, отмечено, что под влиянием водоотлива произошло снижение уровня воды на площади, равной площади водосбора $F = 2{,}529 \ км^2$; радиус действия установки осушения равен 324 $м$; периметр участка осушения 2970 $м$; продолжительность периода осушения принята равной 12 месяцев.

Решение. 1. Определяем статический запас подземной воды на площади разработок по формуле (106):

$$W = \beta V.$$

Здесь

$$\beta = 0{,}4135 - 0{,}1328 = 0{,}2807;$$

$$V = 285\,000 \cdot 7{,}24 = 2\,063\,400 \ м^3.$$

Следовательно,

$$W = 0{,}2807 \cdot 2\,063\,400 = 679\,196 \ м^3.$$

Соответствующий секундный расход определится по формуле (107):

$$Q_1 = \frac{W}{t} = \frac{679\,196}{12 \cdot 30 \cdot 86\,400} = 0{,}02186 \ м^3/сек = 21{,}8 \ л/сек,$$

так как $t = 12$ месяцев.

2. Динамический приток воды за счет инфильтрации определится по формуле

$$q_1 + q_2 = \varphi A (F + \omega),$$

где $\varphi = 0{,}5 \cdot 0{,}109 = 0{,}0545$;

$$A = \frac{455{,}9}{365 \cdot 86\,400 \cdot 1000} = 14{,}45 \cdot 10^{-9} \ м/сек;$$

$$F + \omega = 2{,}529 \cdot 1\,000\,000 + 285\,000 = 2\,814\,000 \ м^2 = 2{,}814 \cdot 10^6 \ м^2.$$

Таким образом,

$$q_1 + q_2 = 0{,}0545 \cdot 14{,}45 \cdot 10^{-9} \cdot 2{,}814 \cdot 10^6 =$$

$$= 2{,}21 \cdot 10^{-3} \ м^3/сек = 2{,}21 \ л/сек.$$

3. Динамический приток воды за счет сработки статических запасов грунтового потока за площадью разработок равен

$$q_3 = \frac{HR(p-a)L}{3t} = \frac{7{,}24 \cdot 324 \cdot 0{,}2807 \cdot 2970}{3 \cdot 365 \cdot 86\,400} = 0{,}0206 \ м^3/сек = 20{,}6 \ л/сек.$$

На основании этого общий водоприток к системе выработок составит

$$Q = Q_1 + q_1 + q_2 + q_3 = 21{,}8 + 2{,}21 + 20{,}6 = 44{,}61 \ л/сек.$$

ГЛАВА IV
ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ВОДОНОСНЫХ ПОРОД

На основании уравнений депрессионных кривых для грунтового и артезианского колодцев можно определить величину коэффициента фильтрации. Для составления такого уравнения в каждом конкретном случае необходимо провести опытно-фильтрационные работы; последние делятся на опытные откачки, наливы и нагнетания.

§ 13. ОТКАЧКИ ИЗ СОВЕРШЕННЫХ СКВАЖИН В ОДНОРОДНЫХ ПЛАСТАХ

Совершенными скважинами, как известно, называются такие скважины, которые доходят до основания водоносного пласта и имеют проницаемые стенки (фильтр) на всю мощность водоносной толщи. Такие скважины проходят обычно в водоносных пластах небольшой мощности, так как установка длинного фильтра затруднительна по техническим причинам.

ОТКАЧКИ ИЗ СКВАЖИН, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ЗНАЧИТЕЛЬНОМ УДАЛЕНИИ ОТ РЕКИ

Откачка в условиях напорных вод. Если пьезометрическая поверхность подземных вод до откачки была горизонтальной и водоносный слой имел неограниченное распространение, то при откачке линии токов изобразятся в плане радиусами, а в разрезе — прямыми, параллельными границам водоносного пласта (рис. 22). Поверхности равного напора (эквипотенциальные поверхности) будут представлены цилиндрическими поверхностями.

Коэффициент фильтрации при откачке из одиночной скважины определяется на основании формулы, вытекающей из формулы (35) Дюпюи для напорных вод:

$$k = \frac{Q \ln \frac{R}{r}}{2\pi Ms},$$

где Q — расход скважины;
R — радиус воронки депрессии;
r — радиус фильтра;
M — мощность водоносного пласта;
s — понижение уровня воды в скважине при откачке.

При кустовой откачке коэффициент фильтрации определяется по данным центральной и одной наблюдательной скважин:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_1}{r_0}\right)}{2\pi M (s_0 - s_1)} \qquad (111)$$

или по данным двух наблюдательных скважин, расположенных по одной линии с центральной:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi M (s_1 - s_2)}, \qquad (112)$$

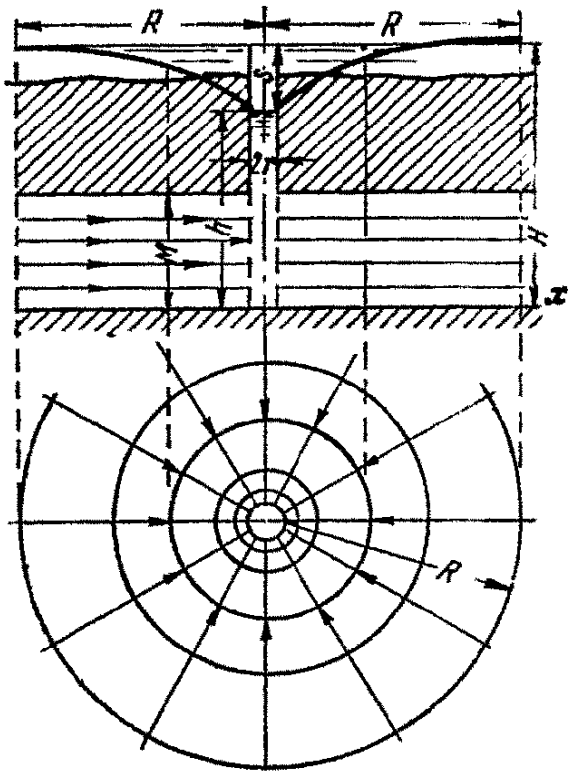


Рис. 22. Схема линий токов в сфере действия артезианского колодца

где r_0 — радиус центральной скважины;

s_0 — понижение уровня в ней;

r_1 — расстояние от центральной до первой наблюдательной скважины;

r_2 — то же до второй наблюдательной скважины;

s_1 — понижение уровня воды в первой наблюдательной скважине;

s_2 — то же во второй наблюдательной скважине.

Откачка в условиях безнапорных вод. Если скважина заложена в грунтовом потоке со свободной поверхностью (безнапорные воды), то при движении воды к ней линии токов будут прямыми только в плане. В разрезе же линии токов будут представлены системой кривых (рис. 23). Соответственно и поверхности равного напора будут представлены в разрезе рядом кривых, нормальных к линиям токов.

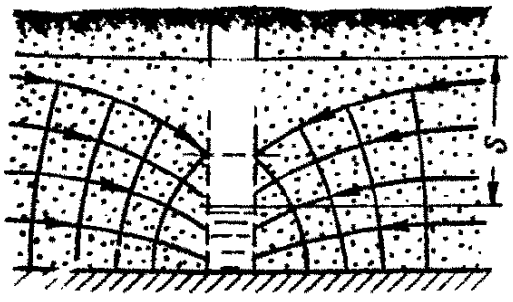


Рис. 23. Схема фильтрационных токов грунтового потока, направленного к водосборному колодцу

При выводе формул Дюпюи для упрощения задачи условно принял за поперечные сечения потока цилиндрические поверхности. При этом допущении он получил следующие формулы для расчета коэффициента фильтрации.

При откачке из одиночной скважины:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi s (2H - s)}, \tag{113}$$

где H — мощность водоносного пласта до откачки.

При кустовой откачке, по данным центральной и одной наблюдательной скважин:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_1}{r_0}\right)}{\pi (s_0 - s_1)(2H - s_0 - s_1)}; \tag{114}$$

по данным двух наблюдательных скважин:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi (s_1 - s_2)(2H - s_1 - s_2)}, \tag{115}$$

где обозначения прежние.

Все приведенные формулы для определения коэффициента фильтрации водоносных пород в условиях безнапорных вод одинаково применимы как к наклонным, так и к горизонтальным пластам.

При откачке из скважин в условиях безнапорных вод уровень воды в скважине совпадает с уровнем грунтовой воды у внешней поверхности фильтра лишь при самых малых понижениях. При более значительных понижениях уровень воды в скважине опускается более, чем у внешних стенок фильтра, образуя так называемый „скачок". Это явление обусловлено возникновением сопротивлений при движении грунтовых вод в породе, прилегающей к скважине (явление „высачивания воды"), а также сопротивлением фильтра. Однако Н. К. Гиринский, анализируя явление „скачка", установил, что расчет коэффициента фильтрации по формуле (113) с учетом уровня воды в скважине, из которой производится откачка, получается достаточно точным даже при понижении воды в скажине до дна.

ОТКАЧКИ ИЗ СКВАЖИН, РАСПОЛОЖЕННЫХ ВБЛИЗИ ОТ РЕКИ

При откачке из скважины, расположенной близ реки, образуется асимметричная депрессия, которая при продолжительной откачке может распространиться до области питания, если последняя не очень удалена (рис 24). Ниже по потоку депрессия замыкается, и на некотором расстоянии от скважины располагается водораздельная точка A.

Таблица 6

Тип опытного куста		Формула для определения коэффициента фильтрации
Луч направлен параллельно реке	Одна наблюдательная скважина	$k = \frac{Q}{A} \ln \frac{\sqrt{4a^2 + r_1^2}}{r_1}$ (116)
	Две наблюдательные скважины	$k = \frac{Q}{A}\left(\frac{1}{2} \ln \frac{4a^2 + r_1^2}{4a^2 + r_2^2} + \ln \frac{r_2}{r_1}\right)$ (117)
Луч направлен перпендикулярно к реке	Одна наблюдательная скважина	$k = \frac{Q}{A} \ln \frac{L_1 + a}{L_1 - a}$ (118)
	Две наблюдательные скважины	$k = \frac{Q}{A}\left(\ln \frac{L_1 + a}{(L_1 - a)} - \ln \frac{L_2 + a}{L_2 - a}\right)$ (119)

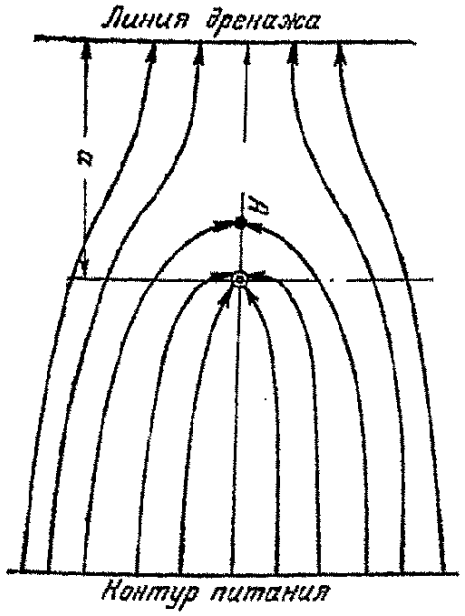


Рис. 24. Асимметричная депрессионная воронка при откачке из скважины, расположенной близ реки

При кустовых откачках коэффициент фильтрации можно определить по формулам В Д. Бабушкина, основанным на принципе отражения. Формулы Бабушкина приведены в табл. 6.

Здесь a — расстояние центральной скважины от реки;

L_1 и L_2 равны соответственно: $L_1 = a - r_1$ и $L_2 = a - r_2$, если луч направлен к реке (при этом в расчет вводятся абсолютные значения $|L_1 - a|$ и $|L_2 - a|$), и $L_1 = a + r_1$ и $L_2 = a + r_2$, если луч направлен от реки (r_1 и r_2 — расстояния первой и второй наблюдательных скважин от центральной);

A — величина, зависящая от гидравлического состояния подземных вод. Значения ее для разных условий откачки приведены в табл. 7.

Таблица 7

Условия расчета	Гидравлическое состояние подземных вод	
	напорные воды	безнапорные воды
По одной наблюдательной скважине	$A = 2\pi M s_1$	$A = \pi s_1 (2H - s_1)$
По двум наблюдательным скважинам	$A = 2\pi M (s_1 - s_2)$	$A = \pi (s_1 - s_2)(2H - s_1 - s_2)$

§ 14. ОТКАЧКИ ИЗ НЕСОВЕРШЕННЫХ СКВАЖИН В ОДНОРОДНЫХ ПЛАСТАХ

К несовершенной скважине, т. е. скважине, не доходящей до водонепроницаемого подстилающего слоя, вода при откачке притекает не только с боков, из части водоносного пласта, лежащей выше забоя скважины, но и из нижележащей части слоя.

Вычисление коэффициента фильтрации по данным откачки при одной наблюдательной скважине ведется по следующим формулам Форхгеймера:

для напорных вод

$$k = \frac{Q(\ln r_1 - \ln r_0)}{2\pi M(s_0 - s_1)} \sqrt{\frac{M}{l}} \sqrt[4]{\frac{M}{2M - l}}; \qquad (120)$$

для грунтовых вод

$$k = \frac{Q(\ln r_1 - \ln r_0)}{\pi(2H - s_0 - s_1)(s_0 - s_1)} \sqrt{\frac{h}{l}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h - l}}, \qquad (121)$$

где r_1 — расстояние от центральной скважины до наблюдательной;

h — высота уровня воды в несовершенной скважине, считая от основания водоносного пласта;

l — высота уровня воды в несовершенной скважине, считая от дна последнего, или длина фильтра;

остальные обозначения те же, что и ранее.

В некоторых случаях, в частности при откачках из скважин, расположенных на значительном удалении от реки, удобно пользоваться формулами Бабушкина, приводимыми ниже.

Откачка в условиях напорных вод. Для случая, когда фильтр скважины примыкает к водоупорной кровле пласта и длина фильтра составляет не более $\frac{1}{3}$ мощности водоносного пласта, Бабушкин рекомендует следующую формулу для определения k по данным одиночной откачки:

$$k = 0{,}36 \frac{Q}{ls} \lg \frac{1{,}32l}{r}, \qquad (122)$$

где l — длина фильтра скважины.

Для определения k по данным кустовой откачки при одной наблюдательной скважине он дает формулу

$$k = 0{,}16 \frac{Q}{l_0 s_1} \operatorname{Ar\,sh} \frac{l_0}{r_1}, \qquad (123)$$

при двух наблюдательных скважинах — формулу

$$k = 0{,}16 \frac{Q}{l_0(s_1 - s_2)} \left(\operatorname{Ar\,sh} \frac{l_0}{r_1} - \operatorname{Ar\,sh} \frac{l_0}{r_2} \right), \qquad (124)$$

где l_0 — длина фильтра в центральной скважине;
s_1 и s_2 — понижения уровня воды в наблюдательных скважинах;
r_1 и r_2 — соответственные расстояния наблюдательных скважин от центральной.

Формула (123) справедлива при условии, что $r_1 < M$ и длина фильтра в наблюдательной скважине меньше половины длины фильтра в центральной скважине; формула (124) справедлива при $r_2 < M$ (M — мощность водоносного пласта).

Если фильтр имеет длину более 1/3 мощности водоносного пласта и примыкает к его водоупорной кровле, коэффициент фильтрации можно рассчитать по формуле

$$k = 0{,}366 \frac{Q}{Ms}\left[\frac{1}{2\bar{h}}\left(2\lg\frac{4M}{r} - A\right) - \lg\frac{4M}{R}\right], \qquad (125)$$

где $\bar{h} = \frac{l}{M}$;

A — безразмерная величина, определяемая по графику как функция $\bar{h}$ (рис. 25).

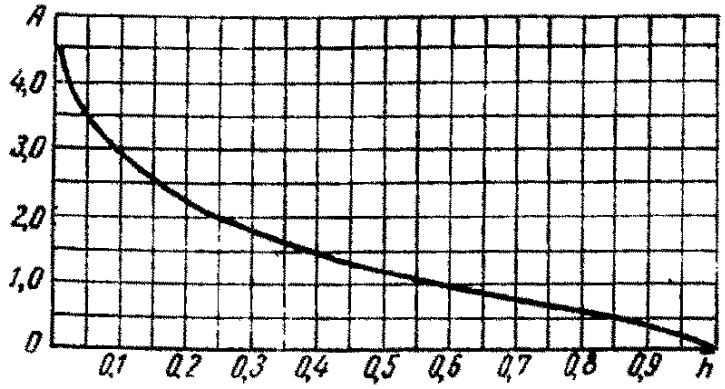


Рис. 25. График изменения величины A в зависимости от $\bar{h}$

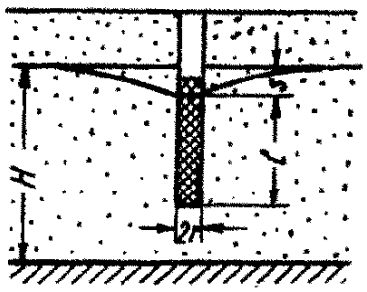


Рис. 26. Незатопленный фильтр

Откачка в условиях безнапорных вод при незатопленном фильтре (рис. 26). При длине фильтра $l < 0{,}3H$ расчет коэффициента фильтрации по откачке из одиночной скважины можно производить по формуле Бабушкина:

$$k = \frac{0{,}732\frac{Q}{s}}{\frac{l+s}{\lg\frac{R}{r}} + \frac{l}{\lg\frac{0{,}66l}{r} - \frac{l}{2R}}}, \qquad (126)$$

где l — длина фильтра скважины от динамического уровня.

При кустовых откачках из несовершенных скважин в безнапорных водах, по предложению Н. К. Гиринского, можно пользоваться формулами Бабушкина для напорных вод (123) и (124), вводя в них среднюю величину мощности потоков

в пределах водоприемной части скважины, которая определяется из следующих соотношений:
при наличии одной наблюдательной скважины

$$l' = l_0 - \frac{s_0 + s_1}{2}; \qquad (127)$$

при наличии двух наблюдательных скважин

$$l'' = l_0 - \frac{s_1 + s_2}{2}, \qquad (128)$$

где l_0 — длина фильтра в центральной скважине от динамического уровня.

При кустовых откачках с незатопленным фильтром фильтры наблюдательных скважин должны располагаться также в верхней части слоя и длина их не должна превышать длину фильтра центральной скважины.

При длине фильтра $l > 0{,}3H$ для расчета коэффициента фильтрации по данным откачки из одиночной скважины можно пользоваться следующей формулой Бабушкина:

$$k = \frac{0{,}732Q}{s\left[\dfrac{l+s}{\lg\dfrac{l}{r}} + \dfrac{2m}{\dfrac{m}{2l}\left(2\lg\dfrac{4m}{r} - A\right) - \lg\dfrac{4m}{R}}\right]}, \qquad (129)$$

где m — расстояние от середины фильтра центральной скважины до подошвы водоносного пласта;

A — величина, определяемая по графику (см. рис. 25) как функция $\bar{h}$; в этом случае $\bar{h} = \frac{l}{m}$.

При кустовой откачке Бабушкин предлагает следующую формулу для определения k:

$$k = \frac{0{,}316Q}{\dfrac{y_2^2 - y_1^2}{2{,}3\lg\dfrac{r_2}{r_1}} + \dfrac{2(y_2 - y_1)}{\operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{r_1} - \operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{r_2}}}, \qquad (130)$$

где y_1 и y_2 — высота столба воды над серединой фильтра центральной скважины соответственно в первой и второй наблюдательных скважинах;

r_1 и r_2 — расстояния первой и второй наблюдательных скважин от центральной.

Формула (130) применима при условии, что $r_1 > 1{,}5l_0$ (l_0 — длина фильтра в центральной скважине).

§ 15. ОТКАЧКИ ИЗ СКВАЖИН, ЗАЛОЖЕННЫХ В НЕОДНОРОДНЫХ ПЛАСТАХ

Разберем два случая неоднородного строения пласта:

1) пласт состоит из многочисленных слоев различной проницаемости и небольшой мощности;

2) пласт сложен двумя слоями, резко отличающимися по водопроницаемости.

В первом случае движение воды в более проницаемых слоях следует рассматривать как напорное и коэффициент фильтрации определять по формулам (35), (111) и (112). Эти формулы можно применять и для несовершенных скважин, принимая в этом случае за мощность пласта длину фильтра скважины.

Двухслойное строение пласта, когда нижний слой имеет значительно большую водопроницаемость, чем верхний, типично для аллювиальных отложений, слагающих поймы речных долин. Применительно к схеме двухслойного строения пласта Гиринским выведена формула дебита одиночной скажины при подрусловой откачке. При выводе этой формулы им были сделаны некоторые допущения; он полагал, что:

а) соотношение коэффициентов фильтрации пластов не менее 10;

б) над верхним, слабо проницаемым слоем находится слой воды или сильно проницаемый пласт, уровень воды в котором при откачке остается постоянным (рис. 27).

Формула Гиринского имеет вид:

$$Q = \frac{2{,}72 k_2 sb}{\lg\left(\frac{1{,}12\sqrt{\frac{k_2}{k_1}ab}}{r}\right)}, \qquad (131)$$

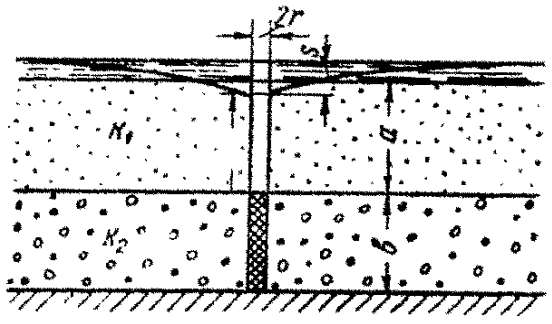


Рис. 27. Схема подрусловой откачки

где k_1 — коэффициент фильтрации верхнего (слабо проницаемого) слоя мощностью a;

k_2 — коэффициент фильтрации нижиего (сильно проницаемого) слоя мощностью b.

Формула (131) содержит два неизвестных: k_1 и k_2, поэтому одно из них должно быть определено отдельно опытной откачкой из несовершенной скважины или лабораторным путем.

§ 16. ОТКАЧКИ ИЗ ШУРФОВ

Теория фильтрации воды при откачке из шурфа разработана для напорного водоносного пласта при допущении, что вода

поступает в шурф только через дно, но без существенной погрешности она может быть применена и для грунтовых вод со свободной поверхностью при небольшом погружении шурфа в водоносный пласт.

При полусферической форме дна шурфа и при достаточно большой глубине подстилающего водонепроницаемого пласта коэффициент фильтрации можно определить по приближенной формуле

$$k = \frac{Q}{2\pi rs}, \tag{132}$$

где r — радиус шурфа;

s — понижение уровня воды в шурфе при откачке.

Для откачки из шурфа с плоским дном Форхгеймер дает следующее выражение k:

$$k = \frac{Q}{4rs}. \tag{133}$$

Для тех же условий Бабушкин предлагает формулу

$$k = \frac{Q\left[\frac{\pi}{2} + \frac{r}{M}\left(1 + 0{,}515 \ln \frac{R}{4M}\right)\right]}{2\pi rs}. \tag{134}$$

Если мощность пласта M по сравнению с радиусом шурфа r значительна, то второе слагаемое в квадратных скобках формулы (134) стремится к нулю. В этом случае формула принимает тот же вид, что и формула (133).

§ 17. ОТКАЧКИ ИЗ СКВАЖИН В ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДАХ

Г. Н. Каменский с точки зрения динамики подземных вод различает две категории трещин: 1) трещины, развитые в массиве более или менее равномерно и образующие целую систему связанных между собой трещин и пустот; 2) отдельные, более редко расположенные трещины. В первом случае можно рассматривать динамику вод трещиноватого массива в целом, по аналогии с водоносными пластами, сложенными зернистыми и обломочными породами. Во втором случае приходится иметь дело с динамикой вод отдельных трещин.

В трещинах и трещиноватых породах может быть и ламинарное и турбулеитное движение, что зависит от размера трещин и от скорости движения воды.

Здесь мы приведем уравнения для определения коэффициента фильтрации трещиноватых пород при турбулентном движении подземных вод по Красиопольскому.

1. В условиях грунтовых вод со свободной поверхностью при откачке из одиночиой совершенной скважины

$$k_к = \frac{Q}{2\pi}\sqrt{\frac{3\left(\frac{1}{r}-\frac{1}{R}\right)}{H^3-h^3}}. \qquad (135)$$

Сделав ряд преобразований и допуская, что при небольшом радиусе скважины по сравиенню с величиной R выражением $\frac{1}{R}$ можно пренебречь, Каменский получает более простую формулу:

$$k_к = \frac{Q}{2\pi H\sqrt{rs}}. \qquad (136)$$

2. В условиях напорных вод при откачке из одиночной совершенной скважины:

$$k_к = \frac{Q}{2\pi M}\sqrt{\frac{\frac{1}{r}-\frac{1}{R}}{s}} \qquad (137)$$

С некоторым приближением Каменский упрощает и формулу (137), полагая, как и в случае грунтового колодца, $\frac{1}{R}=0$:

$$k_к = \frac{Q}{2\pi M\sqrt{rs}}. \qquad (138)$$

§ 18. ОПЫТНЫЕ НАЛИВЫ И НАГНЕТАНИЯ В СКВАЖИНЫ

Опытные иаливы и нагнетания в скважины производятся преимущественно в скальных трещиноватых породах, как водоносных, так и, в особеиности, неводоносных, для определения водопроницаемости и так называемого удельного водопоглощения пород.

Определение водопроницаемости и удельного водопоглощения трещиноватых пород имеет огромное значение для гидротехнического стронтельства при решении вопросов о потере воды на фильтрацию и о цементации трещиноватых пород.

Нагнетание производится в зону, ограниченную тампонами; с гидравлической точки зрения оно аналогично откачке из несовершенной скважины.

Удельным водопоглощением q называется дебит поглощающей скважины, отиесенный к 1 *пог. м* опробуемого иитервала скважиины, при действующем напоре, равном 1 *м*:

$$q = \frac{Q}{lH}, \qquad (139)$$

где q — удельное водопоглощение в *л/мин*;
Q — общее водопоглощеиие в *л/мин*;
l — длина испытуемой зоны в *м*;
H — действующий напор в *м*.

При определении коэффициентов фильтрации по данным опытных наливов и нагнетаний пользуются формулами, применяемыми при опытных откачках, подставляя в них вместо величин понижения уровней воды величины повышения уровней в скважинах.

При прямолинейной зависимости между расходом воды в скважине и напором следует пользоваться формулами коэффициента фильтрации, выведенными для ламинарного движения подземных вод. При криволинейной (параболической) зависимости между расходом и напором следует применять формулы, основанные на турбулентном движении подземных вод.

Следует указать, что данные опытных нагнетаний могут только весьма условно применяться для расчетов коэффициентов фильтрации. В этом отношении наливы имеют преимущество перед нагнетаниями.

§ 19. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ПО ДАННЫМ ОТКАЧЕК ИЗ СКВАЖИН, ЗАЛОЖЕННЫХ В ОДНОРОДНЫХ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТАХ И РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ЗНАЧИТЕЛЬНОМ УДАЛЕНИИ ОТ РЕКИ

Задача № 20

Определить коэффициент фильтрации водоносных мелкозернистых песков по данным опытной откачки из совершенной скважины. Скважиной вскрыты напорные воды; мощность водоносного горизонта 10 *м*; при снижении уровня воды в скважине на 3 *м* получен дебит, равный 8 $м^3$ *час*; диаметр скважины 203 *мм*; радиус влияния 200 *м*.

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (35):

$$k = \frac{Q \ln \frac{R}{r}}{2\pi Ms}.$$

Подставляя в формулу числовые данные, получим:

$$k = \frac{8(\ln 200 - \ln 0{,}1)}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 10 \cdot 3} \cdot 24 = 17{,}4 \text{ } м/сутки.$$

Задача № 21

Определить коэффициент фильтрации водоносных среднезернистых песков по данным наблюдений за понижением уровня воды в наблюдательных скважинах *1* и *2* при откачке из центральной скважины. Скважина совершенная, вскрыла напорные воды; данные для расчета приведены в таблице.

Диаметр центральной скважины в *м*	Мощность водоносных песков в *м*	Понижение уровня в центральной скважине в *м*	Дебит *м³/час.*	Понижение уровня в наблюдательных скважинах в *м*		Расстояние наблюдательных скважин от центральной в *м*	
				скв. *1*	скв. *2*	скв. *1*	скв. *2*
0,203	15,5	3,70	5,6	2,76	0,90	2,0	25,0

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (112):

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi M(s_1 - s_2)}.$$

Подставляя в формулу числовые данные, получим:

$$k = \frac{5{,}6\,(\ln 25 - \ln 2)}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 15{,}5\,(2{,}76 - 0{,}90)} \cdot 24 = 1{,}71 \text{ } м \text{ } сутки.$$

Задача № 22

Определить коэффициент фильтрации водоносных песков по данным опытной откачки из совершенной скважины. Скважиной вскрыты грунтовые воды со свободной поверхностью; мощность водоносного горизонта 8 *м*: при снижении уровня воды в скважине на 2 *м* получен дебит, равный 3 *м³/час*; диаметр скважины 203 *мм*; радиус влияния 200 *м*.

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (113):

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi s\,(2H - s)}.$$

После подстановки числовых данных получим:

$$k = \frac{3\,(\ln 200 - \ln 0{,}1)}{314 \cdot 2\,(16 - 2)} \cdot 24 = 6{,}21 \text{ } м/сутки.$$

Задача № 23

Определить средний коэффициент фильтрации водоносных песков мощностью 8,5 *м* по результатам откачки из опытного куста. Из центральной совершенной скважины диаметром 203 *мм*, вскрывшей грунтовые воды, произведена откачка при двух ступенях понижения уровня; результаты откачки сведены в таблицу:

Скважины	Расстояние от центральной скважины в *м*	Понижение уровня в *м*		Дебит в *м³/час*	
		I ступень	II ступень	I ступень	II ступень
Центральная	0	2,00	3,10	1,55	2,77
1 наблюдательная	2,02	0,74	0,90	—	—
2 наблюдательная	5,90	0,50	0,61	—	—

Решение. Определение коэффициента фильтрации производим по формулам (114) и (115):

$$k = \frac{Q(\ln r_1 - \ln r_0)}{\pi (s_0 - s_1)(2H - s_0 - s_1)}$$

и

$$k = \frac{Q(\ln r_2 - \ln r_1)}{\pi (s_1 - s_2)(2H - s_1 - s_2)}.$$

Вначале определим коэффициент фильтрации для первой ступени понижения.

Для участка центральная скважина—скв. *1*

$$k_{ц-1} = \frac{1{,}55 \cdot 24 (\ln 2{,}02 - \ln 0{,}1)}{3{,}14 (2{,}0 - 0{,}74)(17 - 2{,}0 - 0{,}74)} = 1{,}97 \ м/сутки;$$

для участка скв. *1*—скв. *2*

$$k_{1-2} = \frac{1{,}55 \cdot 24 (\ln 5{,}90 - \ln 2{,}02)}{3{,}14 (0{,}74 - 0{,}50)(17 - 0{,}74 - 0{,}50)} = 3{,}28 \ м/сутки.$$

Определим коэффициент фильтрации для второй ступени понижения.

Для участка центральная скважина—скв. *1*

$$k_{ц-1} = \frac{2{,}77 \cdot 24 (\ln 2{,}02 - \ln 0{,}1)}{3{,}14 (3{,}10 - 0{,}90)(17 - 3{,}10 - 0{,}90)} = 2{,}22 \ м/сутки;$$

для участка скв. *1*—скв. *2*

$$k_{1-2} = \frac{2{,}77 \cdot 24 (\ln 5{,}90 - \ln 2{,}02)}{3{,}14 (0{,}90 - 0{,}61)(17 - 0{,}90 - 0{,}61)} = 5{,}05 \ м/сутки.$$

Найдем средний коэффициент фильтрации.
При первой ступени понижения

$$k_{срI} = \frac{1{,}97 + 3{,}28}{2} = 2{,}62 \ м/сутки;$$

при второй ступени понижения

$$k_{срII} = \frac{2{,}22 + 5{,}05}{2} = 3{,}63 \ м/сутки.$$

Следовательно,

$$k_{ср} = \frac{2{,}62 + 3{,}63}{2} = 3{,}12 \ м/сутки.$$

Задача № 24[1]

Определить коэффициент фильтрации водоносных песков при одиночной откачке из несовершенной скважины, вскрывшей напорные воды. Радиус скважины 0,1 *м*; длина фильтра 3 *м*; понижение уровня воды в скважине 1,0 *м*; дебит скважины 51,3 *м*³/*сутки*; мощность водоносного пласта 10 *м*; фильтр примыкает к верхнему водоупорному слою.

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (122):

$$k = 0{,}36\frac{Q}{ls}\lg\frac{1{,}32l}{r}.$$

Подставляя в формулу числовые значения, получим:

$$k = 0{,}36\frac{51{,}3}{3\cdot 1}\lg\frac{1{,}22\cdot 3}{0{,}1} = 10\ м/сутки.$$

Задача № 25

Определить коэффициент фильтрации водоносных песков, содержащих напорные воды, по результатам откачки из опытного куста, состоящего из несовершенных скважин (центральной и двух наблюдательных). Длина фильтра в центральной скважине 3 *м*, в наблюдательных 1,4 *м*; фильтр примыкает к верхнему водоупорному слою. Данные для расчета приведены в таблице:

Мощность водоносных песков в *м*	Дебит *м*³/*сутки*	Понижения уровня в наблюдательных скважинах в *м*		Расстояние наблюдательных скважин от центральной в *м*	
		скв. *1*	скв. *2*	скв. *1*	скв. *2*
12	154	0,55	0,30	5	10

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (124):

$$k = 0{,}16\frac{Q}{l_0(s_1 - s_2)}\left(\operatorname{Ar\,sh}\frac{l_0}{r_1} - \operatorname{Ar\,sh}\frac{l_0}{r_2}\right).$$

Подставляя числовые значения, получим:

$$k = 0{,}16\frac{154}{3\,(0{,}55-0{,}30)}\left(\operatorname{Ar\,sh}\frac{3}{5} - \operatorname{Ar\,sh}\frac{3}{10}\right) = 8{,}8\ м/сутки.$$

[1] Данные задач 24, 25, 26 и 27 заимствованы из книги В. Д. Бабушкина «Указания по определению коэффициента фильтрации при опытных откачках из несовершенных скважин», изд. ВОДГЕО, 1950.

Вычислим коэффициент фильтрации по данным каждой наблюдательной скважины в отдельности по формуле (123):

$$k = 0{,}16 \frac{Q}{l_0 s_1} \operatorname{Ar\,sh} \frac{i_0}{r_1}.$$

После подстановки числовых значений получаем:

$$k = 0{,}16 \frac{154}{3 \cdot 0{,}55} \operatorname{Ar\,sh} \frac{3}{5} = 8{,}5 \ м/сутки;$$

$$k = 0{,}16 \frac{154}{3 \cdot 0{,}25} \operatorname{Ar\,sh} \frac{3}{10} = 8{,}3 \ м/сутки.$$

Как видно из решения задачи, расчет по формулам (123) и (124) дает сходные результаты; это указывает на однородное строение водоносного пласта.

Задача № 26

Определить коэффициент фильтрации песков, слагающих горизонт грунтовых вод со свободной поверхностью, по данным откачки из одиночной несовершенной скважины при незатопленном фильтре. Мощность водоносного пласта 10 *м*; понижение уровня воды в скважине 2 *м*; радиус скважины 0,1 *м*; длина фильтра 2,0 *м*; радиус влияния 125 *м*; дебит скважины 210 $м^3/сутки$.

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (126):

$$k = \frac{0{,}732 \frac{Q}{s}}{\frac{l+s}{\lg \frac{R}{r}} + \frac{l}{\lg \frac{0{,}66l}{r} - \frac{l}{2R}}}.$$

Подставляя в формулу числовые значения, получаем:

$$k = \frac{0{,}732 \cdot \frac{210}{2}}{\frac{2{,}0 + 2{,}0}{\lg \frac{125}{0{,}1}} + \frac{2{,}0}{\lg \frac{0{,}66 \cdot 2{,}0}{0{,}1} - \frac{2}{2 \times 125}}} = 24{,}8 \ м/сутки.$$

Задача № 27

Определить коэффициент фильтрации песков, слагающих горизонт грунтовых вод, по данным кустовой откачки. Откачка производилась из центральной несовершенной скважины с незатопленным фильтром. Дано: $l = 2$ *м*; $y_1 = 2{,}75$ *м*; $y_2 = 2{,}86$ *м*; $r_1 = 10$ *м*; $r_2 = 20$ *м*; $s_0 = 1{,}0$ *м*; $m = 25$ *м*; $Q = 210$ $м^3/сутки$.

Решение. Определим коэффициент фильтрации по формуле (130):

$$k = \frac{0{,}316Q}{\dfrac{y_2^2 - y_1^2}{2{,}3 \lg \dfrac{r_2}{r_1}} + \dfrac{2(y_2 - y_1)}{\operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{r_1} - \operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{r_2}}}.$$

После подстановки числовых данных получим:

$$k = \frac{0{,}316 \cdot 210}{\dfrac{2{,}86^2 - 2{,}75^2}{2{,}3 \lg \dfrac{20}{10}} + \dfrac{2(2{,}86 - 2{,}75)}{\operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{10} - \operatorname{Ar\,sh}\dfrac{1}{20}}} = 12{,}5 \ м/сутки.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ПО ДАННЫМ ОТКАЧЕК ИЗ СКВАЖИН, ЗАЛОЖЕННЫХ В НЕОДНОРОДНЫХ ПЛАСТАХ

Задача № 28

Определить коэффициент фильтрации крупнозернистого гравелистого песка k_2, залегающего на водоупоре и имеющего мощность 4,5 *м*. На гравелистом песке лежит слой мелкозернистого песка мощностью 7 *м*, а выше — слой воды (река, водоем). Коэффициент фильтрации мелкозернистого песка определен в лаборатории равным 3 *м/сутки*. Откачка производилась из скважины диаметром 150 *мм*; дебит скважины при понижении 0,55 *м* составлял 225 *м*^{3}*/сутки*[1].

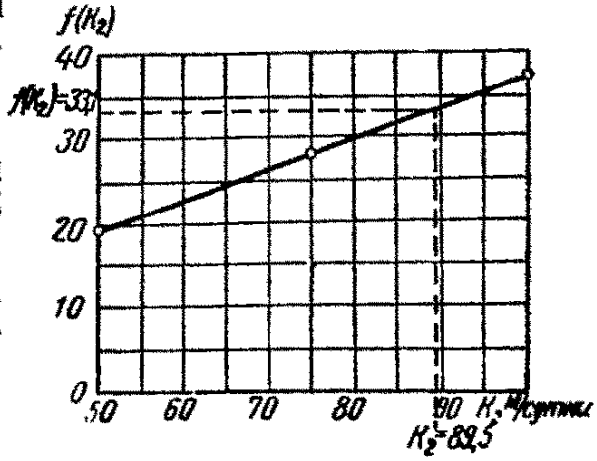


Рис. 28. График $f(k)$

Решение. Для нахождения коэффициента фильтрации воспользуемся формулой (131):

$$Q = \frac{2{,}72k \cdot sb}{\lg\left(\dfrac{1{,}12\sqrt{\dfrac{k_2}{k_1}}ab}{r}\right)}.$$

Подставляем числовые значения:

$$225 = \frac{2{,}72 \cdot k_2 \cdot 0{,}55 \cdot 4{,}5}{\lg\left(\dfrac{1{,}12\sqrt{\dfrac{k_2}{3{,}0}} \cdot 7 \cdot 4{,}5}{0{,}075}\right)}$$

[1] Задача заимствована из работы Н. Н. Биндемана «Методы определения водопроницаемости горных пород откачками, наливами и нагнетаниями», Углетехиздат, 1951.

или

$$33{,}1 = \frac{k_2}{1{,}685 + 0{,}5 \lg k_2} = f(k_2).$$

Значение k_2 определим подбором:

при $k_2 = 50$ правая часть выражения равна $19{,}4 < 33{,}1$
" $k_2 = 75$ " " " " $27{,}7 < 33{,}1$
" $k_2 = 100$ " " " " $37{,}1 > 33{,}1$

Следовательно, значение k_2 лежит в интервале между 75 и 100 *м/сутки*.

По известным трем точкам построим график $f(k_2)$, по которому для $f(k_2) = 33{,}1$ найдем (рис. 28): $k_2 = 89{,}5$ *м/сутки*.

ГЛАВА V

РАСЧЕТ РАСХОДА ГРУНТОВЫХ И НАПОРНЫХ ПОТОКОВ И ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ДЕПРЕССИИ

Определение расхода подземных вод представляет главнейший раздел учения о динамике подземных вод. На нем основаны расчеты ресурсов подземных вод, теория движения подземных вод к водосборам, теория движения фильтрационных вод в районе гидротехнических сооружений, определение подпора грунтовых вод и решение ряда других задач практического значения.

Ниже рассматривается движение грунтовых и напорных вод в однородных и разнородных пластах при горизонтальном и наклонном водоупоре для случаев плоского и радиального потоков.

§ 20. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОДНОРОДНЫХ ВОДОНОСНЫХ ПЛАСТОВ

ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ ПЛАСТЕ

Для плоского потока грунтовых вод, при котором струйки воды перемещаются в параллельных вертикальных плоскостях, удобно рассматривать расход потока на единицу его ширины:

$$q = \frac{Q}{B}, \tag{140}$$

где q — единичный расход потока (расход, отнесенный к 1 *м* ширины потока) в *м*³/*сутки*;
Q — общий расход потока в *м*³/*сутки*;
B — ширина потока в *м*.

Согласно основному линейному закону фильтрации (закону Дарси), единичный расход потока в пределах рассматриваемого участка равен

$$q = kh_{ср}I_{ср}, \tag{141}$$

где k — коэффициент фильтрации водоносного пласта;
$h_{ср}$ — средняя мощность потока;
$I_{ср}$ — средний напорный градиент потока.

Исходя из данных о мощностях потока h_1 и h_2 в сечениях *1* и *2*, проведенных в грунтовом потоке на расстоянии l друг

от друга (рис. 29) и коэффициенте фильтрации k, последнее уравнение можно переписать следующим образом:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{l} = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}. \qquad (142)$$

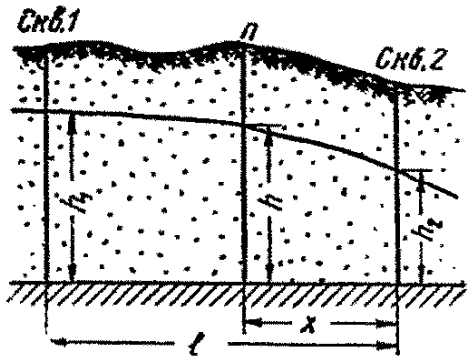


Рис. 29. Схема движения грунтовых вод в однородном пласте при горизонтальном водоупоре

Это же уравнение движения может быть получено из дифференциальной формы выражения линейного закона фильтрации:

$$q = -kh\frac{dh}{ds}, \qquad (143)$$

где h — мощность потока в сечении s;

$\frac{dh}{ds}$ — напорный градиент в том же сечении.

Знак минус здесь берется потому, что по пути движения напор потока уменьшается и, следовательно, величина dh является отрицательной.

При интегрировании этого дифференциального уравнения приннмаются следующие пределы: для величины s от s_1 до s_2 (протяженность потока от сечения *1* до сечения *2*, равная l), для величины h — от h_1 до h_2.

Для вычисления величины расхода при ширине потока B применяется уравнение (140).

Располагая данными о мощностях потока в двух крайних сечениях *1* и *2* и о расстоянии между ними l, можно для данного интервала построить кривую депрессии. Для этого надо вычислить мощности потока в промежуточных сечениях.

Так, например, мощность потока h в сечении n (см. рис. 29) находится из совместного решения системы двух уравнений, выражающих один и тот же единичный расход потока:

$$q = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}; \quad q = k\frac{h^2 - h_2^2}{2x}.$$

Решая эти уравнения, находим:

$$h = \sqrt{h_2^2 + \frac{x}{l}(h_1^2 - h_2^2)}. \qquad (144)$$

Расчет кривой депрессии по формуле (144) будет справедлив, если инфильтрационное питание грунтового потока сверху отсутствует, что может иметь место при отсутствии источников инфильтрации или при наличии водонепроницаемых пород в зоне аэрации.

При наличии питания грунтовых вод сверху расход потока q в различных сечениях не будет постоянным. Для построения кривой депрессии при этих условиях используют уравнение движения грунтовых вод, выведенное Г. Н. Каменским для междуречного массива:

$$h^2 = h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L} x + \frac{w}{k} Lx - \frac{w}{k} x^2, \qquad (145)$$

где h_1 и h_2 — мощности грунтового потока в первом и втором сечениях или на урезах первой и второй рек;

x — расстояние от первого сечения (или уреза первой реки) до любого промежуточного сечения;

L — протяженность данного участка потока или междуречья;

w — инфильтрационное питание грунтового потока сверху, выражаемое высотой слоя воды, просачивающейся до грунтовых вод в единицу времени;

остальные обозначения прежние.

Уравнение (145) получено из дифференциального уравнения

$$-kh \frac{dh}{dx} = q_1 + wx, \qquad (146)$$

в котором $-kh \frac{dh}{dx} = q_x$ — расход потока в промежуточном сечении на расстоянии x от крайнего сечения слева;

q_1 — расход потока в крайнем сечении слева (или на урезе левой реки для междуречья).

Интегрируя это уравнение в пределах для h от h_1 до h и для x от 0 до x, получают уравнение

$$\frac{h_1^2 - h^2}{2} = \frac{q_1}{k} x + \frac{w}{2k} x^2. \qquad (146а)$$

Полагая $x = L$ и $h = h_2$, при $w = \text{const}$ из уравнения (146а) находят:

$$q_1 = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} - w \frac{L}{2}. \qquad (147)$$

После подстановки этого значения q_1 в уравнение (146а) приходят к приведенной выше формуле (145).

При использовании уравнения (145) необходимо знать: мощности потока в крайних сечениях h_1 и h_2, величину инфильтрации атмосферных осадков w, коэффициент фильтрации k, расстояние между крайними сечениями L и удаленность расчетного сечения от крайнего сечения слева x (рис. 30).

Уравнение (145) одинаково применимо как для расчета кривой депрессии в междуречье по данным уровней воды в дренирующих реках (h_1 и h_2), так и для построения депрессионной кривой на любом участке водораздельного массива. В последнем случае могут быть использованы известные мощности потока h_1 и h_2 в любых сечениях потока, расположенных слева и справа от расчетного сечения.

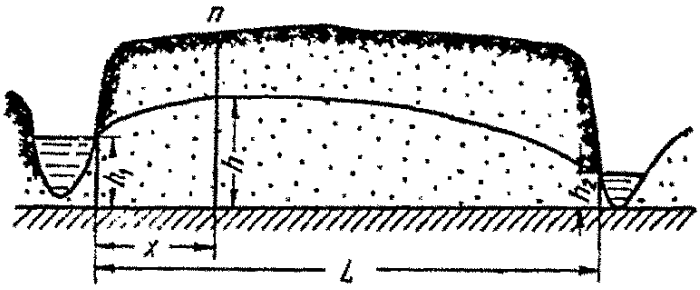


Рис. 30. Схема движения грунтовых вод в междуречном массиве

Если кроме двух сечений имеется третье (n), в котором известна мощность потока h (см. рис. 30), то можно определить отношение величины инфильтрации w к коэффициенту фильтрации k, исходя из следующей формулы:

$$w = k\left[\frac{h^2 - h_1^2}{(L - x)\,x} + \frac{h_1^2 - h_2^2}{(L - x)\,L}\right], \qquad (148)$$

где h — мощность потока в любом промежуточном сечении потока n;

x — расстояние от этого сечения до крайнего сечения слева;

остальные обозначения прежние.

Таким образом, наличие в междуречье хотя бы одной скважины при известной мощности потока на урезах обеих рек позволяет построить кривую депрессии для всего массива. При этом необходимость в определении величин k и w отпадает, поскольку отношение этих величин находится из уравнения (148).

Расход грунтового потока с учетом инфильтрационного питания сверху увеличивается по направлению от водораздела к реке. На урезе последней он будет максимальным.

Так как по уравнению (146)

$$q_x = q_1 + wx,$$

а по уравнению (147)

$$q_1 = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} - w\frac{L}{2},$$

то расход потока в любом сечении x может быть определен из выражения

$$q_x = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} - w\frac{L}{2} + wx. \qquad (149)$$

Отсчет расстояний производится от уреза реки вглубь берега, причем если направление потока совпадает с направлением оси x, то величина расхода принимается положительной, в противном случае — отрицательной.

Рассмотренные формулы действительны для условий установившегося, т. е. не изменяющегося во времени, движения грунтовых вод и для однородных по водопроницаемости пластов. Построение кривых депрессии для условий неустановившегося движения рассматривается ниже (см. гл. VIII).

ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ В НАКЛОННОМ ПЛАСТЕ

Единичный расход грунтового потока в наклонном пласте определяется по приближенной формуле Каменского:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}, \qquad (150)$$

где H_1 и H_2 — уровни зеркала грунтовых вод, считая от условной плоскости сравнения $(0-0)$, соответственно для верхнего (1) и нижнего (2) по потоку сечений;

остальные обозначения прежние (рис. 31).

Уравнение (150) вытекает из основного выражения линейного закона фильтрации (141), в котором принято:

$$I_{ср} = \frac{H_1 - H_2}{l}\ ;\ h_{ср} = \frac{h_1 + h_2}{2}.$$

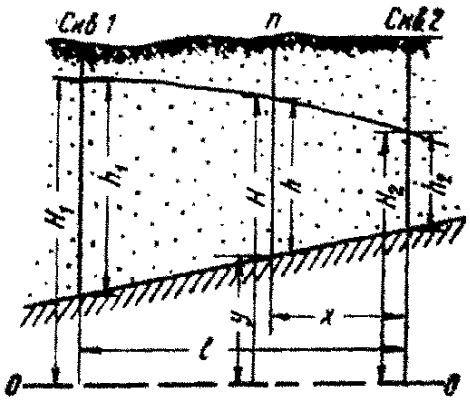


Рис. 31. Схема движения грунтовых вод в однородном пласте при наклонном водоупоре

Для построении кривой депрессии надо вычислить отметки уровней грунтовых вод H в промежуточных сечениях потока, исходя из известных мощностей в крайних сечениях. Кроме того, необходимо знать положение водоупора на рассматриваемом участке створа.

Используя известные данные по сечениям 1 и 2 (см. рис. 31) и обозначая искомый уровень грунтовых вод в сечении n через $H = y + h$, где y — отметка водоупора в этом сечении, можно написать для выражения одного и того же расхода воды следующие два уравнения:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}\ ;\quad q = k\frac{h + h_2}{2}\cdot\frac{H - H_2}{x}.$$

Отсюда получаем расчетную формулу для определения неизвестного H:

$$(H - y + h_2)(H - H_2) = \frac{x}{l}(h_1 + h_2)(H_1 - H_2). \qquad (151)$$

Определение расхода и построение кривой депрессии грунтового потока можно производить и по формулам Н. Н. Павловского, полученным им путем исследования неравномерного движения грунтовых вод.

В случае прямого уклона основания водоносного пласта, при котором его падение совпадает с направлением движения грунтовых вод (см. рис. 32, 33), по Н. Н. Павловскому, действительно уравнение кривой депрессии

$$\frac{il}{h_0} = \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1), \qquad (152)$$

где i — уклон поверхности водоупора в долях единицы;

l — расстояние между взятыми сечениями в *м*;

h_0 — приведенная мощность потока в *м*, при которой расход его равен $q = kh_0 i$, что отвечает равномерному движению воды с уклоном зеркала воды i;

$\varphi(\eta_2)$ — значение функции $\varphi(\eta)$ при относительной мощности потока $\eta = \frac{h_2}{h_0}$;

$\varphi(\eta_1)$ — значение той же функции при $\eta = \frac{h_1}{h_0}$,

причем для кривой подпора $\varphi(\eta) = \eta + \ln(\eta - 1)$,

для кривой спада $\varphi(\eta) = \eta + \ln(1 - \eta)$;

остальные обозначения указаны на рис. 32 и 33.

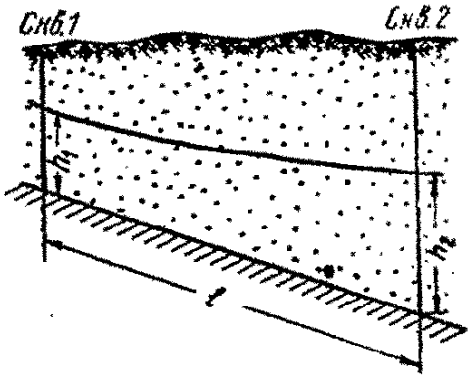


Рис. 32. Кривая подпора при прямом уклоне основания водоносного пласта

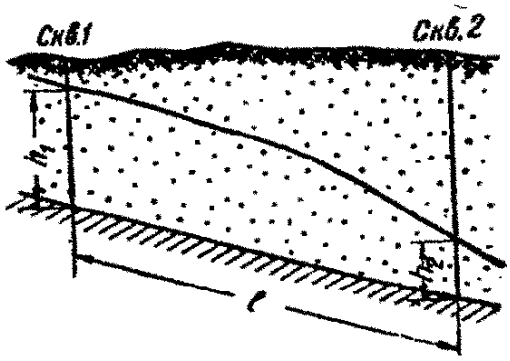


Рис. 33. Кривая спада при прямом уклоне основания водоносного пласта

Значения функции $\varphi(\eta)$ в зависимости от значений η находятся по табл. I и II приложения I. При $\eta > 1$ имеет место кривая подпора (рис. 32), при $\eta < 1$ — кривая спада (рис. 33). Кривая подпора характеризуется увеличением мощностей потока по направлению движения, кривая спада — уменьшением мощностей в том же направлении.

В случае обратного уклона водоупорного ложа потока, при котором направление потока противоположно падению водоупора, возможна лишь кривая спада. Для нее характерно убы-

вание мощности потока по течению и $\eta = \frac{h}{h_0} < 1$ (рис. 34), где h — мощность потока в любом сечении.

Для кривой депрессии в этом случае действительно уравнение

$$\frac{il}{h_0'} = \psi(\eta_2) - \psi(\eta_1), \qquad (153)$$

где h_0' — приведенная мощность потока;

$\psi(\eta_1)$ и $\psi(\eta_2)$ — значения функции $\psi(\eta) = -\eta + \ln(1+\eta)$ соответственно для значений $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0'}$ и $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0'}$;

остальные обозначения прежние.

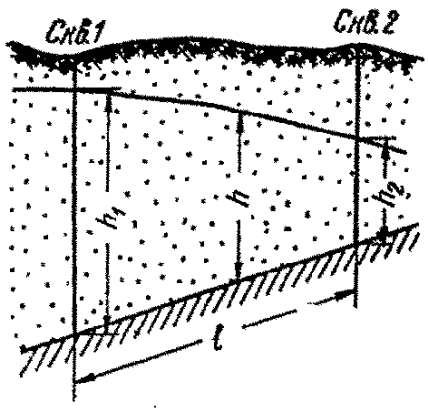


Рис. 34. Кривая спада при обратном уклоне основания водоносного пласта

НАПОРНЫЕ ВОДЫ

Для определения расхода напорного потока служит уравнение (150):

$$q = k \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l},$$

где q — единичный расход потока;

k — коэффициент фильтрации водоносного пласта;

h_1 и h_2 — в данном случае — мощности напорного потока в верхнем и нижнем его сечениях;

H_1 и H_2 — пьезометрические уровни воды в тех же сечениях;

l — протяженность рассматриваемого участка потока.

При постоянной мощности пласта уравнение (150) упрощается: вместо полусуммы мощностей принимается постоянная мощность потока M.

РАДИАЛЬНЫЙ ПОТОК ГРУНТОВЫХ ВОД

Для горизонтального однородного по водопроницаемости водоносного пласта, имеющего непараллельное направление токов воды (рис. 35), действительно следующее уравнение Каменского:

$$Q = \frac{k(b_1 - b_2)(h_1^2 - h_2^2)}{2l(\ln b_1 - \ln b_2)}, \qquad (154)$$

где Q — расход потока;

k — коэффициент фильтрации;

b_1 и b_2 — ширина потока соответственно в верхнем и нижнем сечениях;

l — расстояние между этими сечениями;

h_1 и h_2 — мощности грунтового потока в верхнем и нижнем сечениях.

Рассмотренное уравнение движения получено для случая линейного изменения ширины потока по направлению движения и для горизонтального залегания водоупора. Оно действительно как для сходящегося, так и для расходящегося потока.

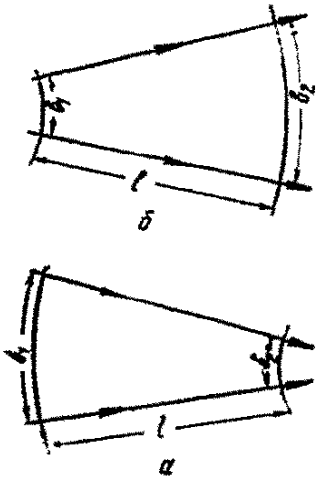


Рис. 35. Схема радиальных потоков грунтовых вод:
а — сходящегося;
б — расходящегося

Для более общего случая неплоского потока грунтовых вод в однородном по водопроницаемости пласте, но с наклонным водоупорным ложем, справедливо приближенное уравнение Каменского:

$$Q = k\frac{b_1h_1 + b_2h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}, \qquad (155)$$

где H_1 — уровень грунтовых вод в верхнем по потоку сечении;

H_2 — то же в нижнем сечении;

остальные обозначения прежние.

Рассмотренные уравнения можно использовать для построения кривых депрессии. Для этого требуется предварительно определить ширину потока и абсолютную отметку водоупора в расчетном сечении.

§ 21. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ НЕОДНОРОДНЫХ ПЛАСТОВ

При движении грунтовых вод в неоднородном наклонном пласте сложного строения, водопроницаемость которого изменяется в горизонтальном и вертикальном направлениях без какой-либо ясной закономерности (общий случай разнородности), для определения расхода потока применяется следующее уравнение Г. Н. Каменского:

$$q = \frac{k_1h_1 + k_2h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}; \qquad (156)$$

здесь q — единичный расход потока;

k_1 и k_2 — средние коэффициенты фильтрации пласта в верхнем и нижнем сечениях потока;

h_1 и h_2 — мощности потока в тех же сечениях;

H_1 и H_2 — уровни (отметки) грунтовых вод в тех же сечениях;

l — расстояние между данными сечениями.

Уравнение (156) вытекает из основного линейного закона фильтрации, которое в дифференциальной форме имеет вид: $q = -kh\frac{dH}{ds}$. При интегрировании последнего в пределах от сечения *1* до сечения *2* применена теорема о средней, согласно которой функция $kh = f(H)$ вынесена за знак интеграла в виде среднего значения $f(H_{ср})$. Последнее приближенно принято равным среднему арифметическому: $f(H_{ср}) = \frac{k_1h_1 + k_2h_2}{2}$ для данного участка потока. Поэтому и формула (156) является приближенной. Однако для практических целей она вполне приемлема.

Средний коэффициент фильтрации для данного сечения определяется или по данным опытной откачки, дающей осредненное значение этого коэффициента, или по данным послойных определений водопроницаемости лабораторным способом (например, в трубке Каменского). Так, например, зная послойные коэффициенты фильтрации $k_1, k_2, k_3, \ldots, k_n$ и соответствующие мощности отдельных слоев $h_1, h_2, h_3, \ldots, h_n$, вычисляют средневзвешенное значение коэффициента фильтрации для всего сечения по формуле

$$k = \frac{k_1h_1 + k_2h_2 + k_3h_3 + \ldots + k_nh_n}{h_1 + h_2 + h_3 + \ldots + h_n} = \frac{\Sigma kh}{\Sigma h}. \qquad (157)$$

Уравнение (156) применимо и для напорного водоносного пласта.

Для водоносного пласта, состоящего из двух горизонтально залегающих слоев, действительно уравнение Каменского:

$$q = k_1M\frac{h_1 - h_2}{l} + k_2\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{h_1 - h_2}{l}, \qquad (158)$$

где q — единичный расход потока;
k_1 — коэффициент фильтрации нижнего слоя;
k_2 — то же для верхнего слоя;
M — мощность нижнего слоя;
h_1 — уровень грунтовых вод в верхнем сечении потока, считая от кровли нижнего слоя;
h_2 — то же в нижнем сечении потока;
l — расстояние между выбранными сечениями.

При выводе этого уравнения принималось, что а) в нижнем слое движение подземных вод имеет напорный характер, причем пьезометрическая поверхность их точно отражается высотой стояния грунтовых вод в пределах верхнего слоя, и б) кровля нижнего слоя является горизонтальной.

При большом количестве горизонтально залегающих слоев можно применить тот же способ вывода уравнения движения грунтовых вод. В этом случае, очевидно, все слои водоносной

толщи, залегающие ниже верхнего водоносного слоя, в котором располагается кривая депрессии, объединяются в один напорный поток. Для него вычисляется средневзвешенный коэффициент фильтрации в каждом сечении, а уровень воды считается от подошвы верхнего слоя до зеркала воды, располагающегося в пределах этого слоя.

При резкой смене водопроницаемости водоносного пласта в горизонтальном направлении, что наблюдается, например, при переходе от водораздельного массива к аллювиальной долине (на террасе), может быть использована формула Каменского:

$$q = \frac{y_1^2 - y_2^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}\right)}, \qquad (159)$$

где y_1 и y_2 — мощности грунтового потока в верхнем и нижнем сечениях;

l_1 и l_2 — протяженность соответственно верхней и нижней частей потока;

k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации верхней и нижней (по потоку) частей водоносного пласта.

Г. Н. Каменский рассмотрел также случай движения напорных вод в неоднородном пласте при постепенно изменяющейся водопроницаемости в горизонтальном направлении. При выводе формулы он допускал, что мощность потока h постоянна, а коэффициент фильтрации изменяется по закону прямой:

$$k = k_1 + \frac{k_2 - k_1}{l} s, \qquad (160)$$

где k — коэффициент фильтрации водоносного пласта в любом промежуточном сечении;

k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации водоносного пласта в начальном и конечном сечениях;

l — расстояние между выбранными сечениями;

s — расстояние от начального сечения до промежуточного.

Для указанных условий Каменский получил следующее уравнение движения:

$$q = h \cdot \frac{k_2 - k_1}{\ln k_2 - \ln k_1} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l}, \qquad (161)$$

где H_1 и H_2 — пьезометрические уровни воды в первом и втором сечениях по потоку подземных вод, считая от условной плоскости сравнения;

h — постоянная мощность потока;

остальные обозначения прежние.

Рассмотренные формулы для определения единичного расхода могут быть использованы для построения кривых депрес-

сии между данными сечениями. Для решения этого типа задач необходимо лишь знать мощности потока по каким-либо двум сечениям и расстояние между ними.

§ 22. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 29

Определить расход грунтового потока в однородном горизонтальном водоносном пласте при ширине его 1 *км*. Водоносный пласт сложен среднезернистыми песками с коэффициентом фильтрации 9,5 *м/сутки*; по данным бурения скв. *1* и *2*, отстоящих друг от друга на расстоянии 1630 *м*, водоупорное основание, сложенное глинами, залегает на отметке 118,0 *м* (рис. 36); в скв. *1* зеркало грунтовых вод отмечено на абсолютной высоте 148,50 *м*, в скв. *2* — на абсолютной высоте 145,67 *м*.

Решение. Вначале определим единичный расход q. Так как водоносный пласт однороден по водопроницаемости и водоупорное ложе горизонтально, то для вычисления q можно применить уравнение (142):

$$q = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l},$$

где $k = 9{,}5$ *м/сутки*, $h_1 = 148{,}50 - 118{,}0 = 30{,}50$ *м*;
$h_2 = 145{,}67 - 118{,}0 = 27{,}67$ *м*; $l = 1630$ *м*.

Подставив числовые значения величин в уравнение (142), получим:

$$q = 9{,}5\frac{30{,}50^2 - 27{,}67^2}{2 \cdot 1630} = 0{,}480 \text{ } м^3/сутки.$$

Расход потока при заданной ширине 1 *км* будет равен

$$Q = Bq = 1000 \cdot 0{,}480 = 480 \text{ } м^3/сутки.$$

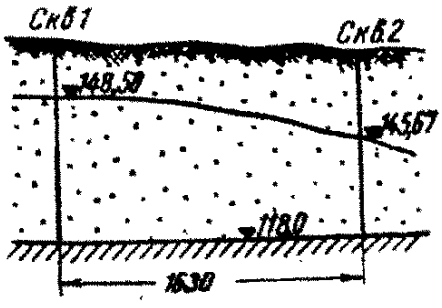


Рис. 36

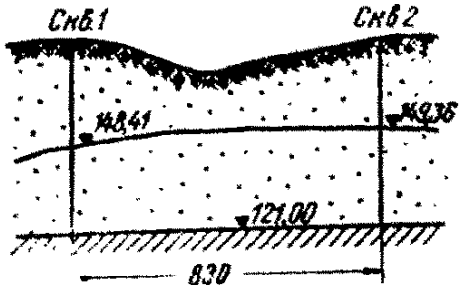


Рис. 37

Задача № 30

Определить расход грунтового потока на единицу его ширины (1 *м*) по данным двух буровых скважин, расположенных по направлению его движения (рис. 37). Верхняя по потоку скважина (скв. *2*) вскрыла горизонт грунтовых вод на абсо-

лютной высоте 149,36 *м*, нижняя скважина (скв. *1*) — на высоте 148,41 *м*; расстояние между скважинами равно 830 *м*; водоупор горизонтальный, залегает на абсолютной высоте 121,00 *м*; водоносные пески мелкозернистые, коэффициент фильтрации 8,83 *м сутки*.

Ответ: $q = 0{,}282$ *м³/сутки*.

Задача № 31

Плоский поток грунтовых вод направлен к речной долине, горизонт воды в которой находится на абсолютной отметке 65,80 *м* (рис. 38); в 300 *м* от реки пробурена скважина, в которой уровень воды установлен на высоте 68,50 *м*; водоупор горизонтальный, залегает на отметке 55,0 *м*; водопроницаемость водоносных среднезернистых песков равна 16,0 *м/сутки*. Требуется определить единичный расход потока грунтовых вод и его расход при ширине 150 *м*.

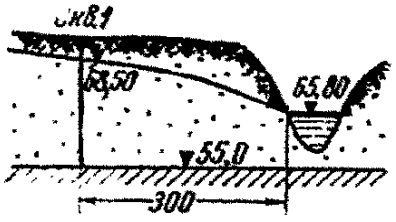


Рис. 38

Ответ: $q = 1{,}75$ *м³/сутки*;
$Q = 262{,}50$ *м³/сутки*.

Задача № 32

Определить единичный расход и расход грунтового потока на 1 *км* его ширины при следующих данных: абсолютная отметка водоупорного ложа 60,0 *м*; отметка уровня воды в скв. *1* 68,44 *м*, в реке 65,80 *м*; расстояние между скважиной и рекой 180 *м*; коэффициент фильтрации водоносных песков 6 *м/сутки*.

Ответ: $q = 0{,}627$ *м³/сутки*;
$Q = 627$ *м³/сутки*.

Задача № 33

Плоский напорный поток подземных вод направлен от верхней части предгорного шлейфа к центральной части межгорной котловины. В скв. *1*, дошедшей до водоупорного ложа, пьезометрический уровень воды установился на абсолютной отметке 150,75 *м*; мощность потока по этой скважине 18,0 *м*. Нижняя по потоку скв. *2* также дошла до водоупора водоносного горизонта; пьезометрический уровень воды в этой скважине оказался на высоте 149,30 *м*, мощность потока 25,0 *м* (рис. 39). Расстояние между скважинами 1000 *м*, коэффициент фильтрации 45,0 *м/сутки*. Требуется определить расход напорного потока на 1 *км* его ширины.

Решение. В данном случае мы имеем одиородный водоиосиый пласт с иаклоиным водоупором. Водоносный горизонт

напорный, с непостоянной мощностью. Для определения расхода потока в этих условиях применимо уравнение (150):

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}.$$

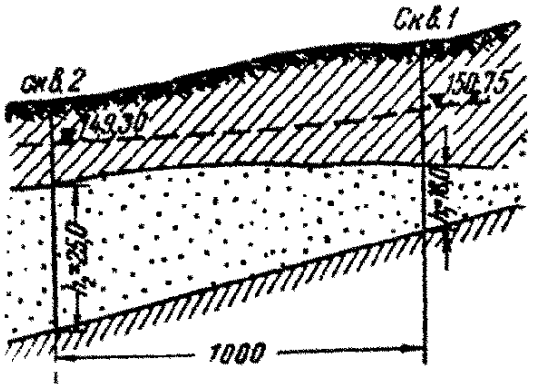


Рис. 39

После подстановки в уравнение числовых значений и приведения к заданной ширине потока 1 *км* получим:

$$Q = 1000 \cdot 45{,}0\frac{18{,}0 + 25{,}0}{2}\cdot\frac{150{,}75 - 149{,}30}{1000} = 1402{,}88\ м^3/сутки.$$

Задача № 34

По падению напорного потока заложены скв. *1* и 2. В первой из них уровень напорного потока установлен на абсолютной высоте 250,0 *м*, во второй – на абсолютной высоте 248,0 *м*. Мощности водоносного пласта по этим скважинам равны соответственно 30,0 и 15,0 *м*; расстояние между скважинами 1500 *м* (рис. 40); коэффициент фильтрации водоносного пласта

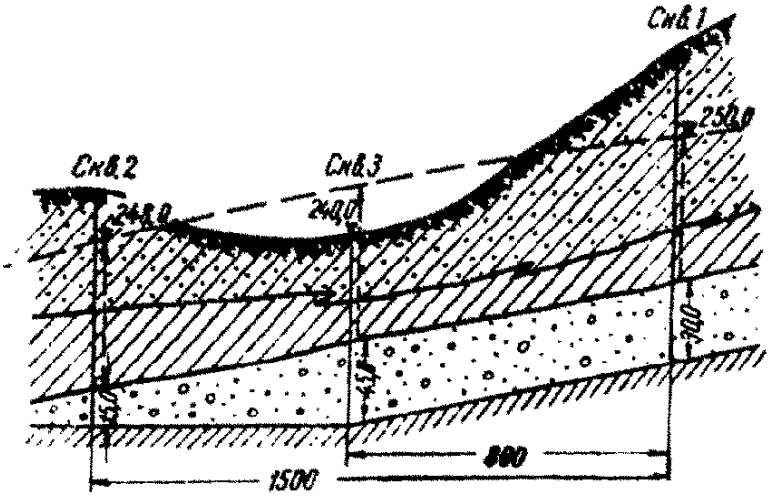


Рис. 40

25,0 *м/сутки*. Требуется определить, на сколько метров выше поверхности земли поднимется пьезометрический уровень воды, если пробурить третью скважину в понижении местности на отметке 240,0 *м*, в 800 *м* от первой скважины (см. рис. 40). По геологическим данным, мощность потока в этом месте 45,0 *м*.

Ответ: 9,36 *м*.

Задача № 35

Определить приведенную мощность и расход грунтового потока по следующим данным.

1. Буровая скважина в 700 *м* от реки вскрыла грунтовые воды на отметке 28,0 *м*; мощность водоносного пласта по скважине 8,0 *м*. Горизонт воды в реке стоит на отметке 23,0 *м*; мощность водоносного пласта у берега 7,0 *м*. Коэффициент фильтрации пласта 10,0 *м/сутки* (рис. 41).

2. Буровая скважина в 700 *м* от реки вскрыла грунтовые воды на отметке 28,0 *м*; мощность водоносного пласта по скважине 12,0 *м*. Горизонт воды в реке стоит на отметке 23,0 *м*; мощность водоносного пласта у берега 3,0 *м*. Коэффициент фильтрации пласта 10 *м сутки* (рис. 42).

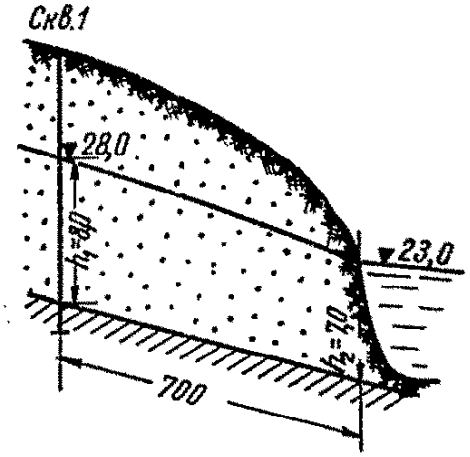


Рис. 41

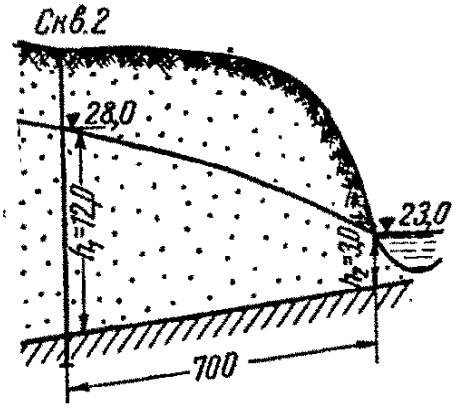


Рис. 42

Определить также расход грунтового потока по данным 1-го и 2-го условий по формуле Каменского и сравнить полученные результаты с расчетом по формуле Павловского.

Решение. 1. В первом случае мы имеем прямой уклон основания водоносного пласта, так как он направлен в сторону падения зеркала грунтового потока. Поскольку мощность потока по направлению его движения уменьшается, кривая депрессии является кривой спада. Для такой кривой можно применить уравнение (152):

$$\frac{il}{h_0} = \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1).$$

Уклон основания водоносного пласта определяется следующим образом:

$$i = \frac{(28{,}0 - 8{,}0) - (23{,}0 \quad 7{,}0)}{700} = 0{,}00572.$$

Подставим в уравнение (152) числовые значения:

$$\frac{0{,}0057 \cdot 700}{h_0} = \varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{8{,}0}{h_0}\right)$$

или

$$4{,}00 = h_0\left[\varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{8{,}0}{h_0}\right)\right] = f(h_0).$$

Решим это уравнение относительно h_0 путем подстановки различных значений этой величины (значения $\varphi\left(\frac{7,0}{h_0}\right)$ и $\varphi\left(\frac{8,0}{h_0}\right)$ для задаваемых значений h_0 находим по табл. I приложения I). Результаты вычислений сводим в таблицу.

h_0	$\frac{h_2}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_2}{h_0}\right)$	$\frac{h_1}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right)$	$f(h_0)$
8,50	0,823	—0,9090	0,941	—1,8898	8,25
9,00	0,777	—0,7239	0,889	—1,3096	5,27
9,50	0,737	0,5988	0,843	—1.0090	3,89

На основании этой таблицы строим график $f(h_0)$ и по этому графику отыскиваем значение h_0, соответствующее $f(h_0) = 4,00$. Получаем $h_0 = 9,40$ *м* (рис. 43).

По данным о водопроницаемости пласта k, приведенной мощности h_0 и уклоне водоупора i определяем расход потока:

$$q = kh_0 i = 10,0 \cdot 9,40 \cdot 0,0057 =$$

$$0,535 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

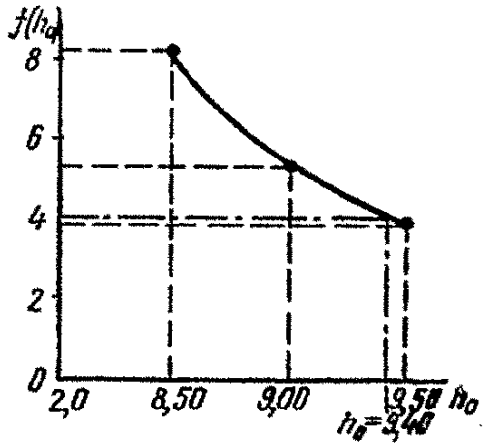


Рис. 43. График для определения приведенной мощности потока h_0 в случае кривой спада при прямом уклоне основания водоносного пласта

Расход потока по формуле Каменского (150) определится следующим образом:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l} = 10,0\frac{8 + 7}{2} \cdot \frac{28,0-23,0}{700} = 0,535 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

2. Во втором случае приведенного условия задачи мы имеем обратный уклон водоупора, так как направление его падения прямо противоположно направлению уклона потока грунтовых вод. В этом случае возможна лишь кривая спада. На основании этого применим уравнение кривой депрессии (153):

$$\frac{il}{h_0} = \psi(\eta_2) - \psi(\eta_1).$$

Уклон основания водоносного пласта равен

$$i = \frac{(23,0-3,0) - (28,0-12,0)}{700} = 0,00572.$$

После подстановки в уравнение (153) числовых значений получим:

$$4{,}0 = h_0' \left[\psi \left(\frac{3{,}0}{h_0'} \right) - \psi \left(\frac{12{,}0}{h_0'} \right) \right] = f(h_0').$$

Решим это уравнение относительно h_0', пользуясь подстановкой различных значений этой величины (значения $\psi \left(\frac{h_1}{h_0'} \right)$ и $\psi \left(\frac{h_2}{h_0'} \right)$ находим по табл. III приложения I):

h_0'	$\frac{h_2}{h_0'}$	$\psi\left(\frac{h_2}{h_0'}\right)$	$\frac{h_1}{h_0'}$	$\psi\left(\frac{h_1}{h_0'}\right)$	$\psi\left(\frac{h_2}{h_0'}\right) - \psi\left(\frac{h_1}{h_0'}\right)$	$f(h_0')$
10,00	0,300	—0,0376	1,200	—0,4116	0,3740	3,74
9,50	0,316	—0,0414	1,263	—0,4466	0,4052	3,85
9,00	0,333	—0,0456	1,335	—0,4872	0,4416	3,97
8,75	0,343	—0,0481	1,372	—0,5084	0,4603	4,03

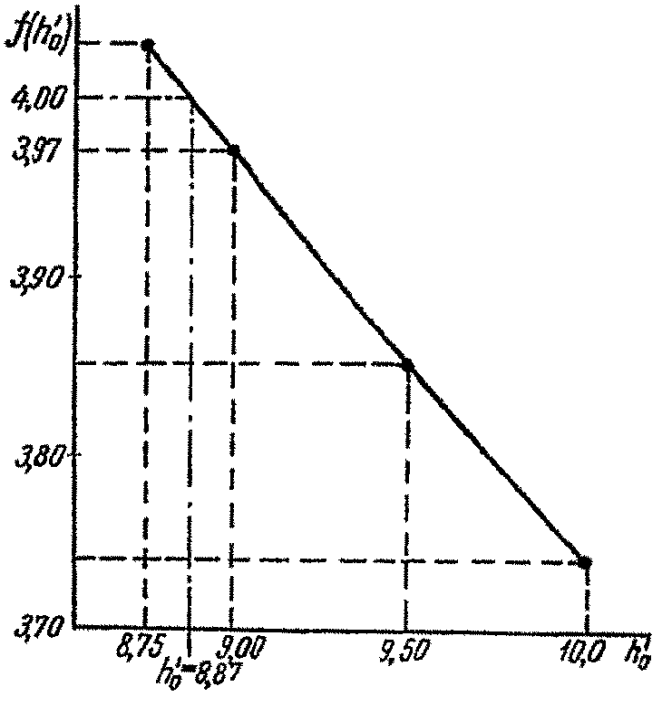


Рис. 44. График для определения приведенной мощности потока h_0 в случае кривой спада при обратном уклоне основания водоносного пласта

Построив график $f(h_0')$, находим значение h_0', соответствующее $f(h_0') = 4{,}00$. Получаем $h_0' = 8{,}87$ (рис. 44).

Расход потока составляет

$$q = kh_0'i = 10{,}0 \cdot 8{,}87 \cdot 0{,}0057 =$$

$$= 0{,}506 \ м^3/сутки.$$

По приближенной формуле Каменского расход потока в этом случае остается тем же, что и в предыдущем случае:

$$q = k \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l} =$$

$$= 10{,}0 \frac{12{,}0 + 3{,}0}{2} \cdot \frac{28{,}0 - 23{,}0}{700} = 0{,}535 \ м^3/сутки.$$

Задача № 36

Определить единичный расход потока по даиным скв. *1* и *2*, пользуясь уравненнями Павловского и формулой Каменского для наклонного пласта. Коэффициеит фильтрации пласта

6,0 *м/сутки*; абсолютные отметки уровней воды в скв. *1* 69,92 *м*, в скв. *2* 68,44 *м*; соответственно абсолютные отметки водоупора 63,0 и 60,0 *м*; расстояние между скважинами 160 *м* (рис. 45).

Решение. Вначале определим мощности грунтового потока:

$$\text{в скв. } 1 \quad h_1 = 69{,}92 - 63{,}0 = 6{,}92 \text{ м};$$

$$\text{в скв. } 2 \quad h_2 = 68{,}44 - 60{,}0 = 8{,}44 \text{ м}.$$

Так как мощность потока по направлению движения увеличивается, то в данном случае мы имеем кривую подпора при прямом уклоне пласта. При этих условиях для вычисления единичного расхода потока может служить уравнение кривой депрессии (152):

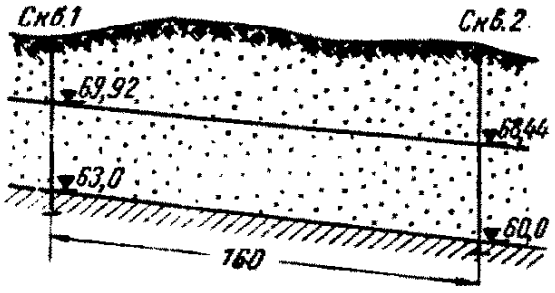


Рис. 45

$$il = h_0\left[\varphi\left(\frac{h_2}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right)\right],$$

где уклон водоупора $i = \frac{63{,}0-60{,}0}{160} = 0{,}0187$.

Подставим в уравнение кривой депрессии числовые значения:

$$3{,}0 = h_0\left[\varphi\left(\frac{8.44}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{6{,}92}{h_0}\right)\right] = f(h_0).$$

Решим это уравнение относительно h_0, пользуясь подстановкой значений аргумента:

h_0	$\frac{h_1}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right)$	$\frac{h_2}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_0}{h_0}\right)$	$f(h_0)$
3,00	2,81	3,4032	2,31	2,5798	2.47
3,50	2,41	2,7534	1,98	1,9589	2,78
4,00	2,11	2,2140	1,73	1,4134	3,20
4,50	1,88	1,7512	1,54	0,9198	3,74

На основании этой таблицы строим график $f(h_0)$ (рис. 46). Зная значение $f(h_0) = 3{,}0$, легко определить по графику $h_0 = 3{,}80$ *м*.

На осиовании этих данных расход потока на единицу его ширины определится по формуле для равномерного движения:

$$q = kh_0 i = 6{,}0 \cdot 3{,}80 \cdot 0{,}0187 = 0{,}427 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

По упрощенной формуле Каменского единичный расход потока грунтовых вод в том же пласте будет равен

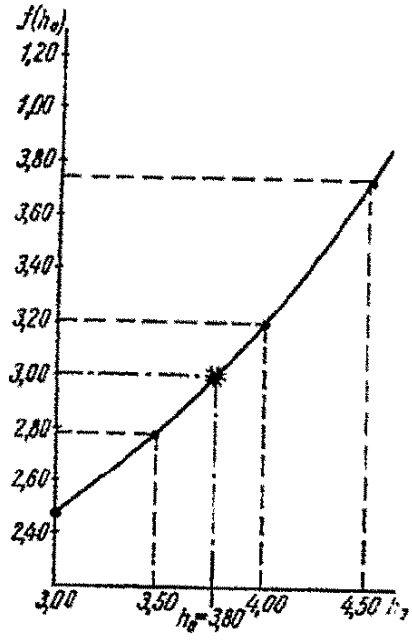


Рис. 46. График для определения приведенной мощности потока h_0 в случае кривой подпора при прямом уклоне основания водоносного пласта

$$q = k \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l}$$

или

$$q = 6{,}0 \frac{6{,}92 + 8{,}44}{2} \cdot \frac{69{,}92 - 68{,}44}{160} =$$

$$= 0{,}427 \ м^3/сутки.$$

Из решения этой задачи следует, что приближенная формула Каменского для рассмотренных условий движения не уступает по точности другим формулам; поэтому она с успехом применяется в практике гидрогеологических расчетов.

Задача № 37

Определить единичный расход грунтового потока, движущегося через водораздел из реки *А* в реку *Б*. По берегам рек развит делювиальный чехол (рис. 47), размеры и водопроницаемость

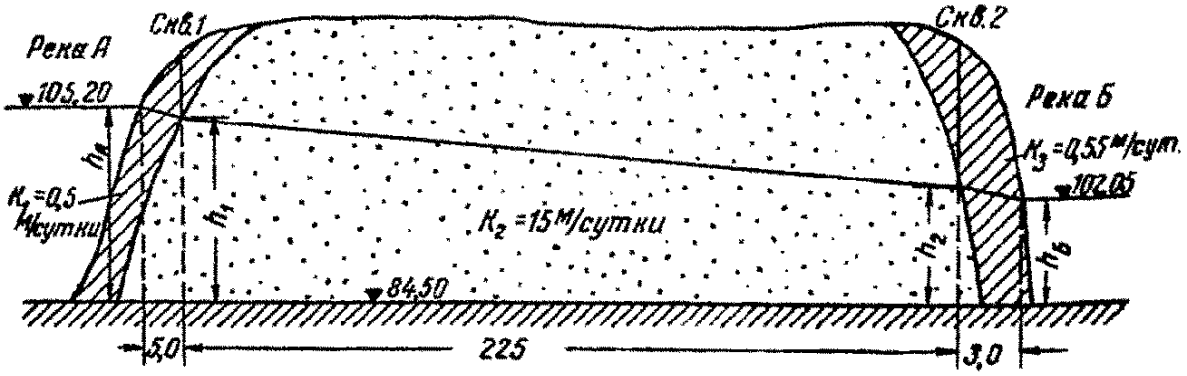


Рис. 47

которого указаны на рисунке. Определить также уровни грунтовых вод в скв. *1* и *2*, заложенных на контакте делювия и коренных берегов. Данные для расчета приведены на рисунке. Питанием грунтового потока сверху можно пренебречь.

Решение. 1. Обозначим уровень воды в скв. *1* через h_1, в скв. *2* через h_2, на урезе реки *А* через h_A, на урезе реки *Б*

через $h_Б$ (считая от водоупора). Составим уравнения кривой депрессии.

Для склона реки $А$ в пределах делювия будет действительно уравнение, вытекающее из уравнения (142):

$$h_A^2 - h_1^2 = \frac{2q\,l_1}{k_1},$$

где q — единичный расход потока;
l_1 — протяженность горизонтальной проекции отрезка депрессионной кривой в пределах делювиального чехла;
k_1 — коэффициент фильтрации делювиального чехла.

Для коренного водораздельного массива справедливо уравнение движения:

$$h_1^2 - h_2^2 = \frac{2q\,l_2}{k_2},$$

где l_2 — протяженность коренного массива;
k_2 — коэффициент фильтрации пород коренного массива.

Для склона реки $Б$ в пределах делювия действительно уравнение

$$h_2^2 - h_Б^2 = \frac{2q\,l_3}{k_3},$$

где l_3 — протяженность горизонтальной проекции участка кривой депрессии в пределах делювиального чехла;
k_3 — коэффициент фильтрации этого чехла.

Сложим эти три уравнения:

$$h_A^2 - h_Б^2 = 2q\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \frac{l_3}{k_3}\right),$$

откуда

$$q = \frac{h_A^2 - h_Б^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \frac{l_3}{k_3}\right)},$$

где $h_A = 105{,}20 - 84{,}50 = 20{,}70$ *м*; $h_Б = 102{,}05 - 84{,}50 = 17{,}55$ *м*;
$l_1 = 5{,}0$ *м*; $l_2 = 225{,}0$ *м*; $l_3 = 3{,}0$ *м*;
$k_1 = 0{,}5$ *м/сутки*; $k_2 = 15{,}0$ *м/сутки*; $k_3 = 0{,}55$ *м/сутки*.

Подставим числовые значения в последнее уравнение:

$$q = \frac{20{,}70^2 - 17{,}55^2}{2\left(\frac{5{,}0}{0{,}5} + \frac{225{,}0}{15{,}0} + \frac{3{,}0}{0{,}55}\right)} = 1{,}98\ м^3/сутки.$$

2. Для определения уровня воды в скв. *1* используем уравнение:

$$h_1 = \sqrt{h_A^2 - \frac{2ql_1}{k_1}}.$$

После подстановки числовых значений буквенных величин получим:

$$h_1 = \sqrt{388{,}89} = 19{,}71\ м.$$

Следовательно, абсолютная отметка уровня воды в скв. *1* будет равна

$$H_1 = 84{,}5 + 19{,}71 = 104{,}21\ м.$$

Аналогичным путем определяется уровень грунтовых вод в скв. 2.

Задача № 38

Определить единичный расход грунтового потока, дренируемого рекой, и высоту уровня грунтовых вод в месте причленения современной террасы к коренному берегу, отстоящему на 50 *м* от реки (рис 48). Коэффициент фильтрации песков коренного берега равен 25 *м/сутки*, а песков террасы — 2 *м/сутки*. Остальные данные для расчета приведены в таблице.

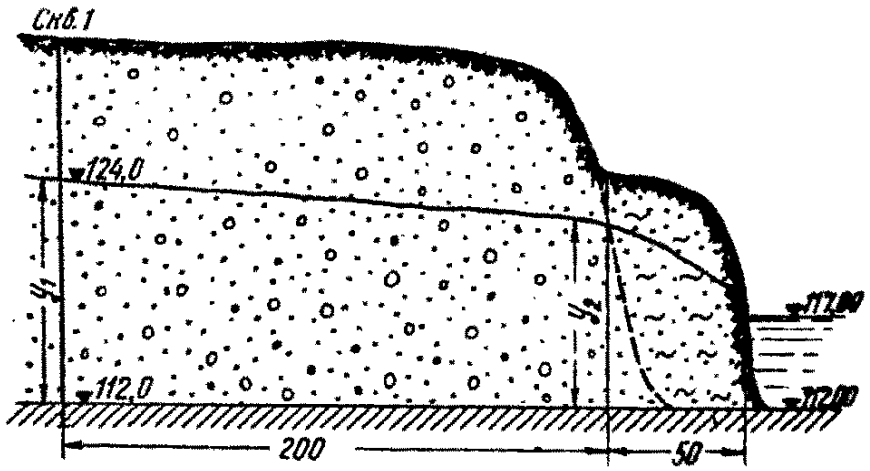


Рис. 48

Место наблюдения	Расстояние от реки в *м*	Абсолютная отметка уровня воды в *м*	Абсолютная отметка подошвы водопроницаемого слоя в *м*
Река	—	117,0	112,0
Скв. *1*	250	124,0	112,0

Ответ: $q = 1{,}80\ м^3/сутки$.
$y_2 = 10{,}73\ м$.

Задача № 39

На аллювиальной террасе, на расстоянии 180,0 *м* от уреза реки, пробурена скважина. По данным бурения, уровень грунтовых вод находится на отметке 68,44, водоупорное ложе — на

отметке 60,00 *м*. Горизонт воды в реке имеет отметку 65,80 *м*. Требуется определить уровни грунтовых вод на расстояниях от реки 50; 100 и 250 *м* (рис. 49).

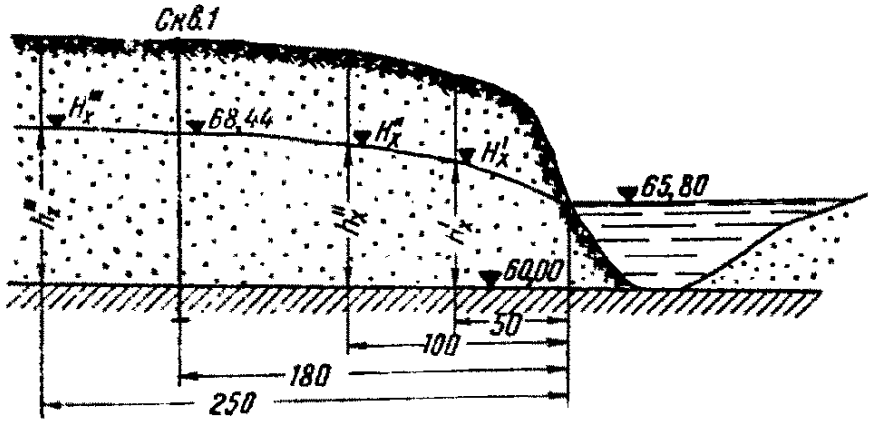


Рис. 49

Решение. Для определения уровня грунтовых вод в первом сечении (H_x') воспользуемся уравнением кривой депрессии при горизонтальном водоупоре (144):

$$h_x' = \sqrt{h_2^2 + \frac{x}{l}(h_1^2 - h_2^2)},$$

где $h_2 = 65{,}80 - 60{,}00 = 5{,}80$ *м* — мощность водоносного слоя у реки;

$x = 50$ *м* — расстояние от реки до первого сечения;

$l = 180$ *м* — расстояние от реки до скв. *1*;

$h_1 = 68{,}44 - 60{,}00 = 8{,}44$ *м* — мощность водоносного слоя по скв. *1*.

Подставляя числовые значения букв в формулу (144), получим:

$$h_x' = \sqrt{5{,}80^2 + \frac{50}{180}(8{,}44^2 - 5{,}80^2)} = 6{,}65 \text{ м}.$$

Отметка уровня грунтовых вод будет равна

$$H_x' = 60{,}00 + 6{,}65 = 66{,}65 \text{ м}.$$

Аналогично определяем уровни грунтовых вод в остальных сечениях: $H_x'' = 67{,}38$ *м* и $H_x''' = 69{,}26$ *м*.

Задача № 40

На склоне обширного водораздела, сложенного однородными мелкозернистыми песками, пробурены скважины *1* и *2* (рис. 50). Ниже скв. *2* имеется овраг, который частично дренирует грунтовый поток; нижняя часть последнего направлена к реке. По данным разведочного бурения, абсолютные отметки уровня

воды в скв. *1* и *2* равны соответственно 35,0 и 33,6 *м*; водоупор в тех же скважинах находится на одной высоте, равной 26,0 *м*. Под оврагом водоупор залегает на абсолютной высоте 24,0 *м*, на урезе реки — на отметке 25,54 *м*; отметка горизонта воды в реке 27,44 *м*. Коэффициент фильтрации 7,5 *м/сутки*. Остальные данные указаны на рис. 50.

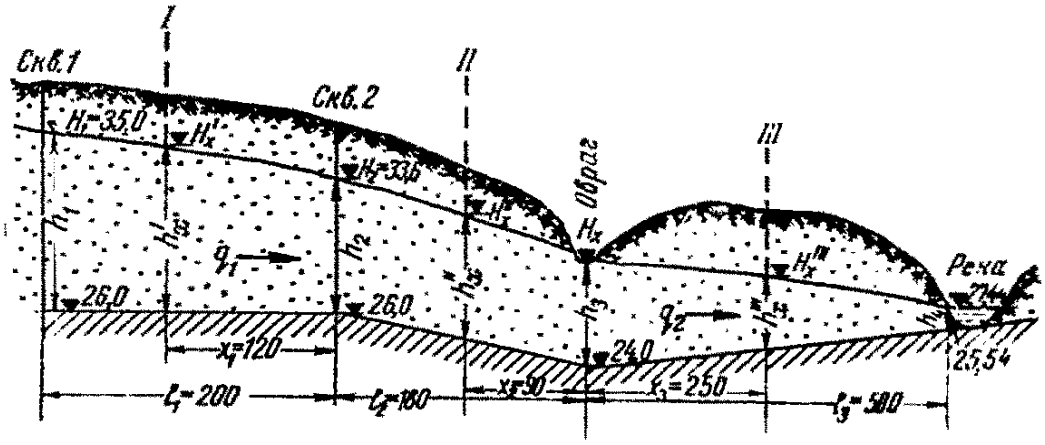


Рис. 50

Определить абсолютные отметки уровня грунтовых вод в сечениях *I*, *II* и *III*, единичные расходы потока, текущего к оврагу q_1 и от оврага к реке q_2, а также отметку выхода грунтовой воды на поверхность в овраге.

Решение. При решении задачи допускаем отсутствие инфильтрационного питания сверху.

Единичный расход потока, текущего к оврагу, определится по формуле (142):

$$q_1 = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l_1} = 7{,}5\,\frac{9{,}0^2 - 7{,}6^2}{2\cdot 200} = 0{,}436\ м^3/сутки.$$

Уровень воды в сечении *I* найдем из формулы для горизонтального водоупора (144):

$$h_x' = \sqrt{h_2^2 + \frac{x_1}{l_1}(h_1^2 - h_2^2)},$$

где $h_1 = 35{,}0 - 26{,}0 = 9{,}0$ *м*; $h_2 = 33{,}6 - 26{,}0 = 7{,}6$ *м*; $x_1 = 120{,}0$ *м* и $l = 200$ *м*.

Подставляя эти значения в формулу, получим:

$$h_x' = \sqrt{7{,}6^2 + \frac{120}{200}(9{,}0^2 - 7{,}6^2)} = 8{,}46\ м.$$

Отсюда

$$H_x' = 26{,}0 + 8{,}46 = 34{,}46\ м.$$

Мощность водоносного горизонта под оврагом может быть определена по данным о единичном расходе потока, текущего

в овраг, значение которого принимается без изменений, и об отметках водоупора:

$$q_1 = 0{,}436 = k\frac{h_2 + h_3}{2} \cdot \frac{H_2 - H_x}{l_2},$$

где $H_2 - H_x = h_2 - [h_3 - (26{,}0 - 24{,}0)] = 7{,}6 - h_3 + 2{,}0 = 9{,}6 - h_3$.

Подставив это значение разности $H_2 - H_x$ в предыдущее уравнение и заменив остальные известные величины их числовыми значениями, получим:

$$h_3^2 - 2h_3 - 52{,}0 = 0,$$

откуда

$$h_3 = 1 + \sqrt{1 + 52} \approx 8{,}3 \text{ м}.$$

Абсолютная отметка уровня грунтовых вод в точке выхода их на поверхность в овраге будет равна

$$H_x = 24{,}0 + 8{,}3 = 32{,}3 \text{ м}.$$

Уровень воды в сечении *II* вычислим, исходя из уравнения

$$\frac{h_2 + h_3}{2} \cdot \frac{H_2 - H_x}{l_2} = \frac{h''_x + h_в}{2} \cdot \frac{H''_x - H_x}{x_2}.$$

Отметка водоупора в сечении *II* равна

$$H_в = 24{,}0 + \frac{2{,}0 \cdot 90}{180} = 25{,}0 \text{ м},$$

откуда

$$H''_x = H_в + h''_x = 25{,}0 + h''_x.$$

После подстановки числовых значений уравнение приобретает вид:

$$\frac{7{,}6 + 8{,}3}{2} \cdot \frac{33{,}6 \quad 32{,}3}{180} = \frac{h''_x + 8{,}3}{2} \cdot \frac{25{,}0 + h''_x - 32{,}3}{90}$$

или, после преобразования,

$$(h''_x)^2 + h''_x - 70{,}83 = 0,$$

откуда

$$h''_x = -\frac{1}{2} \pm \sqrt{71{,}05};$$

$$h''_x = -0{,}50 + 8{,}43 = 7{,}93 \text{ м}.$$

Следовательно, абсолютная отметка уровня воды в сечении *II* будет равна

$$H''_x = 25{,}0 + 7{,}93 = 32{,}93 \text{ м}.$$

Расход воды на единицу ширины потока в интервале от оврага до реки вычисляется по уравнению

$$q_2 = k\frac{h_3 + h_4}{2}\cdot\frac{H_x - H_4}{l_2}.$$

Подставив числовые значения букв, получим:

$$q_2 = 7{,}5\frac{8{,}3 + 1{,}90}{2}\cdot\frac{32{,}30 - 27{,}44}{500} = 0{,}371 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Уровень воды в сечении *III* определится из уравнения

$$\frac{h_3 + h_4}{2}\cdot\frac{H_x - H_4}{500} = \frac{h_3 + h_x'''}{2}\cdot\frac{H_x - H_x'''}{250}.$$

Отметка водоупора в сечении *III* равна

$$H_в = \frac{1{,}54}{500}\cdot 250 + 24{,}0 = 24{,}77 \text{ м},$$

откуда

$$H_x''' = H_в + h_x''' = 24{,}77 \text{ м} + h_x'''.$$

Подставив числовые значения букв в уравнение движения потока, получим:

$$(h_x''')^2 - 0{,}77\,h_x''' - 37{,}7 = 0$$

или

$$h_x''' = 0{,}385 + \sqrt{37{,}84} = 6{,}53 \text{ м}.$$

Абсолютная отметка уровня воды в сечении *III* будет равна

$$H_x''' = H_в + h_x''' = 24{,}77 + 6{,}53 = 31{,}30 \text{ м}.$$

Задача № 41

В междуречном массиве шириной 780 *м* происходит фильтрация воды из реки *I* в реку *II* (рис. 51). Требуется построить кривую депрессии по данным об отметках воды в реках, о мощностях потока на урезах обеих рек, а также об отметках водоупора в нескольких сечениях потока. Коэффициент фильтрации равен 30 *м/сутки*. Расчетные данные указаны на рисунке.

Решение. Решаем задачу методом подбора мощностей потока. Примем вначале мощность потока в сечении *I* $h_1 = 6{,}80$ *м*. Тогда единичный расход потока по формуле для наклонного пласта будет равен

$$q = k\frac{h_{pl} + h_1}{2}\cdot\frac{H_{pl} - H_1}{l_1} = 30\frac{7{,}20 + 6{,}80}{2}\cdot\frac{19{,}60 - 17{,}80}{360} =$$
$$= 1{,}05 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Затем определим мощность потока в сечении *2*:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l_2} = 30\frac{6{,}80 + h_2}{2}\cdot\frac{17{,}80 - 11{,}80 - h_2}{240};$$

так как $q = 1{,}05$ *м³/сутки*, то после преобразования получим уравнение

$$h_2^2 + 0{,}8h_2 - 24{,}0 = 0,$$

откуда $h_2 = 4{,}52$ *м* и $H_2 = 16{,}32$ *м*.

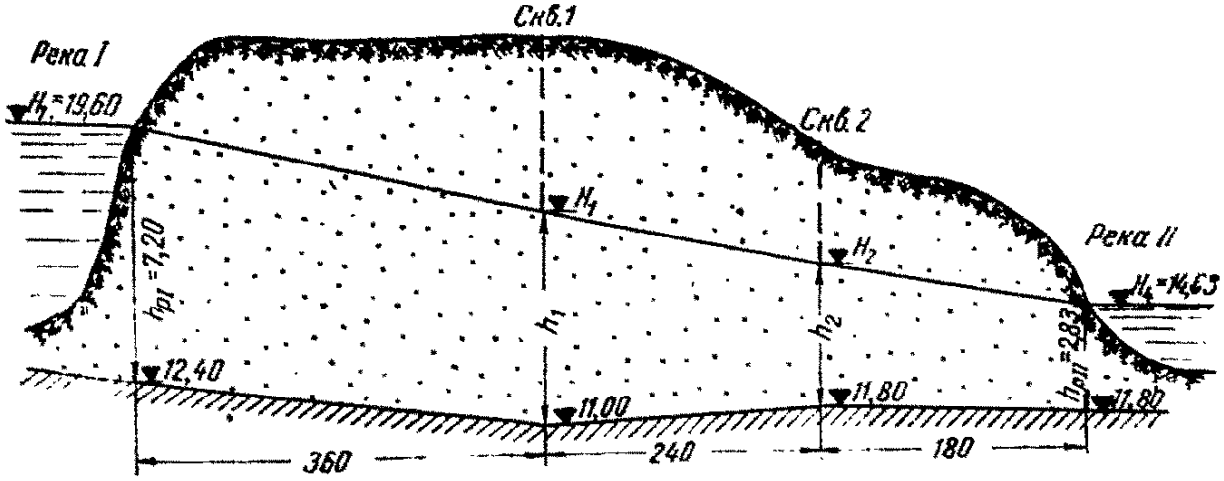


Рис 51

Мощность потока на урезе реки *II* определяем по уравнению

$$q = k\frac{h_2 + h_{pII}}{2}\cdot\frac{H_2 - H_{pII}}{l_3}$$

или

$$1{,}05 = 30{,}0\frac{4{,}52 + h_{pII}}{2}\cdot\frac{16{,}32 - 11{,}80 - h_{pII}}{180},$$

откуда

$$h_{pII} = 2{,}81 \text{ м},$$

т. е мощность потока на урезе реки *II* оказалась меньше заданной на 0,02 *м*. Поэтому сделаем новый расчет, приняв $h_1 = 6{,}81$ *м*. Тогда единичный расход потока будет равен

$$q = 30{,}0\frac{7{,}20 + 6{,}81}{2}\cdot\frac{19{,}60 - 17{,}81}{360} = 1{,}045 \text{ м}^2/\text{сутки}.$$

Величина h_2 определится из уравнения

$$1{,}045 = 30{,}0\frac{6{,}81 + h_2}{2}\cdot\frac{17{,}81 - 11{,}80 - h_2}{240}$$

или

$$h_2^2 + 0{,}80h_2 - 24{,}3 = 0,$$

откуда

$$h_2 = 4{,}54 \text{ м} \quad \text{и} \quad H_2 = 11{,}80 + 4{,}54 = 16{,}34 \text{ м}$$

Аналогично определяем $h_{\text{рII}}$:

$$1{,}045 = 30{,}0 \frac{4{,}54 + h_{\text{рII}}}{2} \cdot \frac{16{,}34 - 11{,}80 - h_{\text{рII}}}{180},$$

откуда

$$h_{\text{рII}} = \sqrt{8{,}0} = 2{,}83 \text{ м}.$$

Таким образом, второй расчет дал вполне приемлемые величины h_1 и h_2, на основании которых расчетная мощность потока на урезе реки совпала с фактической.

Задача № 42

По формуле Павловского определить приведенную мощность h_0, расход потока и уровень воды в скв 3. Определить также расход и построить кривую депрессии по приближенному уравнению Каменского для наклонного водоносного пласта с коэффициентом фильтрации 7,0 *м/сутки*. Данные для расчета приведены на рис. 52.

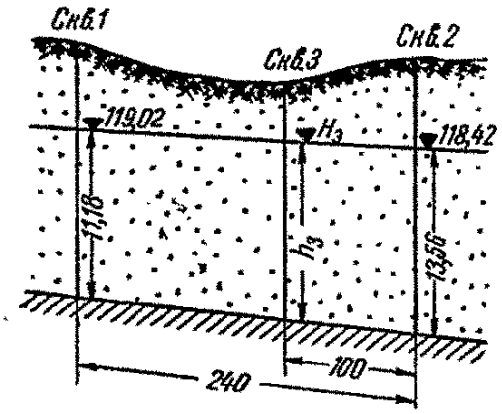


Рис. 52

Решение. В данном случае мы имеем кривую подпора при прямом уклоне пласта, так как мощность потока по его падению увеличивается.

Применим уравнение кривой депрессии по Павловскому:

$$il = h_0 [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] = f(h_0),$$

где уклон основания водоносного пласта равен

$$i = \frac{(119{,}02 - 11{,}18) - (118{,}42 - 13{,}56)}{240} = \frac{2{,}98}{240} = 0{,}0124.$$

После подстановки числовых значений получим:

$$2{,}98 = h_0 \left[\varphi\left(\frac{13{,}56}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{11{,}18}{h_0}\right)\right] = f(h_0).$$

Это уравнение решим путем подстановки различных значений h_0, для чего составим таблицу:

h_0	$\frac{h_2}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_2}{h_0}\right)$	$\frac{h_1}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right)$	$f(h_0)$
2,00	6,78	8,5344	5,59	7,1139	2,84
2,25	6,03	7,6452	4,97	6,3187	2,92
2,50	5,42	6,9061	4,47	5,7141	2,98
2,75	4,93	6,2985	4,06	5,1783	3,58

Из этой таблицы находим, что при $f(h_0) = 2{,}98$ $h_0 = 2{,}50$ *м*. На основании этого определим единичный расход потока:

$$q = kh_0 i = 7{,}0 \cdot 2{,}50 \cdot 0{,}0124 = 0{,}216 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Тот же единичный расход можно определить по приближениому уравнению (150) Каменского:

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l} = 7{,}0\frac{11{,}18 + 13{,}56}{2} \cdot \frac{119{,}02 - 118{,}42}{240} =$$
$$= 0{,}216 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Для определения уровня воды в скв. *3* напишем уравнение кривой депрессии:

$$il = 2{,}50\left[\varphi\left(\frac{13{,}56}{2{,}50}\right) - \varphi\left(\frac{h_3}{2{,}50}\right)\right] = 1{,}24$$

или

$$\varphi\left(\frac{h_3}{2{,}50}\right) = \varphi\left(\frac{13{,}56}{2{,}50}\right) - \frac{1{,}24}{2{,}50}.$$

По табл. II приложения I находим:

$$\varphi\left(\frac{13{,}56}{2{,}50}\right) = \varphi(5{,}42) = 6{,}9061,$$

откуда

$$\varphi\left(\frac{h_3}{2{,}50}\right) = 6{,}9061 - 0{,}497 = 6{,}409.$$

На основании этого по той же таблице находим:

$$\frac{h_3}{2{,}50} = 5{,}02,$$

откуда

$$h_3 = 5{,}02 \cdot 2{,}50 = 12{,}55 \text{ м}.$$

Абсолютная отметка уровня воды в скв. *3* будет равна

$$H_3 = (118{,}42 - 13{,}56) + 0{,}0124 \cdot 100 + 12{,}55 = 118{,}65 \text{ м}.$$

Задача № 43

Междуречный массив шириной 3 *км* сложен древнеаллювиальными песками с большим содержанием гальки и гравия; коэффициент фильтрации песков 24,00 *м/сутки*. Горизонты воды в обеих реках находятся на отметке 16,0 *м*. Грунтовые воды, заключенные в междуречном массиве, получают питание за счет инфильтрации атмосферных осадков; средняя величина инфильтрации составляет 35% от количества осадков, годовая сумма которых равна 600 *мм*. Водоупорное ложе грунтовых вод горизонтально, залегает на отметке 14,2 *м*.

Требуется определить высоту стояния грунтовых вод относительно водоупора на водоразделе междуречья и отметку уровня грунтовых вод в месте проектируемой скв. *1*, закладываемой в 1000 *м* от уреза реки *II*. Необходимые расчетные данные указаны на рис.53.

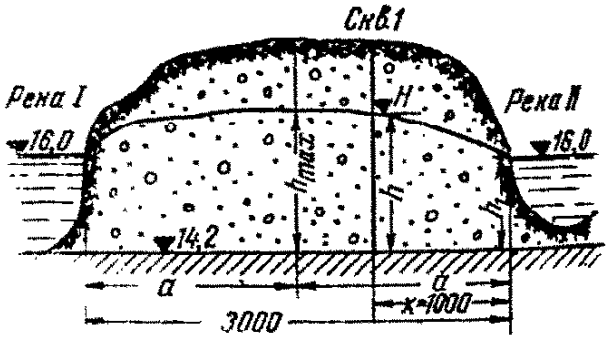


Рис. 53

Решение. Решение задачи сводится к определению двух точек на кривой депрессии междуречного массива.

Для кривой депрессии с учетом инфильтрационного питания при горизонтальном водоупоре действительно уравнение(145), которое при одинаковой высоте горизонтов воды в реках имеет вид:

$$h = \sqrt{h_1^2 + \frac{w}{k} x(L - x)}\ .$$

По условию задачи: $h_1 = 16{,}0 - 14{,}2 = 1{,}8$ *м*; $w = \frac{0{,}35 \cdot 0{,}6}{365} =$ $= 0{,}000575$ *м/сутки*; $k = 24{,}00$ *м/сутки*; $L = 3000$ *м*; $x = 1000$ *м*.

Подставив эти значения в указанную формулу, получим:

$$h = \sqrt{1{,}8^2 + \frac{0{,}000575}{24{,}0} 1000(3000 - 1000)} =$$

$$= \sqrt{51{,}24} = 7{,}16\ м \approx 7{,}2\ м.$$

Отсюда абсолютная отметка уровня воды в скв. *1* будет равна

$$H = 14{,}2 + 7{,}2 = 21{,}4\ м.$$

При одинаковом положении горизонтов воды в реках и горизонтальном водоупоре водораздел грунтовых вод устанавливается точно посередине междуречья. Поэтому максимальный уровень грунтовых вод располагается на расстоянии от реки $x = \frac{L}{2}$. Мощность потока на водоразделе будет равна

$$h_{max} = \sqrt{h_1^2 + \frac{w}{k} \cdot \frac{L^2}{4}}.$$

Подставив числовые значения, получим:

$$h_{max} = \sqrt{1{,}8^2 + \frac{0{,}000575}{4 \cdot 24{,}0} 3000^2} = \sqrt{57{,}24} = 7{,}57\ м \approx 7{,}6\ м.$$

Задача № 44

В аллювиальной долине между двумя каналами *I* и *II* (рис. 54) грунтовый поток получает питание за счет инфильтрации атмосферных осадков. Ширина массива между каналами 1750 *м*; расстояние от канала *I* до проектируемой скв. *1* 150 *м*;

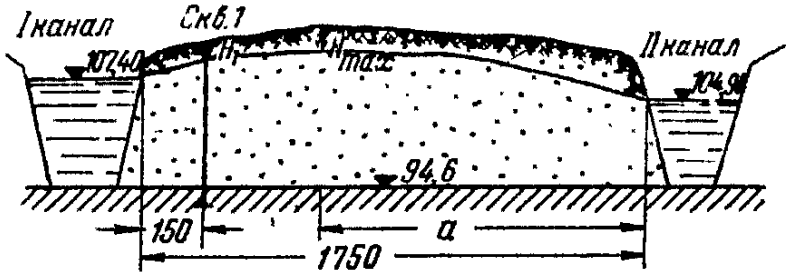


Рис. 54

коэффициент фильтрации водоносных песков 8,0 *м/сутки*; годовая сумма атмосферных осадков 550 *мм/год*; величина инфильтрации составляет 0,30 от количества осадков; водоупор горизонтальный, абсолютная отметка водоупора 94,6 *м*; горизонт воды в канале *I* находится на отметке 107,40 *м*, в канале *II* — на отметке 104,90 *м*. Определить уровень грунтовых вод (H_{max}) в водораздельной точке депрессионной кривой, расстояние до водораздела от канала *II* и уровень воды на месте проектируемой скв. *1*.

Ответ: $H_{max} = 108{,}14$ *м*;
$a = 1165$ *м*;
$H_1 = 107{,}74$ *м*.

Задача № 45

Построить кривую депрессии грунтовых вод по створу, секущему междуречье, вычислив отметки уровня через каждые 150 *м*. Расстояние между урезами рек 1200 *м*; мощность водоносного пласта, представленного среднезернистыми песками с коэффициентом фильтрации 18,0 *м/сутки*, у обеих рек равна 20,0 *м*; пески подстилаются горизонтально залегающими глинами. Инфильтрацию можно принять равной 0,00033 *м/сутки*.

Ответ (см. рис. 55).

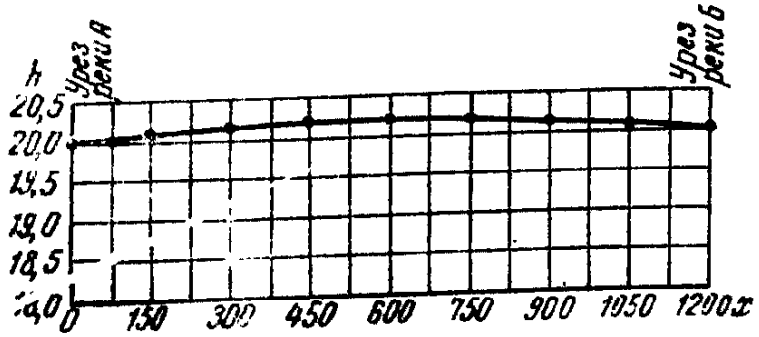


Рис. 55

Расстояние от реки в *м* (*x*)	0	150	300	450	600	750	900	1 050	1 200
Мощность водоносных песков в *м* (*h*)	20,00	20,07	20,12	20,15	20,16	20,15	20,12	20,00	20,07

Задача № 46

Геологические и гидрогеологические условия междуречного массива показаны на профиле (рис. 56). Расстояние между урезами рек 18 *км*; расстояние от уреза реки *А* до скв. *1* 3,2 *км*; отметка горизонта воды в реке *А* 64,0 *м*, в реке *Б* 58,0 *м*, в скв. *1* 74,0 *м*; средняя отметка водоупорного ложа 48,0 *м*. Междуречный массив сложен крупнозернистыми песками с коэффициентом фильтрации 20,0 *м/сутки*. Построить кривую депрессии междуречного массива, определив уровни воды через каждые 3 *км*.

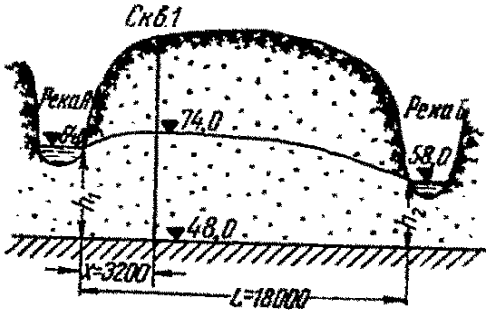


Рис. 56

Указание к решению задачи. В начале решения необходимо определить величину инфильтрационного питания грунтовых вод, используя для этого уровень воды в скв. *1* и указанные выше данные.

Ответ:

Расстояние от реки *А* в *м*	3 000	6 000	9 000	12 000	15 000
Уровень грунтовых вод, считая от водоупора, в *м*	25,64	29,80	30,77	28,91	23,54

Задача № 47

Вычислить среднюю величину инфильтрационного питания грунтовых вод для водораздельного массива, в пределах которого пробурены три скважины. Средний коэффициент фильтрации водоносных пород равен 12,0 *м/сутки*. Исходные данные для расчета сведены в таблицу:

Место наблюдения	Расстояние от реки в *м*	Отметка горизонта воды в *м*	Отметка водоупора в *м*
Река	–	117,05	100,00
Скв. *1*	1025	122,01	100,00
Скв. *2*	2600	126,70	100,00
Скв. *3*	3135	125,84	100,00
Канал	3940	119,51	100,00

Ответ: $w = 1{,}13$ *мм/сутки*.

ГЛАВА VI
РАСЧЕТ ПОДПОРА ГРУНТОВЫХ ВОД

Подпор грунтовых вод возникает вследствие подъема горизонтов воды в реках и водоемах, гидравлически связанных с грунтовыми водами. Это явление вызывает подтопление, или обводнение земель поднимающимися грунтовыми водами.

Различают предельный, или стационарный, подпор грунтовых вод, который устанавливается по прошествии длительного времени, и подпор развивающийся, изменяющийся во времени, который наблюдается в процессе подъема уровня воды в реках.

Стационарному подпору отвечает так называемое установившееся движение грунтовых вод, а развивающемуся — неустановившееся. Однако для практических целей вполне допустимо на отдельных этапах развивающегося процесса считать и это движение установившимся. Что касается определения стационарного подпора, то для этого используется теория установившегося движения. При расчете его допускается, что процесс развития подпора, вызванного подъемом уровня воды в реке, уже прекратился. Получаемые в результате расчета подпорные кривые депрессии отвечают среднему для данных метеорологических условий положению грунтовых вод, около которого уровень вод испытывает сезонные колебания, вызванные неравномерным инфильтрационным питанием.

Расчет подпора грунтовых вод, изменяющегося во времени, производится на осиовании теории неустановившегося движения.

Формулы для расчета стационарного подпора грунтовых вод вытекают из решения системы уравнений, составленных для определения расхода потока, или уравнений кривых депрессии с учетом инфильтрации.

В иастоящей главе рассматривается решение задач на определение стационарного, предельного подпора грунтовых вод. Задачи на определение изменения во времени уровня грунтовых вод при подпоре будут рассмотрены в главе VIII.

§ 23. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО И НАКЛОННОГО ПЛАСТОВ ОДНОРОДНОГО СТРОЕНИЯ

Способ решения задач о подпоре грунтовых вод зависит от того, надо ли учитывать изменение расхода потока грун-

товых вод в связи с повышением их уровня или этим изменением можно пренебречь. В ряде случаев изменение расхода столь незначительно, что его вполне можно не учитывать. Например, при наличии водонепроницаемых пород в зоне аэрации или при очень большой области питания потока по сравнению с величиной подпора можно без большой погрешности допустить постоянство расхода потока до и после подпора.

При таком допущении расчет подпора грунтовых вод для однородного горизонтального пласта производится по формуле

$$z_1 = \sqrt{h_1^2 - h_2^2 + (h_2 + z_2)^2} - h_1, \qquad (162)$$

где z_1 — подпор грунтовых вод в расчетном сечении *1*;
h_1 — мощность потока грунтовых вод в том же сечении до подпора;
h_2 — мощность потока грунтовых вод в нижнем по потоку сечении до подпора;
z_2 — известный подпор грунтовых вод в нижнем сечении.

Вывод этой формулы основывается на сравнении выражений для одного и того же единичного расхода воды до и после подпора.

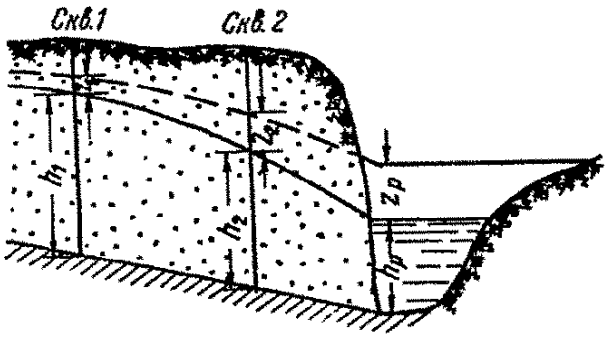


Рис. 57. Схема подпора грунтовых вод

Для более общего случая наклонного залегания водоносного пласта (рис. 57) аналогично предыдущему составляются выражения единичного расхода до подпора:

$$q = k\frac{(h_1 + h_2)(H_1 - H_2)}{2l}$$

и после подпора:

$$q = k\frac{(h_1 + z_1 + h_2 + z_2)(H_1 + z_1 - H_2 - z_2)}{2l}.$$

Так как расходы до и после подпора принимаются равными, можно приравнять и правые части этих уравнений:

$$(h_1 + h_2)(H_1 - H_2) = (h_1 + z_1 + h_2 + z_2)(H_1 + z_1 - H_2 - z_2). \qquad (163)$$

В этих формулах:

h_1 и h_2 — мощности потока грунтовых вод соответственно в верхнем и нижнем сечениях;
H_1 и H_2 — абсолютные отметкн уровия грунтовых вод в тех же сечениях;
z_2 — известный подпор грунтовых вод в нижнем сечении;

z_1 — неизвестный подпор грунтовых вод в верхнем, расчетном сечении;

l — расстояние между сечениями.

Расчет подпора ведут, начиная от какого-либо известного сечения, например от уреза реки, где величина подъема грунтовых вод $z_р$ определяется по разности между проектным горизонтом воды в водохранилище и уровнем воды в реке $H_р$ до подпора. Используя данные по урезу водохранилища и по ближайшему верхнему сечению 2, можно переписать уравнение (163) в виде:

$$(h_2 + h_р)(H_2 - H_р) = (h_2 + z_2 + h_р + z_р)(H_2 + z_2 - H_р - z_р), \quad (163а)$$

где неизвестной величиной является только подпор z_2 в сечении 2.

При наличии ряда скважин по створу расчет производят для всей подпорной кривой депрессии. Для этого, исходя из известного подпора в нижнем сечении, определяют подпор в ближайшем верхнем сечении; определив его, составляют аналогичное уравнение, связывая это сечение со следующим вверх по потоку сечением, и т. д.

Определение подпора грунтовых вод в наклонном однородном пласте может быть выполнено также при помощи формул Н. Н. Павловского.

Допуская, что расход потока при подпоре неизменен, а следовательно и приведенная мощность потока h_0 постоянна, можно написать следующее уравнение:

$$\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) = \varphi(\eta_2') - \varphi(\eta_1'), \quad (164)$$

где $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$; $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$; $\eta_2' = \frac{h_2 + z_2}{h_0}$; $\eta_1' = \frac{h_1 + z_1}{h_0}$.

Неизвестной величиной здесь является подпор грунтовых вод z_1 в верхнем сечении (см. рис. 57). Значение приведенной мощности определяется предварительно по уравнению депрессионной кривой до подпора, как объяснялось в главе V.

Подставив в уравнение (164) значения относительной мощности η, получим уравнение для расчета подпора грунтовых вод:

$$\varphi\left(\frac{h_1 + z_1}{h_0}\right) = \varphi\left(\frac{h_2 + z_2}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{h_2}{h_0}\right) + \varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right). \quad (165)$$

Значения функции $\varphi(\eta)$ отыскиваем для кривых спада и подпора при прямом уклоне водоупорного ложа по табл. I и II, а для кривой спада при обратном уклоне — по табл. III приложения I.

Вычислив по уравнению (165) значение $\varphi\left(\frac{h_1+z_1}{h_0}\right)$, по соответствующей таблице определим значение $\frac{h_1+z_1}{h_0}$, на основании которого легко найти искомую величину z_1.

Для вычисления подпора грунтовых вод в следующем верхнем сечении составляют аналогичное уравнение для следующего участка потока, используя вычисленный подпор z_1 в качестве исходного.

В общем случае при изменении расхода грунтового потока в результате подпора необходимо учитывать величину инфильтрационного питания сверху w. Для этого можно использовать приведенное выше уравнение (145) кривой депрессии в междуречном массиве.

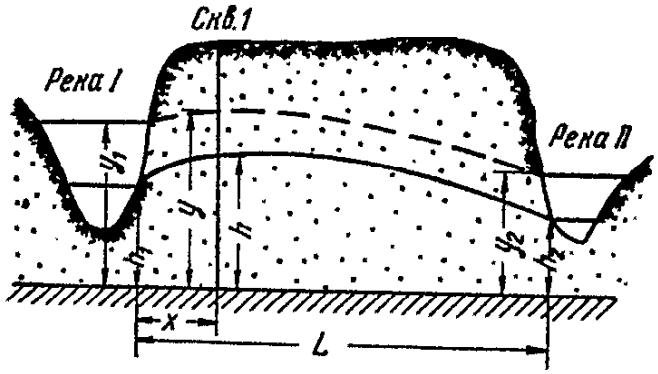


Рис. 58. Схема подпора грунтовых вод в междуречном массиве

Если обозначить уровни грунтовых вод до подпора (считая от горизонтального водоупора) через h_1, h и h_2, а уровни в тех же сечениях после подпора через y_1, y и y_2 (рис. 58), то путем сравнения аналогичных уравнений кривых депрессии до и после подпора можно получить расчетную формулу:

$$y^2 = h^2 + (y_1^2 - h_1^2)\frac{L-x}{L} + (y_2^2 - h_2^2)\frac{x}{L}, \qquad (166)$$

где L — расстояние между водоемами;

x — расстояние расчетного промежуточного сечения от первого водоема.

По этой формуле можно рассчитать подпор грунтовых вод для любого сечения x междуречного массива в общем случае изменения горизонтов воды в дренирующих реках *I* и *II*.

При наличии подпора только в одной реке, например, в реке *I*, формула для расчета упрощается:

$$y^2 = h^2 + (y_1^2 - h_1^2)\frac{L-x}{L}. \qquad (167)$$

Если область питания водоносного горизонта очень велика по сравнению с зоной подпора, то, по предложению Н. Н. Биндемана, можно допустить, что при $L > 10x$ $\frac{L-x}{L} \approx 1$, и формула (167) получает вид:

$$y^2 = h^2 + y_1^2 - h_1^2. \qquad (168)$$

Уравнение (166) является более общим, чем рассмотренное выше уравнение (162), так как оно учитывает изменение расхода потока при подпоре.

Следует заметить, что при больших величинах подпора грунтовых вод зеркало их может близко подходить к поверхности почвы, в связи с чем обычно изменяется величина питания грунтовых вод сверху w. Поэтому при вычислении величины подпора надо вводить в расчет поправку на инфильтрационное питание. Эта поправка может быть найдена на основании предварительного расчета величины w для различных глубин залегания грунтовых вод. Зная значения w для различной глубины зеркала грунтовых вод и величину вычисленного с первым приближением подпора, следует повторить окончательный расчет последнего, исходя из промежуточного значения w, соответствующего средней глубине зеркала воды между положениями до и после подпора.

§ 24. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ НЕОДНОРОДНЫХ ПЛАСТОВ

При неоднородных по водопроницаемости водоносных пластах величиина подпора грунтовых вод зависит от коэффициентов фильтрации отдельных слоев, а в ряде случаев — от соотношения этих коэффициентов.

В случае горизонтального пласта, состоящего из двух слоев разной водопроницаемости, по Каменскому, подпор определяется из уравнения

$$k_1 M (h_1 - h_2) + \frac{1}{2} k_2 (h_1^2 - h_2^2) = k_1 M [(h_1 + z_1) - (h_2 + z_2)] + \\ + \frac{1}{2} k_2 [(h_1 + z_1)^2 - (h_2 + z_2)^2], \qquad (169)$$

где неизвестной величиной является подпор грунтовых вод z_1 в сечении *1* (рис. 59).

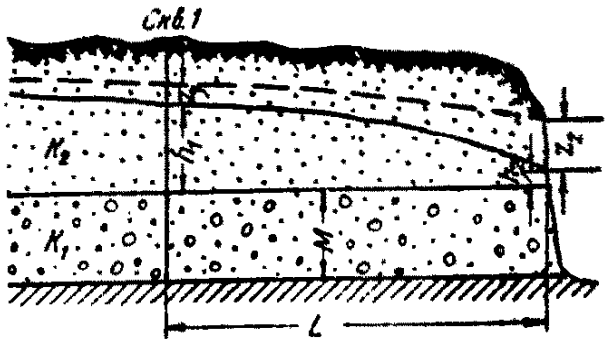


Рис. 59. Схема подпора грунтовых вод в неоднородном пласте слоистого строения

В случае сложного строения неоднородного пласта, в котором водопроницаемость изменяется в горизонтальном и вертикальном направлениях, при расчете подпора применяют формулу Каменского:

$$(\Sigma_1 kh + \Sigma_2 kh)(H_1 - H_2) = [(\Sigma_1 kh + k_1'' z_1) + \\ + (\Sigma_2 kh + k_2'' z_2)][(H_1 + z_1) - (H_2 + z_2)], \qquad (170)$$

где k — коэффициент фильтрации отдельного слоя водоносного пласта;

h — мощность этого слоя;

$\Sigma_1 kh$ — сумма произведений kh для верхнего по потоку сечения до подпора;

$\Sigma_2 kh$ — то же для нижнего сечения;

k_1'' — коэффициент фильтрации слоя или осредненный коэффициент фильтрации ряда слоев для верхнего по потоку сечения в пределах подпора грунтовых вод z_1;

k_2'' — то же для нижнего сечения в пределах подпора z_2;

H_1 и H_2 — абсолютные отметки уровней грунтовых вод до подпора соответственно в верхнем и нижнем сечениях;

z_2 — известный подпор грунтовых вод в нижнем сечении;

z_1 — неизвестный подпор в верхнем сечении.

Осредненный коэффициент фильтрации k_1'' (или k_2'') для нескольких слоев в пределах подпора z_1 (или z_2), определяется по формуле

$$k'' = \frac{\Sigma kh}{\Sigma h},$$

где Σh — суммарная мощность слоев в пределах подпора или подпор грунтовых вод (в начале расчета принимается предположительно);

Σkh — сумма произведений из коэффициентов фильтрации отдельных слоев на их мощности.

Полученные таким образом величины k_1'' и k_2'' подставляются в формулу (170). Затем на основании вычисленного подпора z_1 уточняют значение осредненного коэффициента фильтрации вторично и после этого повторяют вычисление z_1 до совпадения результатов расчета с величиной, принятой предположительно.

Рассмотренные формулы для определения подпора грунтовых вод действительны при условии плоского потока. Что касается радиальных потоков, то для прогноза их подпора следует располагать хотя бы схематическими картами гидроизогипс, составленными для условий, существующих до подпора и ожидаемых после подпора.

По этим картам можно ориентировочно определить изменение ширины потока в связи с подпором. При построении карты прогноза гидроизогипс после подпора следует учитывать конфигурацию уреза будущего водохранилища, рельеф местности и уменьшение уклонов потока после подпора.

Зная ширину потока грунтовых вод в верхнем и нижнем сечениях потока до подпора b_1 и b_2 и после подпора b_1' и b_2', а также уровни грунтовых вод в тех же сечениях до подпора

h_1 и h_2, легко вычислить уровень воды после подпора в верхнем сечении y_1 при наличии данных об уровне воды в нижнем сечении y_2. Для этой цели может быть использована формула Каменского:

$$y_1^2 = \frac{\ln b_1' - \ln b_2'}{\ln b_1 - \ln b_2} \cdot \frac{b_1 - b_2}{b_1' - b_2'} (h_1^2 - h_2^2) + y_2^2. \qquad (171)$$

§ 25. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 48

Определить подпор грунтовых вод по скв. *1*, *2* и *3*, расположенным на первой надпойменной террасе реки *М* и удаленным от уреза реки соответственно на 111; 342 и 673 *м* (рис. 60). Горизонт воды в реке до подпора наблюдался на абсолютной отметке 121,90 *м*; уровень грунтовых вод в скв. *1* был на отметке 122,63 *м*, в скв. *2* — на отметке 123,43 *м*, в скв. *3* — на отметке 123,64 *м*; водоупор горизонтальный, абсолютная отметка его 115,10 *м*. Горизонт воды в реке испытывает подпор до отметки 124,00 *м*.

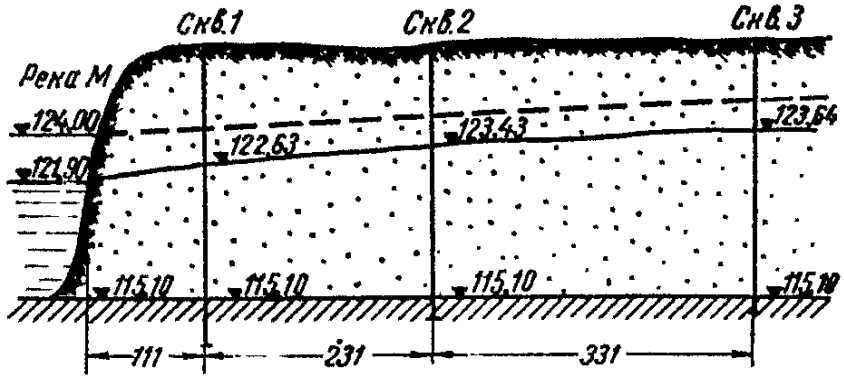


Рис. 60

Решение. В данном случае мы имеем горизонтальный однородный пласт. Допустим, что расход потока при подпоре не изменяется. Тогда величину подпора в ближайшей к реке скв. *1* можно определить по уравнению (162):

$$z_1 = \sqrt{h_1^2 - h_2^2 + (h_2 + z_2)^2} - h_1,$$

где h_1 — мощность грунтового потока в расчетном сечении до подпора; в скв. *1* она равна 122,63—115,10 = 7,53 *м*;

h_2 — мощность потока в нижнем по потоку сечении, для которого подпор грунтовых вод известен; в данном случае, для уреза реки, она равна 121,90—115,10 = = 6,80 *м*;

z_2 — известный подпор грунтовых вод в нижнем сечении, т. е. в данном случае — на урезе реки, равный 124,00— —121,90 = 2,10 *м*.

Подставив эти значения буквенных величин в формулу (162), получим:

$$z_1 = \sqrt{7{,}53^2 - 6{,}80^2 + (6{,}80 + 2{,}10)^2} - 7{,}53 = 1{,}94 \text{ м},$$

откуда абсолютная отметка подпорного уровня грунтовых вод в скв. *1* будет равна

$$H_1' = 122{,}63 + 1{,}94 = 124{,}57 \text{ м}.$$

Расчет подпора грунтовых вод в скв. *2* производим по той же формуле, используя в качестве исходной величины расчетный подпор в предыдущей скважине, который теперь обозначаем через $z_2 = 1{,}94$ *м*. Остальные исходные данные для расчета подпора в скв. *2* будут равны:

$$h_1 = 123{,}43 - 115{,}10 = 8{,}33 \text{ м}; \quad h_2 = 7{,}53 \text{ м}.$$

Следовательно, подпор в скв. *2* будет равен

$$z_1 = \sqrt{8{,}33^2 - 7{,}53^2 + (7{,}53 + 1{,}94)^2} - 8{,}33 = 1{,}79 \text{ м}.$$

Абсолютная отметка подпорного уровня в скв. *2* будет равна

$$H_2' = 123{,}43 + 1{,}79 = 125{,}22 \text{ м}.$$

Аналогично для скв. *3* находим величину подпора $z_3 = 1{,}75$ *м* и подпорный уровень воды $H_3' = 125{,}39$ *м*.

Задача № 49

Определить подпор грунтовых вод в скв. *1*, *2* и *3*, расположенных на берегу реки *А*, при подъеме горизонта воды в последней до отметки 124,00 *м*. Исходные даинные для расчета приведены на рис. 61.

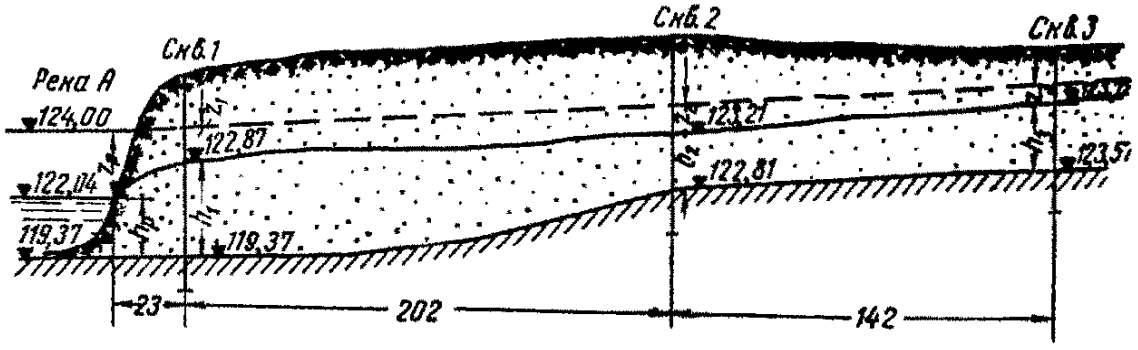


Рис. 61

Решение. Определение подпора производим, допуская неизменность расхода потока при подъеме уровня.

Подпор грунтовых вод в скв. *1* определится по формуле (162) для горизонтального однородного пласта; при обозначе-

ниях, принятых на рис. 61, эта формула примет следующий вид:

$$z_1 = \sqrt{h_1^2 - h_р^2 + (h_р + z_р)^2} - h_1,$$

где h_1 — мощность потока в скв. *1* до подпора, равная 122,87—119,37 = 3,50 *м*;

$h_р$ — мощность потока на урезе реки до подпора, равная 122,04—119,37 = 2,67 *м*;

$z_р$ — известный подпор в реке, равный 124,00—122,04 = = 1,96 *м*.

Подставив в формулу числовые значения, получим:

$$z_1 = \sqrt{3{,}50^2 - 2{,}67^2 + (2{,}67 + 1{,}96)^2} - 3{,}50 = 1{,}65 \text{ м}.$$

Отметка уровня воды в скв. *1* после подпора

$$H_1' = 122{,}87 + 1{,}65 = 124{,}52 \text{ м}.$$

Для определения подпора грунтовых вод в скв. *2* применим формулу для наклонного однородного пласта (163):

$$(h_1 + h_2)(H_2 - H_1) = (h_1 + z_1 + h_2 + z_2)(H_2 + z_2 - H_1 - z_1),$$

где h_1 и h_2 — мощности потока до подпора в скв. *1* и *2*;

z_2 — неизвестный подпор в скв. *2*;

z_1 — подпор в скв. *1*.

Подставим числовые значения величин: $h_1 = 3{,}50$ *м*; $h_2 =$ $= 123{,}21 - 122{,}81 = 0{,}40$ *м*; $z_1 = 1{,}65$ *м*; $H_1 = 122{,}87$ *м*; $H_2 =$ $= 123{,}21$ *м*; получим:

$$(3{,}50 + 0{,}40)(123{,}21 - 122{,}87) = (3{,}50 + 1{,}65 + 0{,}40 + + z_2)(123{,}21 + z_2 - 122{,}87 - 1{,}65)$$

или

$$z_2^2 + 4{,}24z_2 - 8{,}60 = 0,$$

откуда

$$z_2 = 1{,}50 \text{ м}.$$

Отметка уровня воды в скв. *2* после подпора

$$H_2' = 123{,}21 + 1{,}50 = 124{,}71 \text{ м}.$$

Аналогично определяем подпор грунтовых вод в скв. *3*, для чего напишем следующее уравнение:

$$(h_2 + h_3)(H_3 - H_2) = (h_2 + z_2 + h_3 + z_3)(H_3 + z_3 - H_2 - z_2),$$

где h_3 — мощность потока в скв. *3* до подпора, равная 125,72— —123,57 = 2,15 *м*;

H_3 — отметка уровня в этой скважние, равная 125,72 *м*.

После подстановки в формулу числовых значений величин и преобразования получим:

$$z_3^2 + 5{,}06 z_3 - 2{,}32 = 0$$

или

$$z = 0{,}43 \text{ м},$$

откуда отметка уровня грунтовых вод в скв. *3* после подпора будет равна

$$H_3' = 25{,}72 + 0{,}43 = 126{,}15 \text{ м}.$$

Задача № 50

На левом берегу реки *A*, в 180 *м* от уреза реки, заложена скв. *1*, которая вскрыла уровень грунтовых вод на отметке 102,0 *м*. При устройстве водохранилища горизонт воды в реке испытывает подпор на 10 *м*; в связи с этим затопляется низкая терраса реки и урез реки смещается вглубь берега на 80 *м* (рис. 62). До подпора уровень воды в реке находился на высоте 100,0 *м*. Требуется по приближенной формуле Каменского и по формуле Павловского определить подпор грунтовых вод в скв. *1* в связи с устройством на реке водохранилища. Данные для расчета указаны на рис. 62.

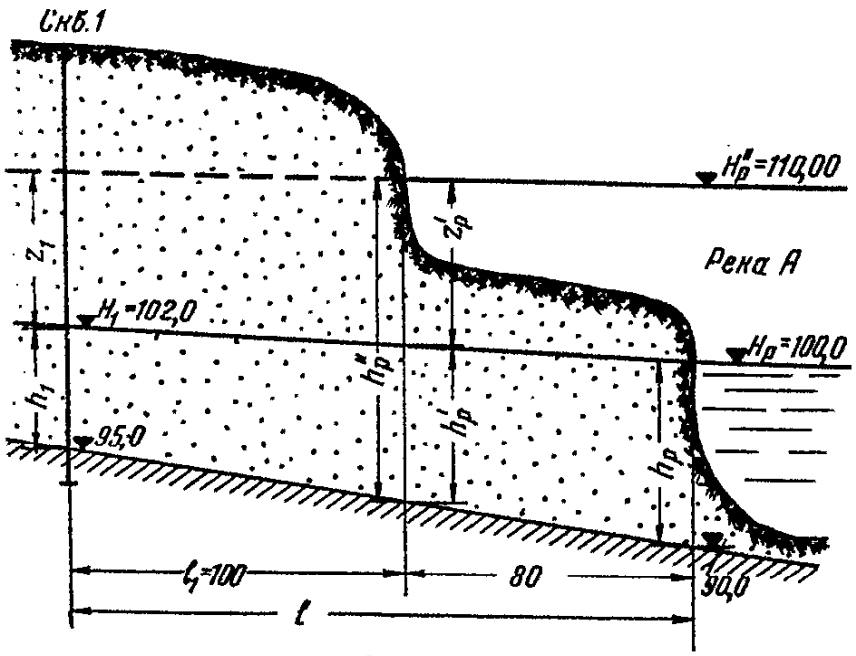


Рис. 62

Решение. Так как при подпоре воды в реке урез ее смещается, то необходимо учесть это смещение уреза, а также принять во внимание мощность грунтового потока после подпора на урезе будущего водохранилища.

Для вывода расчетной формулы составим два выражения для единичного расхода грунтового потока по Каменскому:

$$q = k\frac{h_1 + h_р}{2}\cdot\frac{H_1 - H_р}{l};$$

$$q = k\frac{h_1 + z_1 + h''_р}{2}\cdot\frac{H_1 + z_1 - H''_р}{l_1},$$

где $h_1 = 7{,}0$; $h_р = 10{,}0$ *м*; $H_1 = 102{,}0$; $H_р = 100{,}0$ *м*;
$l = 180$; $l_1 = 100$ *м*; $H''_р = 110{,}0$ *м*.

Для вычисления мощности потока на урезе реки после подпора $h''_р$ определим отметку водоупора на будущем урезе реки после подпора. Допустим, что снижение поверхности водоупора по направлению к реке происходит по закону прямой; тогда, зная отметки в двух сечениях, найдем отметку водоупора в промежуточном сечении:

$$H_в = 90{,}0 + \frac{95{,}0 - 90{,}0}{180}\cdot 80 = 92{,}22 \text{ м}.$$

Тогда мощность потока в этом сечении $h''_р$ будет равна

$$h''_р = 110{,}0 - 92{,}22 = 17{,}78 \text{ м}.$$

Приравнивая правые части написанных выше выражений единичного расхода и подставляя вместо буквенных величин их числовые значения, получим:

$$(7{,}0 + 10{,}0)(102{,}0 - 100{,}0) = \frac{180}{100}(7{,}0 + z_1 + 17{,}78)(102{,}0 + z_1 - 110{,}0)$$

или

$$z_1^2 + 16{,}78z_1 - 216{,}9 = 0,$$

откуда подпор грунтовых вод в скв. *1*

$$z_1 = 8{,}57 \text{ м}.$$

Отметка уровня грунтовых вод в скв. *1* после подпора будет равна

$$H'_1 = 102{,}0 + 8{,}57 = 110{,}57 \text{ м}.$$

Для расчета подпора грунтовых вод по Павловскому необходимо вначале определить приведенную мощность потока h_0.

Для этого воспользуемся уравнением

$$\frac{il}{h_0} = \varphi\left(\frac{h_р}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{h_1}{h_0}\right),$$

где $i = \frac{5}{180} = 0{,}0278$ — уклон водоупора; $l = 180$ *м*; $h_р = 10{,}0$ *м* $h_1 = 7{,}0$ *м* (см. рис. 62).

Подставив в уравнение Павловского числовые значения величин, найдем:

$$\frac{0{,}0278 \cdot 180}{h_0} = \varphi\left(\frac{10{,}0}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right)$$

или

$$5{,}00 = h_0\left[\varphi\left(\frac{10{,}0}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right)\right] = f(h_0).$$

Решим это уравнение относительно h_0 путем подбора различных ее значений (см. таблицу).

h_0	$\frac{10{,}0}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{10{,}0}{h_0}\right)$	$\frac{7{,}0}{h_0}$	$\varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right)$	$\varphi\left(\frac{10{,}0}{h_0}\right) - \varphi\left(\frac{7{,}0}{h_0}\right)$	$f(h_0)$
3,25	3,08	3,8122	2,15	2,2888	1,5234	4,95
3,50	2,86	3,4803	2,00	2,0100	1,4803	5,18
3,75	2,67	3,1824	1,87	1,7293	1,4531	5,45

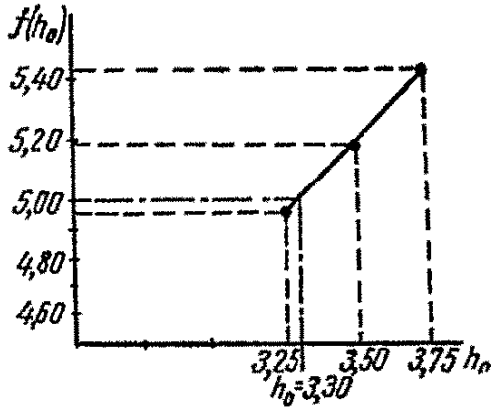


Рис. 63

Значения $\varphi(\eta)$ находим по табл. II приложения I.

Построив график $f(h_0)$ (рис. 63), по значению функции $f(h_0) = 5{,}00$ находим $h_0 = 3{,}30$ *м*.

После этого вычисляем подпор z_1 по уравнению (165), которое для данного случая имеет вид:

$$\varphi\left(\frac{h_1 + z_1}{3{,}30}\right) = \varphi\left(\frac{h''_р}{3{,}30}\right) - \frac{100}{180}\left[\varphi\left(\frac{h_р}{3{,}30}\right) - \varphi\left(\frac{h_1}{3{,}30}\right)\right].$$

Подставив числовые значения величин, получим:

$$\varphi\left(\frac{7{,}0 + z_1}{3{,}30}\right) = \varphi\left(\frac{17{,}78}{3{,}30}\right) - 0{,}556\left[\varphi\left(\frac{10{,}0}{3{,}30}\right) - \varphi\left(\frac{7{,}0}{3{,}30}\right)\right].$$

После преобразования и вычисления функций $\varphi(\eta)$ будем иметь:

$$\varphi\left(\frac{7{,}0 + z_1}{3{,}30}\right) = 6{,}0219,$$

откуда

$$\frac{7{,}0 + z_1}{3{,}30} = 4{,}71 \text{ или } z_1 = 8{,}55 \text{ м}.$$

Отметка уровня грунтовых вод после подпора

$$H_1' = 102{,}0 + 8{,}55 = 110{,}55 \text{ м}.$$

Решение этой задачи показывает близкое сходство результатов расчета по формулам Каменского и Павловского.

Задача № 51

Определить уровни грунтовых вод в скв. *1* и *2* после подпора горизонта воды в канале *I* до отметки 108,00 *м* и в канале *II* до отметки 107,00 *м*. Водоупорное ложе горизонтальное; остальные данные для расчета уровней указаны на рис. 64.

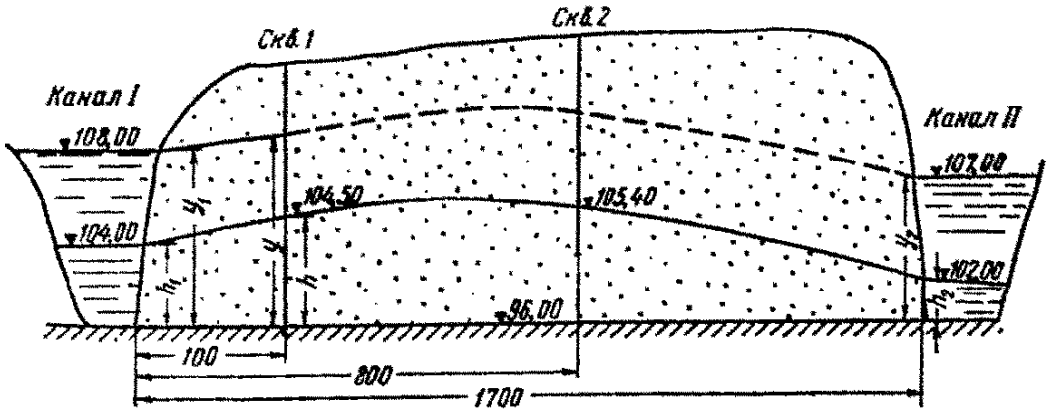


Рис. 64

Решение. Так как подпор грунтовых вод происходит в междуречье, где измененне горизонта воды приводит к изменению областей питания потоков, дренируемых каналами, то для вычисления уровней воды применим формулу (166):

$$y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2)\frac{L-x}{L} + (y_2^2 - h_2^2)\frac{x}{L}},$$

где $h = 104{,}50 - 96{,}00 = 8{,}50$ *м*; $y_1 = 108{,}00 - 96{,}00 = 12{,}00$ *м*; $h_1 = 104{,}00 - 96{,}00 = 8{,}00$ *м*; $y_2 = 107{,}00 - 96{,}00 = 11{,}00$ *м*; $h_2 = 102{,}30 - 96{,}00 = 6{,}30$ *м*; $L = 1700$ *м*; $x = 100$ *м*.

После подстановки в формулу числовых величин получим мощность потока после подпора в скв. *1*, равную

$$y = \sqrt{8{,}50^2 + (12{,}00^2 - 8{,}00^2)\frac{1700-100}{700} + (11{,}00^2 - 6{,}30^2)\frac{100}{700}} = 12{,}34 \text{ м}.$$

Отметка уровня воды в скв. *1* после подпора будет равна

$$H_1' = 96{,}00 + 12{,}34 = 108{,}34 \text{ м}.$$

Аналогично вычисляем уровень грунтовых вод после подпора в скв. *2*, для которой $h = 9{,}40$ *м*, а $x = 800$ *м*:

$$y = \sqrt{9{,}40^2 + (12{,}00^2 - 8{,}00^2)\frac{1700-800}{1700} + (11{,}0^2 - 6{,}30^2)\frac{800}{1700}} = 12{,}92 \text{ м}.$$

Отсюда отметка уровня воды в скв. *2* после подпора будет равна

$$H_2' = 96{,}00 + 12{,}92 = 108{,}92 \text{ м}.$$

Задача № 52

Определить отметки уровня грунтовых вод в скв. *1* и в сечении *n*, отстоящих от реки после подпора соответственно на 200 и 1000 *м*, если горизонт воды в реке в связи с подпором установится на отметке 117,00 *м*. Данные для расчета указаны на рис. 65.

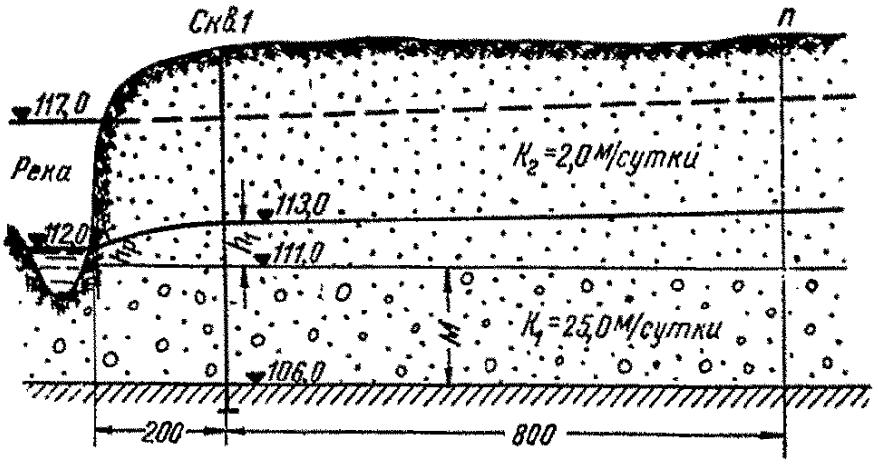


Рис. 65

Решение. В данном случае мы имеем двухслойный водоносный пласт. Подпор грунтовых вод будет зависеть от соотношения коэффициентов фильтрации отдельных слоев.

Для определения подпора грунтовых вод в скв. *1* применим уравнение (169), которое при обозначениях, принятых на рис. 65, имеет вид:

$$k_1 M (h_1 - h_p) + \frac{1}{2} k_2 (h_1^2 - h_p^2) = k_1 M (h_1 + z_1 - h_p - z_p) +$$

$$+ \frac{1}{2} k_2 [(h_1 + z_1)^2 - (h_p + z_p)^2],$$

где $k_1 = 25{,}0$ *м/сутки*; $k_2 = 2{,}0$ *м/сутки*; $h_1 = 113{,}0 - 111{,}0 = 2{,}0$ *м*; $h_p = 112{,}0 - 111{,}0 = 1{,}0$ *м*; $z_p = 117{,}0 - 112{,}0 = 5{,}0$; $M = 111{,}0 - 106{,}0 = 5{,}0$ *м*.

После подстановки в уравнение числовых значений и преобразования получим:

$$z_1^2 + 129z_1 - 660 = 0;\ z_1 = 4{,}93\ м,$$

откуда отметка уровня грунтовых вод в скв. *1* после подпора будет равна

$$H_1' = 113{,}0 + 4{,}93 = 117{,}93\ м.$$

Для расчета подпорного уровня грунтовых вод в сечении *n* необходимо составить по формуле (158) два выражения расхода потока: до подпора по данным сечений урез реки—скв. *1* и после подпора по данным сечений скв. *1*—сечение *n*:

$$q = \frac{k_1 M (h_1 - h_p)}{l_1} + \frac{k_2 (h_1^2 - h_p^2)}{2l_1};$$

$$q = \frac{k_1 M (h_2' - h_1')}{l_2} + \frac{k_2 [(h_2')^2 - (h_1')^2]}{2l_2},$$

где l_1 — расстояние от реки до скв. *1*, равное 200 *м*;

l_2 — расстояние от скв. *1* до сечения *n*, равное 800 *м*;

h_1' и h_2' — уровни грунтовых вод после подпора в скв. *1* и сечении *n*, считая от плоскости с отметкой 111,0 *м*.

По условию $h_1' = h_1 + z_1 = 2{,}0 + 4{,}93 = 6{,}93\ м$; h_2' подлежит определению. Допуская равенство расходов до и после подпора, получим расчетную формулу:

$$k_1 M (h_1 - h_p) + \frac{1}{2} k_2 (h_1^2 - h_p^2) = \frac{l_1}{l_2} k_1 M (h_2' - h_1') +$$

$$+ \frac{1}{2} k_2 \frac{l_1}{l_2} [(h_2')^2 - (h_1')^2].$$

После подстановки числовых значений величин и преобразования получим:

$$(h_2')^2 + 125{,}0 h_2' - 1425{,}2 = 0,$$

откуда

$$h_2' = 10{,}6\ м.$$

Отметка уровня грунтовых вод в сечении *n* после подпора будет равна

$$H_2' = 111{,}00 + 10{,}6 = 121{,}6\ м.$$

Задача № 53

На правом берегу реки *M* заложены скв. *1*, *2* и *3*; первая из них расположена на урезе будущего водохранилища, под-

порный горизонт которого запроектирован на отметке 124,00 *м*. Данные разведочного бурения содержат сведения о статических уровнях воды до подпора в скв. *1*, *2* и *3* и о мощностях отдельных слоев, коэффициенты фильтрации которых определены по трубке Каменского. Требуется определить подпор грунтовых вод в скв. *2* и *3* в связи с подъемом уровня воды в реке на 7,00 *м*. Данные для расчета указаны на рис. 66.

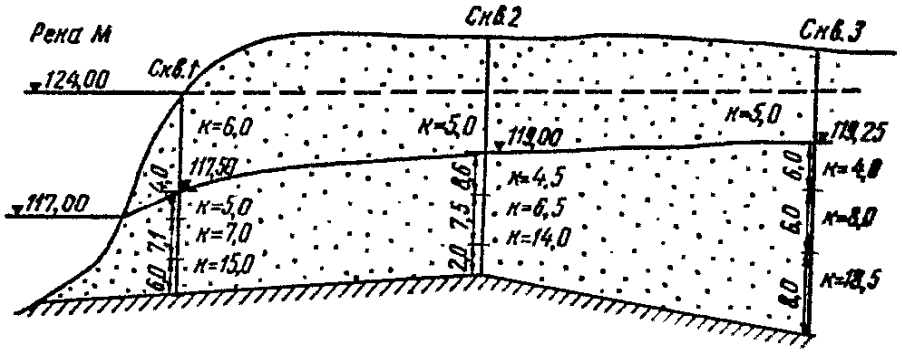


Рис. 66

Решение. В данном случае мы имеем неоднородный по водопроницаемости пласт сложного строения при наклонном залегании водоупориого ложа.

Для определения подпора грунтовых вод в скв. *2* воспользуемся приближенным уравнением (170) Каменского для наклонного неоднородного пласта:

$$(\Sigma_1 kh + \Sigma_2 kh)(H_1 - H_2) = (\Sigma_1 kh + k_1'' z_1 + \Sigma_2 kh + k_2'' z_2)(H_1 + z_1 - H_2 - z_2).$$

Подставим в это уравнение числовые значения величин, причем произведения послойных коэффициентов фильтрации на соответствующие мощности слоев будем суммировать для каждого сечения пласта снизу вверх (см. рис. 66):
для скв. *2*

$$\Sigma_1 kh = 14{,}0 \cdot 2{,}0 + 6{,}5 \cdot 7{,}5 + 4{,}5 \cdot 8{,}6 = 115{,}4;$$

для скв. *1*

$$\Sigma_2 kh = 15{,}0 \cdot 6{,}0 + 7{,}0 \cdot 7{,}1 + 5{,}0 \cdot 4{,}0 = 159{,}7.$$

Коэффициенты фильтрации слоев в пределах подпора для верхнего (скв. *2*) и нижнего (скв. *1*) сечений будут соответственно равны: $k_1'' = 5{,}0$ *м/сутки*; $k_2'' = 6{,}0$ *м сутки*. Подпор грунтовых вод в скв. *1*, находящейся на урезе будущего водохранилища, составит $z_2 = 124{,}0 - 117{,}5 = 6{,}5$ *м*. Отметки уровня воды до подпора в скв. *2* и *1* равны: $H_1 = 119{,}00$ *м*; $H_2 = 117{,}50$ *м*.

После подстановки числовых значений величин в формулу (170) и преобразования ее получим:

$$z_1^2 + 59{,}85z_1 - 397{,}0 = 0,$$

откуда

$$z_1 = 6{,}03 \text{ м}.$$

Отметка уровня воды в скв. 2 после подпора будет равна

$$H_1' = 119{,}0 + 6{,}03 = 125{,}03 \text{ м}.$$

Аналогично определим подпор грунтовых вод в скв. *3*. Для этого подставим в уравнение (170) значения величин для скв. *3* и *2*.

В этом случае $\Sigma_1 kh = 18{,}5 \cdot 8{,}0 + 8{,}0 \cdot 6{,}0 + 4{,}0 \cdot 6{,}0 = 220{,}0$; $\Sigma_2 kh = 115{,}4$; $H_1 = 119{,}25$ *м*; $H_2 = 119{,}00$ *м*; коэффициенты фильтрации в пределах подпора для тех же сечений $k_1'' = 5{,}0$ *м/сутки*; $k_2'' = 5{,}0$ *м/сутки*; подпор в скв. *2* $z_2 = 6{,}03$ *м*.

После подстановки числовых значений буквенных величин в уравнение (170) и преобразования получим:

$$z_1^2 + 673z_1 - 438{,}7 = 0,$$

откуда

$$z_1 = 5{,}95 \text{ м}$$

и

$$H_3' = 119{,}25 + 5{,}95 = 125{,}20 \text{ м}.$$

Задача № 54

На высокой надпойменной террасе в 500 *м* от уреза реки *А* пробурена скважина (см. рис. 67). К тому же берегу реки

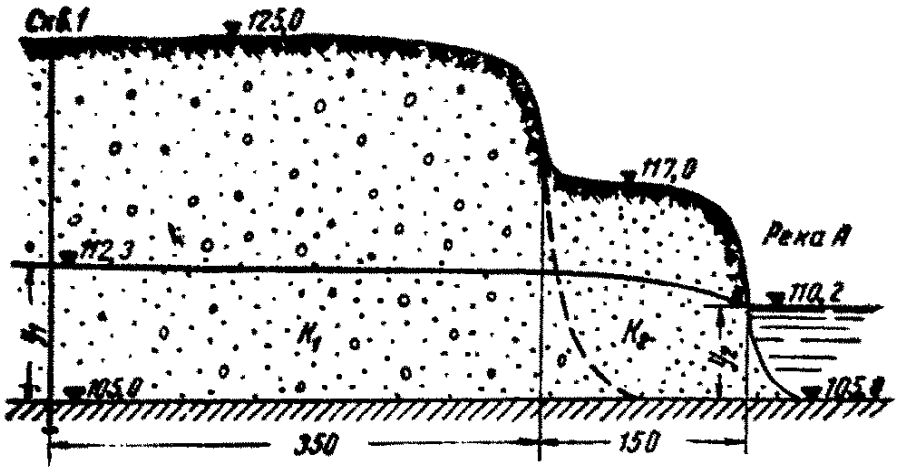


Рис. 67

прислонена низкая аллювиальная терраса шириной 150 *м*. Коэффициент фильтрации песчано-галечных отложений верхней террасы $k_1 = 35{,}0$ *м/сутки*, песков нижней террасы — $k_2 = 15{,}0$ *м/сутки*.

При бурении скв. *1* уровень грунтовых вод установлен на отметке 112,3 *м*, залегание горизонтального водоупорного ложа — на отметке 105,0 *м*. Горизонт воды в реке находится на отметке 110,2 *м*; поверхность нижней террасы имеет отметку 117,0 *м*, отметка поверхности высокой террасы 125,0 *м*. Требуется определить подпор грунтовых вод в скв. *1* при подпоре горизонта воды в реке на 3,0; 6,3 и 7,3 *м*.

Решение. Условия задачи требуют применения формул для случая резкой смены водопроницаемости водоносного пласта в горизонтальном направлении при горизонтальном водоупоре. Для определения подпора грунтовых вод надо вычислить единичный расход потока до подъема уровня воды; затем, допуская неизменность расхода потока при подпоре, можно определить уровень грунтовых вод в скв. *1* при различном повышении горизонта воды в реке.

Обозначим мощность потока до подпора в скв. *1* через y_1, то же на урезе реки через y_2, расстояние от скв. *1* до уступа верхней террасы через l_1 и расстояние от этого уступа до реки через l_2 и воспользуемся выражением единичного расхода (159) по Каменскому:

$$q = \frac{y_1^2 - y_2^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}\right)},$$

где $y_1 = 112{,}3 - 105{,}0 = 7{,}3$ *м*; $y_2 = 110{,}2 - 105{,}0 = 5{,}2$ *м*: $l_1 = 350$ *м*; $l_2 = 150$ *м*; $k_1 = 35{,}0$ *м/сутки*; $k_2 = 15{,}0$ *м/сутки*.

Подставив эти значения в формулу, получим:

$$q = \frac{7{,}3^2 - 5{,}2^2}{2\left(\frac{350}{35{,}0} + \frac{150}{15{,}0}\right)} = 0{,}657 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Для определения подпора грунтовых вод в скв. *1* при подъеме горизонта воды в реке на 3,0 *м* может служить та же формула, при этом мощность потока в каждом сечении будет равна сумме мощности потока в этом сечении до подпора (y_1 или y_2) и величины подпора (z_1 или z_2). Следовательно в этом случае формула (159) будет иметь вид:

$$q = \frac{(y_1 + z_1)^2 - (y_2 + z_2)^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}\right)},$$

где z_1 — неизвестный подпор в скв. *1*;
$y_2 + z_2 = 5{,}2 + 3{,}0 = 8{,}2$ *м*;
остальные значения букв прежние.

После подстановки числовых значений в формулу получим:

$$0{,}657 = \frac{(7{,}3 + z_1)^2 - 8{,}2^2}{2\left(\frac{350}{35{,}0} + \frac{150}{15.0}\right)},$$

откуда

$$z_1 = 2{,}37 \text{ м}.$$

Отметка грунтовых вод в скв. *1* после подпора будет равна

$$H_1 = 112{,}3 + 2{,}37 = 114{,}67 \text{ м}.$$

Определим теперь подпор грунтовых вод в той же скважине при подпоре воды в реке на 6,3 *м*, т. е. до отметки 116,5 *м*. Ввиду низкого положения поверхности низкой террасы и значительного подпора воды в реке в этом случае следует определить возможность выхода грунтовых вод на поверхность. Для этого найдем отметку воды в месте стыка террас после подпора по уравнению, полученному преобразованием уравнения (159):

$$(y_s')^2 - (y_2')^2 = \frac{2ql_2}{k_2},$$

где y_s' — искомый уровень воды в месте стыка террас после подпора;

y_2' — мощность потока на урезе реки после подпора, равная 116,5—105,0=11,5 *м*;

l_2 — ширина низкой террасы;

остальные обозначения прежние.

Подставим в это уравнение числовые значения и решим его относительно y_s':

$$y_s' = \sqrt{\frac{2ql_2}{k_2} + (y_2')^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}657 \cdot 150}{15} + 11{,}5^2} = 12{,}05 \text{ м}.$$

Тогда отметка уровня воды на стыке террас после подпора будет равна

$$H_s' = 105{,}0 + 12{,}05 = 117{,}05 \text{ м}.$$

При такой высоте стояния грунтовых вод последние выйдут на поверхность низкой террасы и основание уступа верхней террасы будет заболочено.

Подпор грунтовых вод в скв. *1* определим исходя из максимально возможного подпорного уровня в месте причленения

террас, т. е. 117,0 *м*. Для определения подпора составим уравнение

$$q = k_1 \frac{(y_1')^2 - (y_s')^2}{2l_1},$$

где y_1' — неизвестный уровень воды в скв. *1* после подпора, равный $y_1 + z_1$;

$y_s' = 117{,}0 - 105{,}0 = 12{,}0$ *м*.

Подставив в уравнение числовые значения букв, найдем величину подпора:

$$z_1 = \sqrt{\frac{2ql_1}{k_1} + (y_s')^2} - y_1 = \sqrt{\frac{2{,}0 \cdot 0{,}657 \cdot 350}{35{,}0} + 12{,}0^2} - 7{,}3 = 5{,}23 \text{ м}.$$

Отметка уровня воды в скв. *1* после подпора будет равна

$$H_1 = 112{,}3 + 5{,}23 = 117{,}53 \text{ м}.$$

Определим подпор грунтовых вод в скв. *1* при подпоре воды в реке на 7,30 *м*, т. е. до отметки 117,5 *м*.

Так как урез реки будет находиться в месте прилегания террас, то уровень грунтовых вод на урезе H_s'' достигнет отметки 117,5 *м*. Мощность потока на урезе будущего водохранилища будет равна

$$y_s'' = 117{,}5 - 105{,}0 = 12{,}50 \text{ м}$$

и подпор грунтовых вод в скв. *1* будет равен

$$z_1'' = \sqrt{\frac{2ql_1}{k_1} + (y_s'')^2} - y_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}657 \cdot 350}{35{,}0} + 12{,}5^2} - 7{,}30 = 5{,}70 \text{ м}.$$

ГЛАВА VII
РАСЧЕТ ПОТЕРЬ ВОДЫ НА ФИЛЬТРАЦИЮ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ И КАНАЛОВ

§ 26. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ

Н. Н. Биндеман (1945) предлагает различать понятия фильтрационный расход воды из водохранилища и фильтрационные потери из водохранилища. Под фильтрационным расходом он понимает количество воды, фильтрующейся из водохранилища в единицу времени, под фильтрационными потерями — „разность между величиной грунтового питания реки до и после устройства водохранилища, считая грунтовое питание положительным при движении воды к реке (водохранилищу) и отрицательным — при фильтрации воды из реки (водохранилища)". Такое понятие о фильтрационных потерях важно с точки зрения установления водного баланса реки в связи с устройством на ней водохранилища.

В связи с устройством на реке водохранилища подъем горизонта воды в нем вызывает уменьшение грунтового питания реки, которое в ряде случаев даже заменяется утечкой воды из водохранилища на фильтрацию в берега. При этом фильтрационные потери будут равны сумме грунтового питания реки до подпора и фильтрационного расхода воды при подпоре.

Фильтрационные потери различаются по времени и характеру их развития. При заполнении водохранилища и в первое время его существования происходит насыщение водой дна и берегов реки; при этом потери называются, по Н. Н. Биндеману, временными. После установления постоянных уровней воды в реке и грунтовых вод в берегах потери называются постоянными.

ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСХОД

Определение фильтрационного расхода воды из водохранилища в соседнюю реку при плоском потоке и установившейся кривой депрессии в горизонтальном однородном пласте производится по формуле Каменского:

$$q_1 = k \frac{y_1^2 - y_2^2}{2L} \quad \frac{wL}{2}, \qquad (172)$$

где q_1 — единичный расход воды из водохранилища на его урезе;

k — коэффициент фильтрации;

y_1 и y_2 — уровни грунтовых вод, считая от горизонтального водоупора, на урезе водохранилища и на урезе дренирующей поток реки;

w — инфильтрационное питание грунтовых вод сверху;

L — ширина междуречья.

При отсутствии инфильтрационного питания грунтового потока сверху (т. е. при $w=0$) уравнение упрощается и превращается в обычную формулу Дюпюи для горизонтального однородного пласта.

При помощи уравнения (172) можно исследовать возможность фильтрации из водохранилища после его заполнения: при $k\frac{y_1^2-y_2^2}{L}>wL$ будет иметь место фильтрация воды из водохранилища вглубь берега; при $k\frac{y_1^2-y_2^2}{L}<wL$ фильтрации из водохранилища не будет, грунтовый поток будет направлен к реке.

При отсутствии инфильтрации атмосферных осадков возможность фильтрации из водохранилища определится условием $k\frac{y_1^2-y_2^2}{2L}>0$. Этот случай может иметь место, например, при наличии водонепроницаемого чехла пород или при небольшой ширине междуречья.

При наличии на берегу водохранилища одной разведочной скважины, вскрывшей грунтовые воды до подпора, в формуле (172) можно исключить величину w. Так, например, если расстояние до такой скважины от уреза будущего водохранилища равно x, уровни воды до подпора: в скважине h, на урезе водохранилища h_1 и на урезе дренирующей реки h_2, а расстояние между водохранилищем и этой рекой L, то мы вправе написать:

$$q_1=\frac{k}{2}\left[\frac{y_1^2-y_2^2}{L}-\frac{L}{L-x}\left(\frac{h^2-h_1^2}{x}+\frac{h_1^2-h_2^2}{L}\right)\right]. \qquad (173)$$

При отсутствии подпора в дренирующей реке, т. е. при $h_2=y_2$, последнее уравнение упростится:

$$q_1=\frac{k}{2}\left[\frac{y_1^2}{L}+\frac{h_1^2}{x}-\frac{1}{L-x}\left(\frac{h^2L}{x}-\frac{h_2^2x}{L}\right)\right]. \qquad (174)$$

Н. Н. Биндеман рекомендует для некоторых случаев фильтрации воды через закарстованный массив, где определение коэффициента фильтрации сопряжено с большими трудностями, исключать эту величину из уравнения (172) путем подстановки

значения k из уравнения (148). Тогда уравнение (174) примет вид:

$$q_1 = \frac{w}{2}\left[\frac{(y_1^2 - h_2^2)(L - x)}{\frac{L}{x}(h^2 - h_1^2) + h_1^2 - h_2^2} - L\right], \qquad (175)$$

где обозначения прежние.

Если разведочную скважину для определения уровня грунтовых вод заложить посередине междуречья, т. е. если $x = \frac{L}{2}$ и $h = h_{ср}$, то сделав в уравнении (175) соответствующие подстановки и преобразования, можно получить выражение:

$$q_1 = \frac{wL}{4}\left(\frac{y_1^2 - 2h_{ср}^2 + h_1^2}{2h_{ср}^2 - h_1^2 - h_2^2}\right). \qquad (176)$$

Для определения фильтрационного расхода через дно водохранилища, если последнее устраивается в сухой балке, можно, по Биндеману, воспользоваться следующим приближенным методом (рис. 68).

Рассматриваемый случай относится к значительной ширине водохранилища по сравнению с глубиной. При этом в данной схеме подземные воды заключены в хорошо водопроницаемых породах, которые отделены от дна балки менее проницаемыми отложениями с коэффициентом фильтрации k.

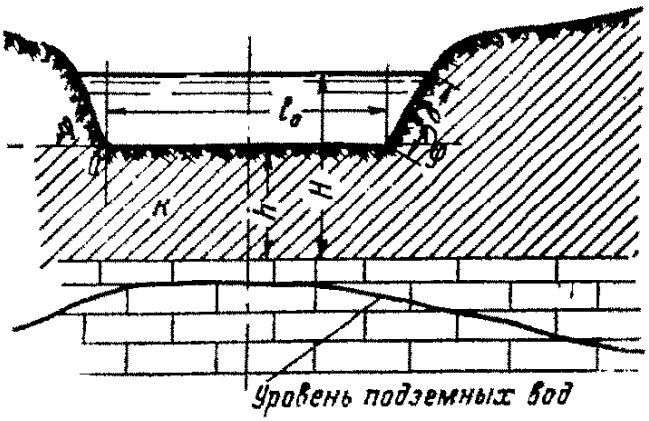


Рис. 68. Схема для определения фильтрационного расхода воды из водохранилища, устроенного в сухой балке

Фильтрационный расход через дно балки, отнесенный к единице длины одного берега, будет равен

$$q' = \frac{kHb_0}{2h}, \qquad (177)$$

где k — коэффициент фильтрации пород, слагающих дно и отделяющих его от хорошо водопроводящего водоносного слоя;

h — мощность слоя этих пород;

H уровень воды в водохранилище, считая от кровли поглощающего пласта;

b_0 — ширина балки по дну в $м$.

Фильтрационный расход через склон берега, по Биндеману, определяется следующим образом.

Длина пути фильтрации воды через склон, считая от его смоченной поверхности до уровня дна, в среднем равна l. Эту величину l можно определить как длину дуги, описанной радиусом $\frac{b}{2}$ около точки O в основании склона (b — длина склона балки). Следовательно $l = \frac{\pi b \varphi}{360} = 0{,}0087 b \varphi$, где φ — уклон берега в градусах.

Полная длина пути фильтрации через склон в среднем равна $0{,}0087 b \varphi + h$, где обозначения прежние. На основании этого фильтрационный расход через склон балки на единицу длины берега определяется выражением

$$q'' = \frac{kHb}{0{,}0087 \varphi b + h}, \qquad (177а)$$

где попрежнему b — длина склона балки;

φ — уклон склона в градусах.

Суммарный расход воды на фильтрацию через дно и склон, отнесенный к единице длины одного берега, будет равен

$$q = q' + q'' = kH\left(\frac{b_0}{2h} + \frac{b}{0{,}0087 \varphi b + h}\right). \qquad (178)$$

В случае распространения по берегам водохранилища и дренирующей реки чехла делювиальных суглинков единичный расход потока при горизонтальном водоупоре можно определить по формуле

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \frac{l_3}{k_3}\right)}, \qquad (179)$$

где h_1 и h_2 — уровни воды в водохранилище и в дренирующей реке;

l_1 и l_3 — горизонтальные проекции отрезков кривых депрессии в пределах делювиальных чехлов, которые примерно равны мощностям делювиальных чехлов;

k_1 и k_3 — коэффициенты фильтрации пород, слагающих делювиальный чехол на склонах водохранилища и дренирующей реки;

l_2 — протяженность междуречного массива в пределах распространения коренных пород;

k_2 — коэффициент фильтрации пород, слагающих междуречный массив.

Определение фильтрационного расхода из водохранилища может быть произведено и по методу аналогий, предложенному Каменским. Так, например, при выходе на поверхность всего фильтрационного потока, что может иметь место при обнажении водоупорного ложа в оврагах или речных долинах,

фактически измеренный расход этих выклинивающихся вод позволяет вычислить будущий расход потока из водохранилища, устроенного на соседней реке (рис. 69).

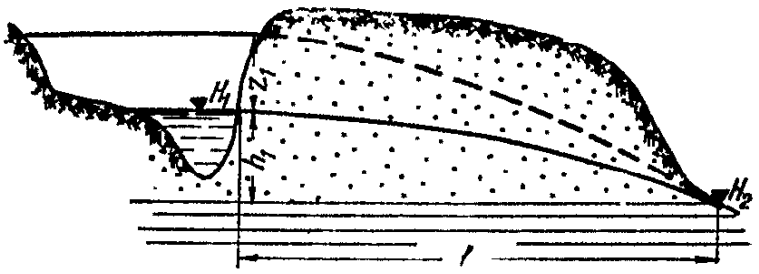


Рис. 69. Выклинивание фильтрационного потока

Пользуясь обозначениями, принятыми на рис. 69, можно написать уравнение (150) для единичного расхода до подпора в виде:

$$q = k\frac{h_1}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l};$$

после подпора — в виде:

$$q_1 = \frac{k(h_1 + z_1)(H_1 + z_1 - H_2)}{2l};$$

здесь q и q_1 — единичный расход фильтрационного потока соответственно до и после подпора;

h_1 — мощность потока на урезе реки до подпора;

H_1 — отметка горизонта воды в реке до подпора;

H_2 — отметка выхода грунтовых вод на поверхность;

z_1 — подпор горизонта воды в реке;

l — ширина междуречья.

Для горизонтального водоносного пласта отсчет отметок уровня воды можно вести от водоупорного ложа, т. е. считать $h_1 = H_1$ и $H_2 = 0$. Тогда вместо двух последних уравнений можно написать отношение

$$\frac{q_1}{q} = \frac{(h_1 + z_1)^2}{h_1^2}$$

или

$$q_1 = q\left(\frac{h_1 + z_1}{h_1}\right)^2. \qquad (180)$$

Метод аналогии заслуживает внимания при движении подземных вод в карстовом массиве, а также при сложном геологическом строении междуречного массива, когда применение обычных методов расчета требует сложных и трудоемких работ (например, определения водопроницаемости пород и величины инфильтрационного питания потока).

ПОСТОЯННЫЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ПОТЕРИ

Согласно Биндеману (1945), фильтрационные потери из водохранилища на единицу ширины потока определяются алгебраической суммой:

$$q_п = q_1 - q_2. \qquad (181)$$

где q_1 — единичный расход грунтового потока, поступающего в реку до устройства на ней водохранилища;

q_2 — расход того же потока после устройства водохранилища.

Для горизонтального однородного пласта при отсутствии инфильтрационного питания, на основании формулы Дюпюи, справедливы выражения:

$$q_1 = k\frac{h_2^2 - h_1^2}{2l}; \quad q_2 = k\frac{h_2^2 - y_1^2}{2l},$$

где h_1 — мощность грунтового потока на урезе водохранилища до подпора;

y_1 — мощность грунтового потока на урезе водохранилища после подпора;

h_2 — мощность грунтового потока на урезе второй реки до подпора;

остальные обозначения прежние.

Подставив в формулу (181) значения q_1 и q_2, получим:

$$q_п = k\frac{h_2^2 - h_1^2}{2l} - k\frac{h_2^2 - y_1^2}{2l} = \frac{k}{2l}(y_1^2 - h_1^2), \qquad (182)$$

Но так как $y_1 = h_1 + z$, где z — подпор горизонта воды в водохранилище, то

$$q_п = \frac{k}{2l}[(h_1 + z_1)^2 - h_1^2] = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1). \qquad (183)$$

Н. Н. Биндеман рассматривает три случая различного соотношения уровней воды в соседних долинах.

1. Горизонт воды h_1 в реке, испытывающей подпор, до устройства на ней водохранилища находится ниже уровня воды h_2 в другой реке, дренирующей поток после подпора. После устройства водохранилища возникает фильтрация из него в соседнюю долину и река не только лишается грунтового питания, равного $q_1 = k\frac{h_2^2 - h_1^2}{2l}$, но еще и теряет часть своей воды на фильтрацию через водораздельный массив, равную $q_2 = k\frac{(h_1 + z_1)^2 - h_2^2}{2l}$.

Таким образом, фильтрационные потери составят

$$q_п = q_1 + q_2 = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1).$$

2. Уровень воды в дренирующей реке ниже горизонта воды до подпора в реке, на которой устраивается водохранилище. В этом случае фильтрационные потери равны разности фильтрационных расходов после и до подпора: $q_п = q_2 - q_1$, т. е. дополнительному фильтрационному расходу, который возник

вследствие устройства водохранилища. Так как $q_1 = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}$, а $q_2 = k\frac{(h_1 + z)^2 - h_2^2}{2l}$, то в этом случае $q_п = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1)$.

3. Уровни воды в реках до подпора были на одной высоте h_1, что исключало грунтовое питание реки при отсутствии инфильтрации сверху. После устройства водохранилища возникает фильтрационный расход из него в дренирующую реку через водораздельный массив. Фильтрационные потери при этом будут равны фильтрационному расходу:

$$q_п = q_2 = \frac{k}{2l}\left[(h_1 + z_1)^2 - h_1^2\right] = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1).$$

Таким образом, во всех трех случаях выражение фильтрационных потерь остается одинаковым.

Следует отметить, что и при учете инфильтрационного питания сверху (за счет инфильтрации осадков или поливных вод) общие выражения для фильтрационных потерь остаются теми же.

Для случая наклонных водоносных пластов Биндеман определяет фильтрационные потери следующим образом.

Обозначим:

h_1 — мощность грунтового потока на урезе первой реки до подпора;

h_2 — то же на урезе второй реки;

z_1 — подпор в первой реке (водохранилище);

H_2 — уровень воды во второй реке, считая от водоупора на урезе первой реки.

Тогда, по аналогии с уравнением (150), можно написать, что грунтовое питание реки, на которой устраивается водохранилище, при более низком уровне в ней по сравнению с другой рекой, равно

$$q_1 = k\frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_2 - h_1}{l}. \qquad (150а)$$

После образования водохранилища в случае возникновения из него фильтрации в соседнюю реку грунтовое питание первой реки становится отрицательным

$$q_2 = -k\frac{h_1 + z_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 + z_1 - H_2}{l}. \qquad (150б)$$

По формуле (181) имеем:

$$q_п = q_1 - q_2 = \frac{k}{2l}\left[(h_1 + h_2)(H_2 - h_1) + (h_1 + z_1 + h_2)(h_1 + z_1 - H_2)\right]. \qquad (184)$$

Обозначив $H_2=h_2+T$, где T — превышение водоупора на урезе второй реки над положением водоупора на урезе первой реки (водохранилища), и подставив это значение H_2 в предыдущую формулу, получим:

$$q_п = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1 - z_1 T). \quad (185)$$

Величину T легко выразить через уклон водоупорного ложа:

$$T = il. \quad (186)$$

Подставив значение T в последнее уравнение, получим окончательно:

$$q_п = \frac{k z_1}{2}\left(\frac{z_1 + 2h_1}{l} - i\right). \quad (187)$$

Для случая обратного уклона водоупорного ложа, когда величина i становится отрицательной, перед ней в формуле (187) ставится знак плюс. Следовательно, для обоих случаев движения фильтрационных вод в наклонном водоносном пласте будет действительно более общее выражение фильтрационных потерь:

$$q_п = \frac{k z_1}{2}\left(\frac{z_1 + 2h_1}{l} \pm i\right), \quad (188)$$

причем знак плюс соответствует падению водоупорного ложа от водохранилища к дренирующей реке, знак минус — обратному падению водоупора.

Н. Н. Биндеман указывает, что поскольку формула (188) выведена из приближенного уравнения неравномерного движения для наклонного пласта, применение ее должно быть ограничено определенными пределами. По его мнению, эта формула применима при условии $T < 2h_1 + z_1$ (где обозначения прежние).

Фильтрационные потери для напорных вод выражаются, по Биндеману, уравнением

$$q_п = \frac{k H_0 m}{l}, \quad (189)$$

где k — коэффициент фильтрации;
H_0 — превышение подпорного горизонта водохранилища над уровнем реки до подпора;
m — мощность водоносного пласта.

Рассмотренные формулы для определения фильтрационных потерь справедливы, если дренирующая река, к которой направлен фильтрационный поток, принадлежит другой речной системе или впадает в реку, на которой устраивается водохранилище, ниже плотины. При впадении дренирующей реки выше плотины будет происходить лишь перераспределение грунтового питания без изменения общего водного баланса водохранилища.

ВРЕМЕННЫЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ПОТЕРИ

При устройстве водохранилищ в сухих балках или в долинах рек при глубоком залегании подземных вод возникают временные фильтрационные потери, связанные с насыщением сухих пород в дне и склонах долин или балок. Эти потери называются временными, потому что после насыщения сухих пород происходит стабилизация фильтрационного потока с установлением определенной кривой депрессии.

Фильтрационные потери на насыщение дна водохранилища, отнесенные к единице длины одного берега, определяются по формуле

$$V_{об} = \frac{\mu B h_0}{2}, \qquad (190)$$

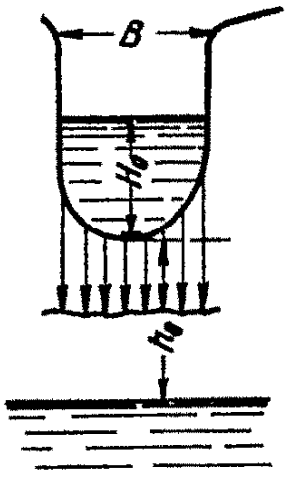


Рис. 70. Схема фильтрации воды через дно водохранилища

где $V_{об}$ — объем воды, потерянной водохранилищем за время T, отнесенный к единице длины одного берега;

μ — недостаток насыщения пород, примерно соответствующий их водоотдаче;

B — ширина водохранилища на уровне воды;

h_0 — глубина залегания подземных вод или, при отсутствии этих вод — глубина водоупора, считая от дна водохранилища (рис. 70).

Время, необходимое для насыщения сухого грунта под водохранилищем на глубину h_0, определяется по формуле Биндемана:

$$T = \frac{\mu}{k}\left[h_0 - (H_0 + H_к)\ln\frac{H_0 + H_к + h_0}{H_0 + H_к}\right], \qquad (191)$$

где k — коэффициент фильтрации;

H_0 — глубина водохранилища;

$H_к$ — капиллярное давление, развивающееся на границе насыщенной водой и „сухой" зон, примерно равное половине высоты капиллярного поднятия;

остальные обозначения прежние.

На основании формул (190) и (191) получаем выражение расхода воды на временные фильтрационные потери, отнесенные к единице длины одного берега водохранилища:

$$q_в = \frac{V_{об}}{T} = \frac{k B h_0}{2\left[h_0 - (H_0 + H_к)\ln\frac{H_0 + H_к + h_0}{H_0 + H_к}\right]}. \qquad (192)$$

Эта формула отвечает случаю моментального наполнения водохранилища водой, т. е. учитывает несколько заниженные

величины продолжительности фильтрации, что соответственно увеличивает фильтрационный расход. Поэтому применение формулы (192) для расчета противофильтрационных мероприятий гарантирует как бы известный запас прочности.

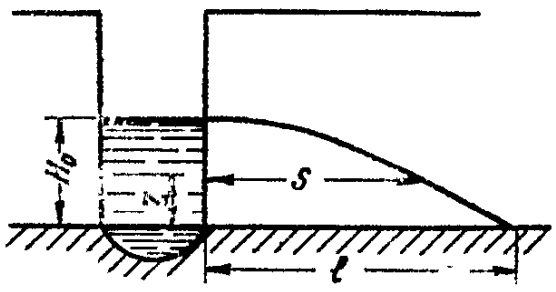


Рис. 71. Схема насыщения водой берега водохранилища

Перейдем теперь к определению временных фильтрационных потерь на насыщение берегов водохранилища.

Для случая сухих, не водоносных пластов, водоупорное ложе которых находится на уровне горизонта реки до подпора (рис 71), Биндеман предлагает следующее решение.

Вначале определяется путь, проходимый струйкой воды в горизонтальном направлении от уреза реки вглубь берега: длина этого пути зависит от высоты подъема уровня воды в реке и определяется на основании выражения для скорости движения струйки:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{H_0 - z}{s}, \tag{193}$$

где s — длина пути, пройденного струйкой воды от уреза реки вглубь берега;

t — время, за которое струйка проходит путь s, считая от момента наполнения водохранилища;

k — коэффициент фильтрации пород;

μ — недостаток насыщения пород;

H_0 — высота подъема уровня воды в реке;

z — высота струйки воды над первоначальным уровнем воды в реке до подпора или над поверхностью водоупорного ложа.

После интегрирования последнего уравнения получаем:

$$s = \sqrt{2\frac{k}{\mu}(H_0 - z)t}. \tag{194}$$

При этом предполагается, что самое наполнение водохранилища занимает весьма небольшое время, которым можно пренебречь, считая наполнение мгновенным.

Для нижней струйки, совпадающей с поверхностью водоупорного ложа, уравнение (194) будет иметь вид:

$$l = \sqrt{2\frac{k}{\mu}H_0 t}. \tag{195}$$

Для подсчета фильтрационных потерь необходимо вычислить абсциссы кривой депрессии на заданный момент времени t, т. е. определить значения s для различных высот z. По

этой кривой и известной величине подпора реки H_0 вычисляют площадь F_t, ограниченную расчетной кривой в виде параболы, водоупорным ложем и урезом реки. Зная величину этой площади и недостаток насыщения грунтов, подсчитывают потери воды по формуле

$$V_t = \mu F_t. \tag{196}$$

Площадь, ограниченная параболой, горизонтальным водоупором и берегом реки (см. рис. 71), равна

$$F_t = \frac{2}{3} H_0 l. \tag{197}$$

Подставляя в уравнение (196) значение F_t и l из уравнений (197) и (195), получаем следующую формулу потерь на насыщение берега:

$$V_t = \mu F_t = \frac{2}{3} \mu H_0 l = \frac{2}{3} H_0 \sqrt{2 \mu k H_0 t}, \tag{198}$$

где V_t — объем воды, потерянный водохранилищем за время t на единицу длины берега водохранилища[1].

Для более общих случаев фильтрации воды в берега сложного геологического строения (неоднородный водоносный пласт, наклонный водоупор) применяется метод, основанный на использовании уравнений неустановившегося движения в конечных разностях (см. главу VIII). При помощи этих уравнений строятся кривые депрессии для различных моментов времени и определяются площади насыщенного водой грунта, ограниченные исходной и конечной кривыми депрессии. По приращению площади насыщенного водой грунта ΔF, соответствующему приращению времени Δt, и данным о дефиците насыщения определяется средний фильтрационный расход воды по формуле

$$q_{ср} = \frac{\mu \Delta F}{\Delta t}. \tag{199}$$

ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ

Способ определения фильтрационных расходов из каналов зависит от геологических условий местности.

В случае однородной не насыщенной водой породы большой мощности фильтрационный расход, отнесенный к единице длины канала, определяется по формуле В. В. Ведерникова:

$$q = k(B + h_к C), \tag{200}$$

[1] Более общий случай фильтрации через дно и берега водохранилища при постепенном заполнении водохранилища описан в работе Н. Н. Биндемана „Гидрогеологические расчеты подпора грунтовых вод и фильтрации из водохранилищ", Углетехиздат, 1951.

где q — фильтрационный расход из канала на единицу его длины;

k — коэффициент фильтрации пород;

B — ширина канала на уровне воды;

$h_к$ — глубина воды в канале;

C — коэффициент, определяемый по рис. 72 в зависимости от коэффициента заложения откосов m и отношения $\frac{B}{h_к}$.

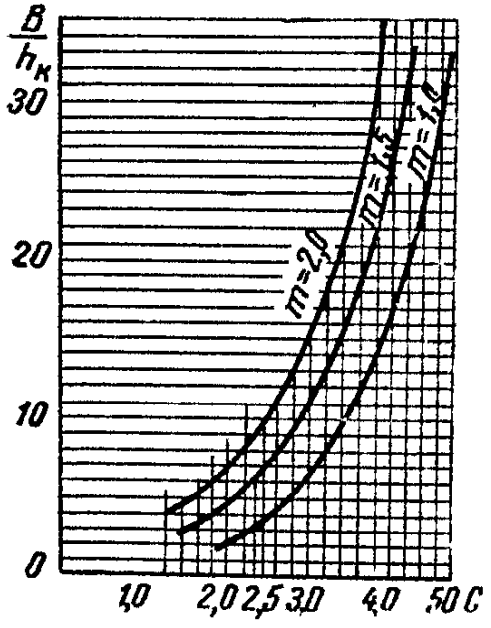


Рис. 72. График для определения коэффициента C в зависимости от величии $\frac{B}{h_к}$ и m

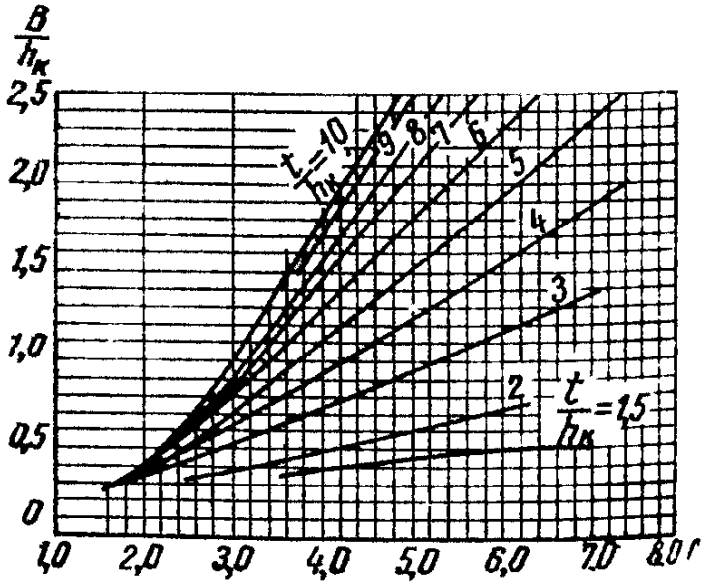


Рис. 73. График для определения коэффициента C в зависимости от величин $\frac{B}{h_к}$ и $\frac{t}{h_к}$



Рис. 74. Схема фильтрации воды из канала при двухслойном строении фильтрующей толщи пород

В случае двухслойного строения фильтрующей толщи, когда не насыщенная водой порода, в которой проходит канал, на небольшой глубине подстилается более водопроницаемой и водоносной, применяется та же расчетная формула, но с тем изменением, что коэффициент C определяется по рис. 73 в зависимости от отношеиий $\frac{B}{h_к}$ и $\frac{t}{h_к}$, здесь t — глубина залегания кровли поглощающего пласта от уровня воды в канале (рис. 74).

При большом удалении от канала места дренирования фильтрационного потока, в условиях, когда фильтрующая толща в основании имеет постоянный поток подземных вод (рис. 75),

задача по определению фильтрационных потерь решается в два этапа.

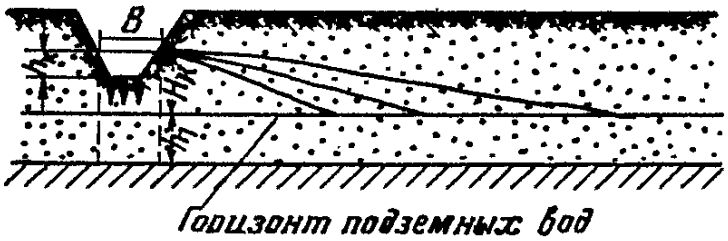


Рис. 75. Схема фильтрации воды из канала при большом удалении места дренирования фильтрационного потока

Допускается, что в первом этапе, до смыкания фильтрационного потока с подземными водами, движение воды из канала происходит лишь в вертикальном направлении. Тогда объем воды, потерянный каналом за время T_1, отнесенный к единице длины канала, определится из уравнения

$$V_1 = \mu B (H'_к - h_к), \tag{201}$$

где V_1 — объем воды, потерянной в первом этапе, на единицу длины канала;

$H'_к$ — высота уровня воды в канале над поверхностью подземных вод;

остальные обозначения прежние.

Средний фильтрационный расход воды в первом этапе составит

$$q_{ср} = \frac{V_1}{T_1} = \frac{\mu B \left(H'_к - h_к\right)}{T_1}, \tag{202}$$

причем время T_1 от момента наполнения канала до момента смыкания фильтрационных вод с подземными водами определяется уравнением неустановившегося движения:

$$T_1 = \frac{\mu}{k}\left[H'_к - h_к\left(1 + \ln\frac{H'_к}{h_к}\right)\right]. \tag{203}$$

Во втором этапе, после смыкания фильтрационного потока с подземными водами, допускается движение вод лишь в горизонтальном направлении. При этом дополнительными сопротивлениями потока, которые имеют место при движении под дном канала, пренебрегают.

На основании этого для определения фильтрационных потерь во втором этапе применяется приближенная формула Биндемана:

$$V_2 = \frac{2}{3}\alpha h_к \sqrt{2k\mu H'_к T_2}, \tag{204}$$

где V_2 — объем воды, израсходованной на насыщение пород берегов при фильтрации из канала к некоторому моменту T_2;

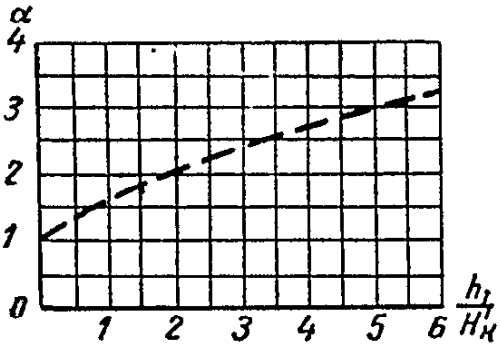


Рис. 76. График для определения коэффициента α в зависимости от отношения $\frac{h_1}{H'_к}$

α — коэффициент, определяемый по рис. 76 в зависимости от отношения $\frac{h_1}{H'_к}$ (где h_1 — мощность водоносного пласта);

T_2 — время от момента смыкания фильтрационных и подземых вод.

Из последнего уравнения можно определить фильтрационный расход:

$$q''_{ср} = \frac{2}{3}\alpha h_к \sqrt{\frac{2k\mu H'_к}{T_2}}. \qquad (205)$$

Общие фильтрационные потери из канала будут равны сумме потерь V_1 и V_2, определенных по уравнениям (201) и (204).

§ 27. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 55

На водораздельном массиве грунтовые воды получают инфильтрационное питание в количестве 30% от годовой суммы осадков, которая составляет 550 *мм*; водопроницаемость водоносных песков 8,0 *м/сутки*; расстояние между водохранилищем и рекой равно 1750 *м*. Требуется определить критическую величину подъема уровня воды в водохранилище, после достижения которой начнет развиваться фильтрация воды из водохранилища в реку. Необходимые расчетные данные указаны на рис. 77.

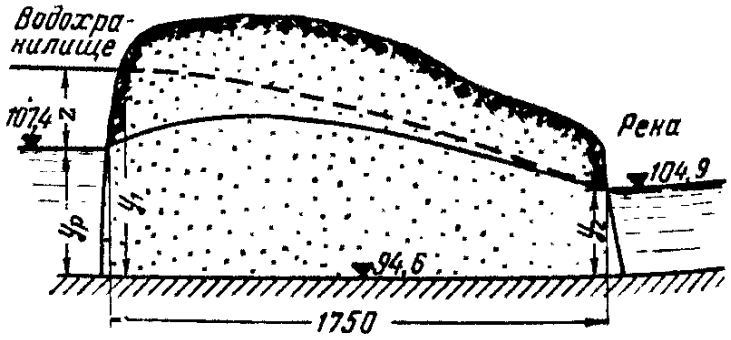


Рис. 77

Решение. При подъеме уровня воды в водохранилище водораздел грунтового потока смещается по направлению к его урезу, в связи с чем грунтовое питание этого водохранилища уменьшается. Если подъем уровня в водохранилище достигнет такой величины z, при которой водораздел потока совпадет с его урезом, то грунтовое питание его прекратится совсем и

малейший подъем воды в водохранилище вызовет фильтрацию из него в реку. Обозначая уровни воды на урезах водохранилища и реки, соответствующие этому критическому состоянию, через y_1 и y_2 и учитывая, что при совмещении водораздела грунтовых вод с урезом водохранилища расход грунтовой воды q_1 на урезе водохранилища равен нулю, можно на основании уравнения (172) составить равенство:

$$\frac{L}{2} = \frac{k}{w} \frac{y_1^2 - y_2^2}{2L}, \tag{206}$$

откуда легко определить мощность потока после подъема воды

$$y_1 = \sqrt{y_2^2 + \frac{w}{k} L^2} \tag{207}$$

и величину подъема воды

$$z = \sqrt{y_2^2 + \frac{w}{k} L^2} - y_p, \tag{208}$$

где y_p — мощность потока на урезе водохранилища до подъема воды.

Уровень воды в реке остается без изменения и равен

$$y_2 = 104{,}9 - 94{,}6 = 10{,}3 \text{ м};$$

первоначальный уровень воды в водохранилище равен

$$y_p = 107{,}4 - 94{,}6 = 12{,}8 \text{ м};$$

величина инфильтрации осадков составляет

$$w = \frac{0{,}30 \cdot 550}{365 \cdot 1000} = 0{,}000452 \text{ м/сутки}.$$

Расстояние между водохранилищем и рекой $L = 1750$ м.

Таким образом, по уравнению (208),

$$z = \sqrt{\frac{0{,}000452 \cdot 1750^2}{8{,}0} + 10{,}3^2} - 12{,}8 = 3{,}9 \text{ м}.$$

Задача № 56

Определить максимально возможную фильтрацию воды через водораздельный массив в излучине реки, горизонт воды в которой до устройства водохранилища был на одной высоте с обеих сторон междуречья (рис. 78). Ширина междуречья 1000 м; длина берега, для которого требуется определить фильтрационный расход, равна $B = 4000$ м; мощность потока грунтовых вод на урезах реки до подпора $h_1 = h_2 = 5{,}0$ м; максимальный уровень воды на водоразделе грунтовых вод $h_{max} = 7{,}0$ м; подпор воды в реке с одной стороны междуречья равен $z = 15$ м; инфильтраци-

онное питание грунтовых вод $w = 0{,}001$ *м/сутки*; водоупорное ложе горизонтальное, водоносный пласт однородный.

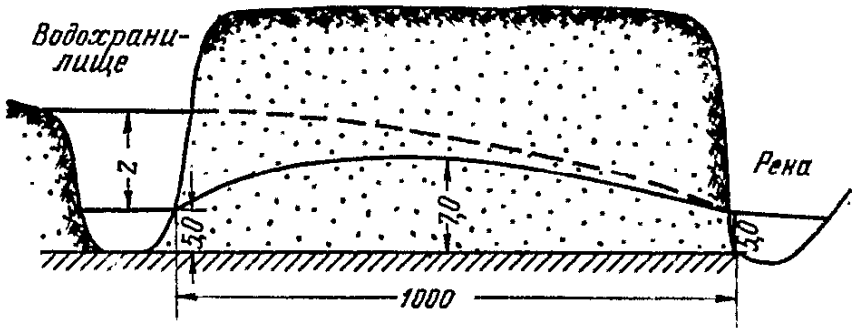


Рис. 78

Решение. Максимально возможная фильтрация из водохранилища в реку будет иметь место при стационарном подпоре воды в реке и стационарном подпоре грунтовых вод. На основании этого расчет фильтрационного расхода производим по теории установившегося движения.

При отсутствии данных о водопроницаемости водоносных пород можно пользоваться формулой (175) Биндемана для определения единичного расхода:

$$q_1 = \frac{w}{2}\left[\frac{\left(y_1^2 - h_2^2\right)(L-x)}{\frac{L}{x}\left(h^2 - h_1^2\right) + h_1^2 - h_2^2} - L\right].$$

В рассматриваемом случае $y_1 = h_1 + z$; $h_2 = h_1$; $x = \frac{L}{2}$; $h = h_{max}$.

Подставив эти значения в уравнение (175), после преобразования получим:

$$q_1 = \frac{wL}{2}\left[\frac{2h_1 z + z^2}{4\left(h_{max}^2 - h_1^2\right)} - 1\right]. \qquad (175а)$$

Отсюда следует, что при $\frac{2h_1 z + z^2}{4\left(h_{max}^2 - h_1^2\right)} > 1$ будет происходить фильтрация из водохранилища в реку, а при $\frac{2h_1 z + z^2}{4\left(h_{max}^2 - h_1^2\right)} < 1$ фильтрации из водохранилища не будет.

Так как по условию задачи: $w = 0{,}001$ *м/сутки*; $L = 1000$ *м*; $h_1 = 5{,}0$ *м*; $z = 15{,}0$ *м*; $h_{max} = 7{,}0$ *м* и $B = 4000$ *м*, то максимальный расход воды на фильтрацию из водохранилища составит

$$Q = Bq = \frac{BwL}{2}\left[\frac{2h_1 z + z^2}{4\left(h_{max}^2 - h_1^2\right)} - 1\right] =$$

$$= \frac{4000 \cdot 0{,}001 \cdot 1000}{2}\left[\frac{2 \cdot 5{,}0 \cdot 15{,}0 + 15{,}0^2}{4\left(7{,}0^2 - 5{,}0^2\right)} - 1\right] = 5800 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Задача № 57

На реке *Б* устроено водохранилище, в связи с чем горизонт воды в этой реке испытал подъем на $z=20{,}0$ *м* (рис. 79); уровень воды в реке *А* остался без изменения на высоте $h_{p2}=6$ *м*. До подпора горизонт воды в реке *Б* находился на высоте $h_{p1}=8{,}0$ *м* над водоупором. Ширина водораздельного массива $L=1200$ *м*;

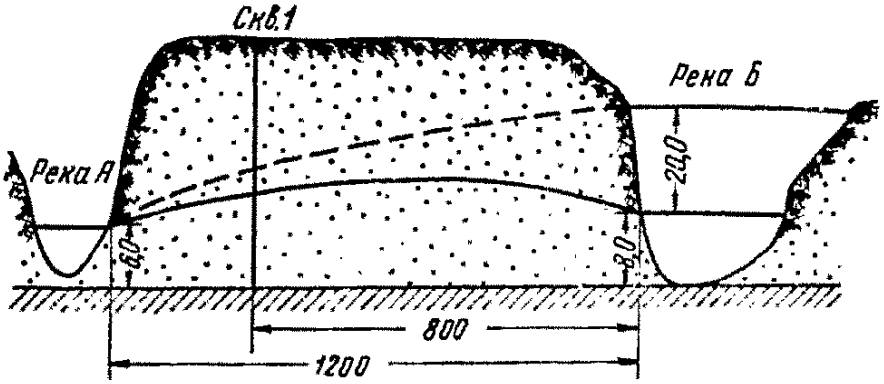


Рис. 79

водоупорное ложе горизонтальное. Водоносный пласт однородный, коэффициент фильтрации его 15 *м/сутки*. В 800 *м* от реки *Б* заложена буровая скв. *1*, по которой установлена мощность водоносного горизонта $h=7{,}5$ *м*. Требуется установить: 1) будет ли иметь место фильтрация воды из водохранилища в реку *А*; 2) если она будет иметь место, то каков будет фильтрационный расход на 1000 *м* длины берега.

Решение. 1. Для ответа на первый вопрос необходимо знать величину инфильтрационного питания w.

Определим величину w по формуле (148) исходя из известных данных о кривой депрессии до подпора:

$$w=k\left[\frac{h^2-h_1^2}{(L-x)x}+\frac{h_1^2-h_2^2}{(L-x)L}\right],$$

где по условию задачи: $k=15$ *м сутки*; $h=7{,}5$ *м*; $h_1=h_{p1}=8{,}0$ *м*; $h_2=h_{p2}=6{,}0$ *м*; $L=1200$ *м*; $x=800$ *м*.

Подставив эти значения величин в формулу, получим:

$$w=15{,}0\left[\frac{7{,}5^2-8{,}0^2}{(1200-800)\,800}+\frac{8{,}0^2-6{,}0^2}{(1200-800)\,1200}\right]=$$

$$=0{,}00052\ м/сутки=0{,}52\ мм/сутки.$$

Выше, при рассмотрении уравнения (172), было устаиовлено, что при $k\frac{y_1^2-y_2^2}{L}>wL$ происходит фильтрация воды из водохранилища, а при $k\frac{y_1^2-y_2^2}{L}<wL$ — не происходит.

По условию задачи: $k=15{,}0$ *м/сутки*; $y_1=h_{p1}+z=8{,}0+20{,}0=28{,}0$ *м*; $y_2=h_{p2}=6{,}0$ *м*; $L=1200$ *м*; $w=0{,}00052$ *м/сутки*. Подставив значения известных величин в приведенное неравенство, получим:

$$15{,}0\frac{28{,}0^2-6{,}0^2}{1200}>0{,}00052\cdot 1200.$$

Следовательно, фильтрация воды из водохранилища вглубь берега будет иметь место.

2. Фильтрационный расход воды определяется по формуле (172):

$$q=k\frac{y_1^2-y_2^2}{2L}-\frac{wL}{2}.$$

Для 1000 *м* длины берега, подставляя числовые значения символов, получим:

$$Q=1000\left(15{,}0\frac{28{,}0^2-6{,}0^2}{2\cdot 1200}-\frac{0.00052\cdot 1200}{2}\right)=4060\ м^3/сутки.$$

Задача № 58

Водохранилище устраивается в сухой балке (рис. 80); подземные воды находятся на глубине 10 *м* ниже дна балки и движутся в галечниковых отложениях древней реки с коэффициентом фильтрации 45,0 *м/сутки*; уклон их зеркала незначительный. Кровля галечниковых образований находится на глубине 5 *м* ниже дна балки. Дно и склоны балки слагаются суглинками с коэффициентом фильтрации 0,5 *м/сутки*. Глубина водохранилища 4,0 *м*; ширина балки по дну 100 *м*; угол откоса водохранилища 36°; длина откоса 6,8 *м*. Требуется определить фильтрационный расход через дно водохранилища, фильтрационный расход через склон берега и суммарный расход через дно и склоны балки на протяжении 1000 *м* берега водохранилища.

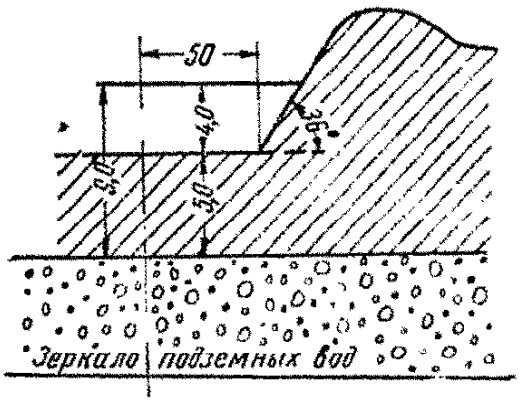


Рис. 80

Решение. Так как ширина водохранилища значительно превосходит его глубину, а зеркало подземных вод располагается в хорошо водопроницаемых породах, то фильтрационный расход через дно балки на единицу длины одного берега может быть определен по формуле (177):

$$q'=\frac{kHb_0}{2h},$$

где $k=0{,}5$ *м/сутки*; $H=9{,}0$ *м*; $b_0=100$ *м*; $h=5{,}0$ *м*.

Подставив в формулу числовые значения, получим:

$$q' = \frac{0{,}5 \cdot 9{,}0 \cdot 100{,}0}{2 \cdot 5{,}0} = 45{,}0 \ м^3/сутки.$$

2. Фильтрационный расход через склон берега на единицу его ширины определяется по формуле (177а):

$$q'' = \cdot \frac{kHb}{0{,}0087\,\varphi\, b + h},$$

где $b = 6{,}8$ *м*; $\varphi = 36°$; остальные обозначения величин прежние.

Подставив эти значения в формулу, получим:

$$q'' = \frac{0{,}5 \cdot 9{,}0 \cdot 6{,}8}{0{,}0087 \cdot 36 \cdot 6{,}8 + 5{,}0} = 4{,}3 \ м^3/сутки.$$

3. Суммарный расход воды на фильтрацию через дно и один склон балки, отнесенный к единице длины одного берега, равен

$$q = q' + q'' = 45{,}0 + 4{,}3 = 49{,}3 \ м^3/сутки.$$

Фильтрационный расход из водохранилища на 1 *пог. м* его длины равен

$$2q = 49{,}3 \cdot 2 = 98{,}6 \ м^3/сутки,$$

а на 1000 *м* длины берега водохранилища суммарный фильтрационный расход составит

$$Q = 98{,}6 \cdot 1000 = 98\,600 \ м^3 \ сутки.$$

Задача № 59

Через водораздельный массив шириной 297 *м* происходит фильтрация воды из реки в водоотводной канал (рис. 81).

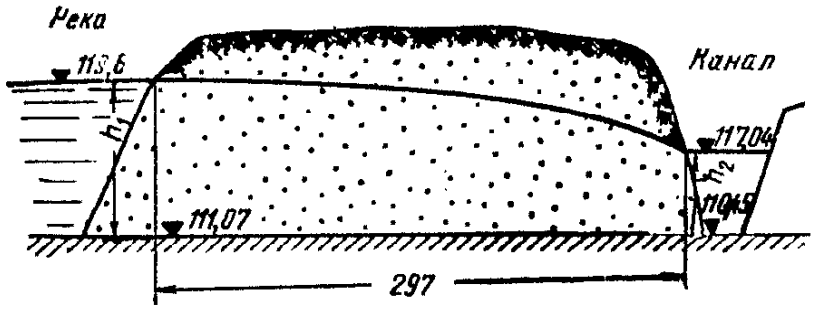


Рис. 81

Определить фильтрационный расход из реки на 1 *пог. км* ее длины, если известно, что горизонт воды в реке имеет отметку 119,6 *м*, в водоотводном канале 117,04 *м*; отметка водоупорного ложа на урезе реки 111,07 *м*, на урезе канала 110,45 *м*;

коэффициент фильтрации фильтрующих пород 10,0 *м/сутки*; дневная поверхность покрыта асфальтом.

Решение. Так как ширина междуречья незначительна и инфильтрация осадков сверху затруднена искусственным покрытием, то вычисление фильтрационного расхода для единицы длины реки производим по формуле (150):

$$q = k\frac{h_1 + h_2}{2}\cdot\frac{H_1 - H_2}{l}.$$

Подставив известные числовые значения буквенных величин: $k = 10{,}0$ *м/сутки*; $h_1 = 119{,}60 - 111{,}07 = 8{,}53$ *м*; $h_2 = 117{,}04 - 110{,}45 = 6{,}59$ *м*; $l = 297$ *м*, получим:

$$q = 10{,}0\,\frac{8{,}53 + 6{,}59}{2}\cdot\frac{119{,}60 - 117{,}04}{297} = 0{,}652\ м^3/сутки,$$

откуда расход на 1 *пог. км* берега водохранилища

$$Q = 1000q = 652\ м^3/сутки = 7{,}6\ л/сек.$$

Задача № 60

Через нешироκий водораздельный массив (рис. 82) происходит фильтрация воды из водохранилища в соседнее понижение местности, где фильтрационные воды выходят на дневную поверхность. Требуется определить фильтрационный расход на 1 *км* протяжения берега водохранилища, если известно, что отметка уровня воды в водохранилище равна 120,0 *м*; водоупор горизонтальный, залегает на отметке 102,0 *м*; коэффициент фильтрации пород массива $k = 53{,}0$ *м/сутки*; на склоне к водохранилищу развит делювиальный чехол из супесей с коэффициентом фильтрации 0,2 *м/сутки*; средняя мощность этого чехла 2 *м*.

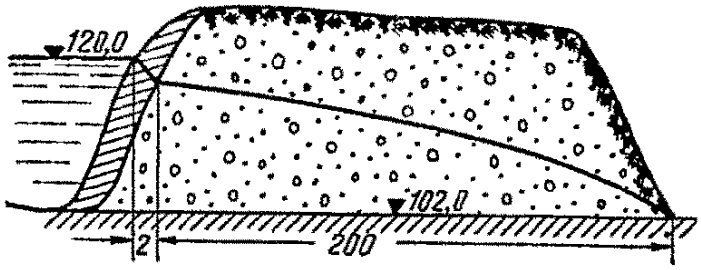


Рис. 82

Решение. Ввиду малой протяженности водораздельного массива инфильтрационным питанием можно пренебречь; тогда с учетом разнородности пород для определения единичного расхода фильтрационного потока можно применить формулу (179), которая при наличии делювиального чехла только на одном склоне массива будет иметь вид:

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}\right)},$$

где, по условию задачи,

h_1 — мощность грунтового потока на урезе водохранилища, равная $120{,}0 - 102{,}0 = 18{,}0$ *м*;

h_2 — мощность потока в месте выхода его на поверхность, равная нулю;

l_1 — средняя мощность делювиального чехла, равная 2 *м*;

l_2 — протяженность остальной, большей части междуречья, равная 200 *м*;

$k_1 = 0{,}2$ *м/сутки*;

$k_2 = 53{,}0$ *м/сутки*.

После подстановки в формулу числовых значений получим:

$$q = \frac{18{,}0^2}{2\left(\frac{2}{0{,}2} + \frac{200}{53{,}0}\right)} = 12 \text{ м}^3/\text{сутки},$$

откуда фильтрационный расход на 1 *пог. км* берега будет равен

$$Q = 12 \cdot 1000 = 12\,000 \text{ м}^3/\text{сутки} = 14 \text{ л/сек}.$$

Интересно отметить, что при отсутствии делювиального чехла фильтрационный расход был бы равен

$$Q = 1000 \cdot 53{,}0 \frac{18^2}{2 \cdot 200} = 43\,000 \text{ м}^3/\text{сутки} = 49{,}8 \text{ л/сек},$$

т. е. в 3,5 раза больше.

Задача № 61

Через узкий закарстованный водораздельный массив происходит фильтрация из реки в глубокий овраг, в котором обнажается горизонтальное водоупорное ложе потока на отметке 100,0 *м* (рис. 83). Горизонт воды в реке находится на отметке 105,0 *м*; ширина водораздельного массива 150 *м*.

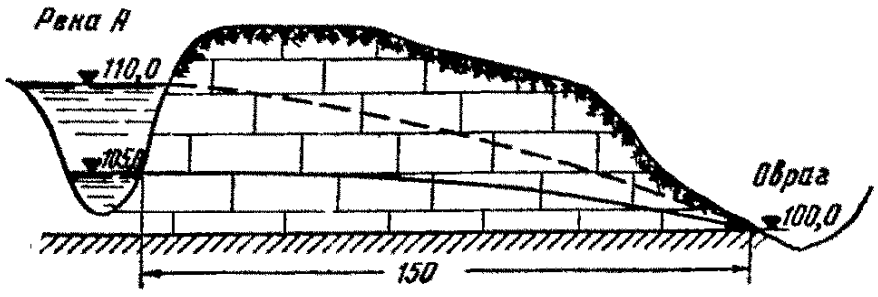


Рис. 83

В связи с подпором горизонта воды в реке до отметки 110,0 *м* требуется определить фильтрационный расход потока после подпора на 1 *пог. м* берега, если, кроме указанного, известно, что единичный расход выклинивающего потока до подпора,

определенный при помощи замера дебита источников, составляет 0,05 *л/сек*: кроме того, требуется найти значение осредненного коэффициента фильтрации пород массива.

Решение. 1. На основании фактических данных о расходе выклинивающегося потока, мощности потока на урезе реки и ее подпоре можно, воспользовавшись методом аналогий, предложенным Каменским, выполнить расчет единичного расхода потока после подпора по формуле (180):

$$q_1 = q\left(\frac{h_1 + z_1}{h_1}\right)^2,$$

где $q = 0{,}05$ *л/сек* $= 4{,}32$ *м³/сутки*; $h_1 = 105{,}0 - 100{,}0 = 5{,}0$ *м*; $z_1 = 110{,}0 - 105{,}0 = 5{,}0$ *м*.

После подстановки значений этих величин в формулу получим:

$$q_1 = 4{,}32\left(\frac{5{,}0 + 5{,}0}{5{,}0}\right)^2 = 17{,}28 \text{ м}^3/\text{сутки} = 0{,}2 \text{ л сек}.$$

2. Величина водопроницаемости или коэффициент фильтрации пород, слагающих массив, определится из уравнения (150) для расхода потока до подпора:

$$q = k\frac{h_1}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{l};$$

здесь $q = 4{,}32$ *м³/сутки*; $h_1 = 5{,}0$ *м*; $H_1 = 105{,}0$ *м*; $H_2 = 100{,}0$ *м*; $l = 150$ *м*.

Подставляя эти значения и решая уравнение относительно k, найдем:

$$k = \frac{4{,}32 \cdot 2 \cdot 150}{5{,}0\,(105{,}0 - 100{,}0)} = 51{,}8 \text{ м/сутки}.$$

Величину k можно определить также исходя из величины расхода воды после подпора $q = 0{,}2$ *л/сек* $= 17{,}28$ *м³/сутки* мощности потока на урезе реки после подпора $h_1 + z_1 = 10{,}0$ *м*, и отметки горизонта ее $H_1 + z_1 = 110{,}0$ *м*:

$$k = \frac{17{,}28 \cdot 2 \cdot 150}{10{,}0\,(110{,}0 - 100{,}0)} = 51{,}8 \text{ м/сутки}.$$

Задача № 62

В трех случаях различного соотношения горизонтов воды в соседних реках *А* и *Б* (см. рис. 84, 85, 86) определить фильтрационные потери из водохранилища при подпоре воды в реке *А* на 6 *м* в целях выбора лучшей из этих схем (с наименьшими потерями на фильтрацию) для сооружения водохранилища на реке *А*. В верхней части разреза междуречья залегают суглинки; водоносная часть пород представлена песками

с коэффициентом фильтрации 10,0 *м сутки*. Данные для расчета приведены на рис. 84, 85 и 86.

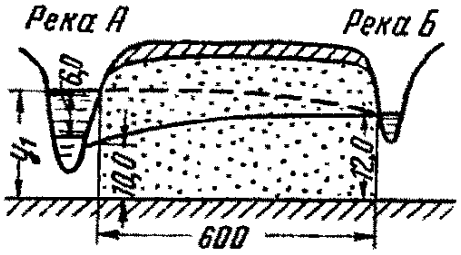


Рис. 84

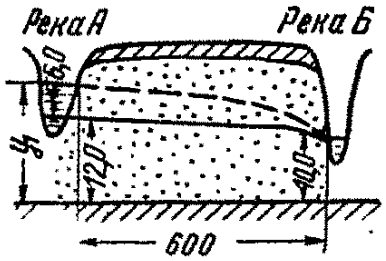


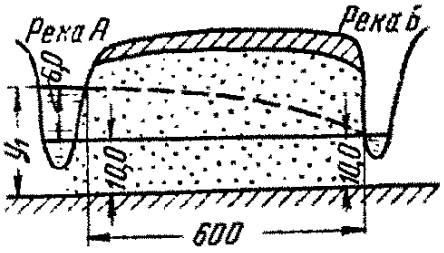
Рис. 85

Решение. Фильтрационные потери на единицу ширины потока при установившемся движении определяются из уравнения (181):

$$q_п = q_1 - q_2.$$

Ввиду наличия слабо водопроницаемых пород в верхней части разреза и небольшой ширины междуречья инфильтрационным питанием сверху пренебрегаем. Для рассматриваемого случая горизонтального однородного пласта можно применить уравнение (183):

$$q_п = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1).$$



Рйс. 86

В случае схемы, изображенной на рис. 84, где горизонт воды в реке *А* до подпора находится ниже уровня воды в реке *Б*, величина фильтрационных потерь, согласно формуле (183), составит

$$q_п = \frac{10,0}{2 \cdot 600}(6,0^2 + 2 \cdot 10 \cdot 6,0) = 1,30 \ м^3/сутки.$$

Во втором случае (рис. 85), при совпадении направления движения грунтового потока до и после подпора, величина фильтрационных потерь определится из того же уравнения (183):

$$q_п = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1) = \frac{10,0}{2 \cdot 600}(6,0^2 + 2 \cdot 12,0 \cdot 6,0) = 1,50 \ м^3/сутки.$$

В третьем случае (рис. 86), при горизонтальном положении зеркала грунтовых вод до подпора, фильтрационные потери по той же формуле будут равны

$$q_п = \frac{k}{2l}(z_1^2 + 2h_1 z_1) = \frac{10,0}{2 \cdot 600}(6,0^2 + 2 \cdot 10,0 \cdot 6,0) = 1,30 \ м^3/сутки.$$

Результаты расчета показывают, что наибольшие фильтрационные потери образуются при совпадении направлений дви-

жения фильтрационных вод до и после подпора. Случай горизонтального положения зеркала грунтовых вод до подпора и случай притока этих вод до подпора к реке, на которой устраивается водохранилище, характеризуются наименьшей величиной фильтрационных потерь.

Задача № 63

Междуречный массив шириной $l = 600$ *м* сложен однородными песками с коэффициентом фильтрации 10,0 *м/сутки*. Водоупор имеет падение к реке *А* с уклоном $i = 0{,}005$.

В связи с устройством на реке *А* водохранилища горизонт воды в ней испытывает подпор на 6,0 *м*. Требуется определить величину фильтрационных потерь из реки *А* на 1 *пог. км* ее длины после устройства водохранилища; движение фильтрационных вод после подпора будет направлено от реки *А* к реке *Б*. Необходимые для расчета данные приведены на рис. 87.

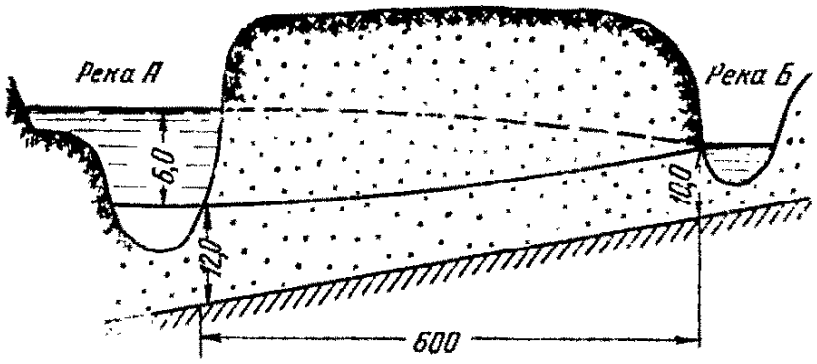


Рис. 87

Решение. В связи с наклонным положением водоупорного ложа для определения фильтрационных потерь на единицу ширины потока можно использовать формулу (188) Н. Н. Биндемана:

$$q = \frac{kz_1}{2}\left(\frac{z_1 + 2h_1}{l} \pm i\right),$$

где по условию задачи: $k = 10{,}0$ *м/сутки*: $z_1 = 6{,}0$ *м*; $h_1 = 12{,}0$ *м*; $l = 600$ *м*; $i = 0{,}005$, причем ввиду падения водоупорного ложа к реке *А* перед величиной i ставится знак минус.

После подстановки в эту формулу числовых значений получим:

$$q_п = \frac{10.0 \cdot 6{,}0}{2}\left(\frac{6{,}0 + 2 \cdot 12{,}0}{600} - 0{,}005\right) = 1{,}35 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Фильтрационные потери на 1 *пог. км* длины берега составят

$$Q = 1000 q_п = 1350 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

ГЛАВА VIII
РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ И ДЕБИТА ГРУНТОВЫХ ВОД (ПРОГНОЗ РЕЖИМА ГРУНТОВЫХ ВОД)

§ 28. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ ПИТАНИЯ И БАЛАНСА ГРУНТОВЫХ ВОД

Расчет колебания уровня грунтовых вод во времени основывается на теории неустановившегося движения и представляет собой задачу прогноза режима грунтовых вод.

Для решения этой задачи необходимо знать величину инфильтрационного питания грунтовых вод и изменение этого питания под воздействием различных факторов. В числе последних могут быть изменения в положении горизонтов воды открытых водотоков, приводящие к подъему или спаду грунтовых вод, поливное орошение, дренаж вод и т. п.

Расчет неустановившегося движения грунтовых вод, характеризующегося непрерывным изменением мощностей, уклонов и расхода потока в том или ином сечении пласта, в ряде случаев для практических целей может быть сведен к расчету установившегося, т. е. не изменяющегося во времени, движения. Рассмотрение на отдельных этапах неустановившегося движения как установившегося возможно при незначительных и длительных колебаниях уровня грунтовых вод.

Для вычисления инфильтрационного питания грунтовых вод, исходя из теории установившегося движения, может служить рассмотренная выше формула (148):

$$w = k\left[\frac{h^2 - h_1^2}{(L-x)\,x} + \frac{h_1^2 - h_2^2}{(L-x)\,L}\right].$$

Здесь инфильтрационное питание рассматривается как среднее за длительный промежуток времени поступление инфильтрационной воды в грунтовый поток, выражаемое высотой слоя воды в единицу времени. Исходными данными для расчета w служат мощности потока в трех сечениях (h_1, h и h_2), расстояния между ними (x, $L - x$) и коэффициент фильтрации водоносного пласта k.

Неустановившееся одномерное движение грунтовых вод в однородном водоносном пласте при допущении, что мощ-

ность потока постоянна и равна средней величине h, выражается в общем виде дифференциальным уравнением

$$\frac{dH}{dt} = \frac{kh}{\mu} \cdot \frac{d^2H}{dx^2} + \frac{w}{\mu}, \qquad (209)$$

где H — абсолютная отметка уровня грунтовых вод в сечении x;

t — время;

x — расстояние от начального сечения до данного сечения потока;

остальные обозначения прежние.

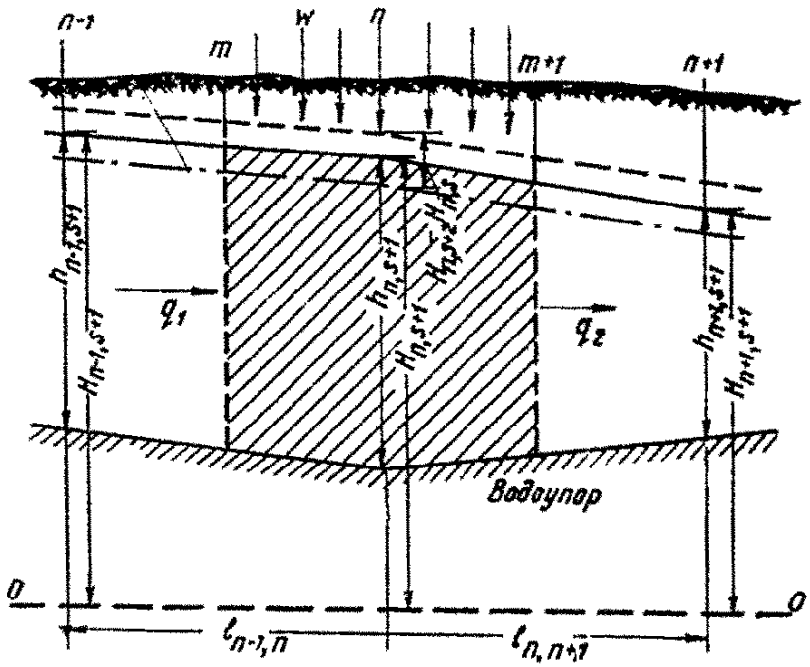


Рис. 88. Схема элемента грунтового потока при неустановившемся движении

верхняя кривая—кривая депрессии на конечный момент $s+2$ промежутка времени Δt; средняя—то же на промежуточный момент $s+1$ того же промежутка времени; нижняя—то же на начальный момент s того же промежутка времени

Г. Н. Каменский предложил пользоваться уравнением неустановившегося движения грунтовых вод в конечных разностях:

$$\frac{H_{n,\,s+2} - H_{n,\,s}}{\Delta t} = \frac{2k}{\mu\,(l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1})} \left(\frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n,\,s+1}}{2} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \frac{H_{n-1,\,s+1} - H_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \frac{h_{n,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} \cdot \frac{H_{n,\,s+1} - H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}} \right) +$$

$$+ \frac{w}{\mu}; \qquad (210)$$

здесь $H_{n,\,s+2}$ — уровень грунтовых вод в среднем сечении потока n (рис. 88), зафик-

сированный в конечный момент $s+2$ данного промежутка времени;

$H_{n,\,s}$ — уровень грунтовых вод в том же сечении потока в начальный момент s периода наблюдений;

$h_{n-1,\,s+1}$; $h_{n,\,s+1}$; $h_{n+1,\,s+1}$ — мощности грунтового потока в верхнем $n-1$, среднем n и нижнем $n+1$ по потоку сечениях в средний момент $s+1$ данного отрезка времени;

$H_{n-1,\,s+1}$; $H_{n,\,s+1}$; $H_{n+1,\,s+1}$ — уровни грунтового потока в верхнем, среднем и нижнем сечениях в средний момент $s+1$ отрезка времени;

$l_{n-1,\,n}$; $l_{n,\,n+1}$ — расстояния между верхним и средним и между средним и нижним сечениями;

w — инфильтрационное питание грунтовых вод в единицу времени;

k — коэффициент фильтрации;

μ — водоотдача грунтов при понижении уровня воды или недостаток насыщения грунтов над капиллярной зоной при повышении уровня воды;

Δt — промежуток времени от момента s до момента $s+2$.

При наличии данных о колебании уровня грунтовых вод в трех наблюдательных скважинах, расположенных вдоль потока, пользуясь уравнением (210), можно вычислить инфильтрационное питание w за данный промежуток времени.

При наклонном водоупоре расчетное уравнение для вычисления w, по Каменскому, имеет следующий вид:

$$w=\mu\frac{H_{n,\,s+2}-H_{n,\,s}}{\Delta t}-\frac{2k}{l_{n-1,n}+l_{n,n+1}}\left(\frac{h_{n-1,\,s+1}+h_{n,\,s+1}}{2}\cdot\right.$$

$$\left.\cdot\frac{H_{n-1,\,s+1}-H_{n,\,s+1}}{l_{n-1,n}}-\frac{h_{n,\,s+1}+h_{n+1,\,s+1}}{2}\cdot\frac{H_{n,\,s+1}-H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}}\right),\quad(210a)$$

где обозначения прежние.

При горизонтальном водоупоре эта формула упрощается:

$$w=\mu\frac{h_{n,\,s+2}-h_{n,\,s}}{\Delta t}-\frac{k}{l_{n-1,n}+l_{n,n+1}}\cdot\left(\frac{h^2_{n-1,\,s+1}-h^2_{n,\,s+1}}{l_{n-1,n}}-\right.$$

$$\left.-\frac{h^2_{n,\,s+1}-h^2_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}}\right),\quad(211)$$

где $h_{n,\,s}$ — мощность потока в среднем сечении в начальный момент s данного отрезка времени,

$h_{n,\,s+2}$ — мощность потока в том же сечении в конечный момент $s+2$ данного отрезка времени.

Рассмотренные уравнения справедливы для одномерного, или плоского, потока грунтовых вод. В случае радиального потока необходимо учитывать изменение его ширины вдоль движения, что достигается построением карты гидроизогипс и нормальных к ним линий токов.

Для вычисления инфильтрационного питания при радиальном потоке в однородном пласте может служить уравнение

$$w = \mu \frac{H_{n,\,s+2} - H_{n,\,s}}{\Delta t} - \frac{k}{b_n (l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1})} \left[\left(b_{n-1} h_{n-1,\,s+1} + \right.\right.$$

$$\left. + b_n h_{n,\,s+1} \right) \cdot \frac{H_{n-1,\,s+1} - H_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \left(b_n h_{n,\,s+1} + \right.$$

$$\left.\left. + b_{n+1} h_{n+1,\,s+1} \right) \frac{H_{n,\,s+1} - H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}} \right], \qquad (212)$$

где b_{n-1}; b_n; b_{n+1} — ширина потока грунтовых вод соответственно в верхнем, среднем и нижнем сечениях;

остальные обозначения прежние.

При наличии данных о колебании (снижении) уровня грунтовых вод в зимний период, когда инфильтрационное питание можно считать равным нулю, из уравнения (210) можно вычислить величину водоотдачи μ.

Уравнение (210) выражает собой баланс грунтовых вод, который складывается из приходных и расходных элементов.

Приходными, или положительными, элементами баланса грунтовых вод для элемента потока, ограниченного сечениями m и $m+1$, проходящими посередине между расчетными сечениями $n-1$, n и $n+1$ (см. рис. 88), являются приток грунтовых вод

$$q_1 = k \frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n,\,s+1}}{2} \cdot \frac{H_{n-1,\,s+1} - H_{n,\,s+1}}{l_{n,\,n-1}},$$

поступающий в элемент потока, и питание потока сверху

$$w \Delta x = w \frac{l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1}}{2}$$

(здесь q_1 — единичный расход, Δx — длина элемента потока). При этом следует заметить, что величина питания грунтовых вод может иметь различные знаки. В случае положительного значения этого питания оно представляет собой инфильтрацию,

которую мы попрежнему будем обозначать через w, а при отрицательном значении питання оно заменяется испарением грунтовых вод, которое при наличии растительности и неглубоком нахожденин воды уснивается транспирацией. В этом случае величину питания мы будем обозначать через u. Величиина испарения совместно с транспирацией относится к отрицательным, илн расходным, элементам баланса. К ним же относится и отток грунтовых вод из данного элемента потока, равный

$$q_2 = k \frac{h_{n,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} \cdot \frac{H_{n,\,s+1} - H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}}.$$

Изменение запасов грунтовых вод в элементе потока протяженностью Δx за время Δt равно

$$\mu \Delta H \Delta x = \mu (H_{n,\,s+2} - H_{n,\,s}) \frac{l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1}}{2}. \qquad (213)$$

На основании изложениого, с учетом уравнения (210), можно написать более простое выражение для баланса грунтовых вод:

$$\mu \Delta H \Delta x = (q_1 - q_2) \Delta t + w \Delta x \Delta t \qquad (214)$$

или

$$\mu \Delta H = \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t + w \Delta t; \qquad (214а)$$

здесь $\Delta q = q_1 - q_2$; ΔH — изменение уровня грунтовых вод за отрезок времени Δt;

Δx — протяженность элемента потока при одномерном движении.

Таким образом, если имеются графики годовых колебаний уровня грунтовых вод по трем скважинам, расположенным по потоку, то для элемента его, ограниченного серединами интервалов между скважинами, можно вычислять как для отдельных отрезков времени Δt, так и для годового цикла в целом отдельные элементы баланса. Порядок этого вычисления следующий.

Прежде всего для каждого интервала времени Δt по формуле (210а) вычисляют питание потока сверху; при положительном значении его это будет инфильтрация сверху w, при отрицательном — испаренне u. Зная величину питания, легко определить разницу между притоком и оттоком грунтовых вод, отнесенную к единице длины $\left(\frac{\Delta q}{\Delta x}\right)$, по формуле, вытекающей из уравнения (214а):

$$\frac{\Delta q}{\Delta x} = \mu \frac{\Delta H}{\Delta t} - w,$$

для чего требуется дополнительно знать лишь изменение уровня воды ΔH и величину μ.

Затем определяют значения указанных элементов баланса для соответствующих промежутков времени, производя умножение суточных величин $\frac{\Delta q}{\Delta x}$, w и u на промежуток времени Δt.

После этого суммируют за год отдельно положительные значения $\frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$, представляющие собой накопление воды за счет превышения подземного притока над подземным оттоком, и отдельно отрицательные значения той же величины, выражающие собой отток грунтовых вод за вычетом притока. Таким же путем производят сложение за годовой период значений положительного питания грунтовых вод сверху $w\Delta t$ и отрицательного питания $u\Delta t$.

В результате получают годовой баланс грунтовых вод, выражаемый обобщенным уравнением

$$\Sigma\mu\Delta H = \Sigma_1 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t - \Sigma_2 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t + \Sigma w\,\Delta t - \Sigma u\,\Delta t, \quad (215)$$

где $\Sigma\mu\Delta H$ — годовой баланс грунтовых вод, или суммарное изменение за год запасов воды в данном элементе потока; при постоянном μ он равен $\mu\Sigma\Delta H$, где $\Sigma\Delta H$ — изменение уровня воды за год в среднем сечении потока;

$\Sigma_1 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$ и $\Sigma_2 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$ — годовые суммы накопления и убыли грунтовой воды за счет бокового притока или оттока в том же элементе потока;

$\Sigma w\,\Delta t$ — годовая сумма инфильтрационного питания сверху;

$\Sigma u\,\Delta t$ — годовая сумма испарения грунтовых вод, или отрицательного питания.

Элементы баланса грунтовых вод можно связать с элементами общего водного баланса для данной территории при помощи следующего уравнения:

$$\mu\Sigma\Delta H = N + Q_1 - Q_2 + P_1 - P_2 \pm L + K - V \pm (D_1 + D_2), \quad (216)$$

где N — атмосферные осадки, выпадающие в данном районе за годовой период;

Q_1 — приток грунтовых вод в данный район за год;

Q_2 — отток грунтовых вод из данного района в течение года;

P_1 — приток поверхностных вод в данный район за год;

P_2 — отток поверхностных вод из данного района в течение года;

L — изменение запаса воды в слое снега, наблюденное в конце года;

K — конденсация водяных паров атмосферы за год;

V — испарение с дневной поверхности данного района за год;

D_1 — изменение содержания влаги в зоне аэрации;

D_2 — изменение запасов воды в открытых водоемах и водотоках к концу балансового года.

Все величины выражены в миллиметрах слоя воды.

При положительных значениях D_1 и D_2 перед их суммой ставится знак минус, при отрицательных значениях — знак плюс. По тому же принципу ставится знак перед L.

Если принять во внимание, что

$$\Sigma_1 \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t - \Sigma_2 \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t = Q_1 - Q_2 \text{ и } \Sigma w \Delta t - \Sigma u \Delta t = W,$$

(где W — суммарное инфильтрационное питание грунтовых вод за вычетом испарения в течение года),

то на основании сравнения приведенных выше уравнений (215) и (216) можно написать:

$$W = N + P_1 - P_2 \pm L + K - V \pm (D_1 + D_2). \qquad (217)$$

Это уравнение выражает непосредственную связь инфильтрационного питания грунтовых вод с гидрометеорологическими факторами. Все величины, входящие в это уравнение, выражаются попрежнему в миллиметрах слоя воды.

§ 29. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ УРОВНЕЙ ГРУНТОВЫХ ВОД ВО ВРЕМЕНИ

Изменение уровня грунтовых вод вызывается изменением величины питания этих вод, которое имеет место, например, при орошении, а также изменениями горизонтов воды в дренирующих реках в случае их подпора, при проведении осушительных мероприятий или, наконец, при искусственном дренировании вод.

Задача по прогнозу режима грунтовых вод во всех перечисленных случаях решается при помощи уравнения неустановившегося движения в конечных разностях (210). Это уравнение можно переписать относительно неизвестного уровня воды в среднем сечении потока для заданного момента времени $s+2$ в виде:

$$H_{n,\,s+2} = H_{n,\,s} + \frac{2k\,\Delta t}{\mu (l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1})} \left(\frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n,\,s+1}}{2} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \frac{H_{n-1,\,s+1} - H_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \frac{h_{n,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} \cdot \frac{H_{n,\,s+1} - H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}} \right) +$$

$$+ \frac{w}{\mu} \Delta t. \qquad (218)$$

При горизонтальном залегании водоупора и однородном строении водоносного пласта мощность потока в среднем сечении в заданный момент времени $s+2$ будет равна

$$h_{n,\,s+2} = h_{n,\,s} + \frac{k\Delta t}{\mu (l_{n-1,n} + l_{n,n+1})}\left(\frac{h^2_{n-1,\,s+1} - h^2_{n,\,s+1}}{l_{n-1,n}} - \right.$$

$$\left. - \frac{h^2_{n,s+1} - h^2_{n+1,\,s+1}}{l_{n,n+1}}\right) + \frac{w}{\mu}\Delta t. \qquad (219)$$

Для построения кривой депрессии на любой момент времени $s+2$ при помощи уравнения (218) или (219) необходимо знать положение кривой в предшествующий момент времени s и в промежуточный момент $s+1$, а также данные о водопроницаемости пласта k и его водоотдаче μ. В качестве граничных условий надо иметь графики изменения во времени горизонтов воды в дренирующих реках. В случае отсутствия одной из дренирующих рек при построении депрессионных кривых по направлению от реки к водоразделу принимают уклон потока на водоразделе равным нулю или допускают, что на значительном расстоянии от реки уклон потока остается неизменным.

В случае подпора грунтовых вод прогноз изменения уровня воды заключается в расчете развития подпора во времени. Величину инфильтрационного питания w принимают равной величине питания, полученной по расчету колебания уровня грунтовых вод до подпора. Однако при значительных изменениях глубины зеркала воды в связи с подпором в ряде случаев необходимо учитывать и изменение w. Величина этого изменения определяется на основании предварительного сравнительного расчета w для одних и тех же сезонов года при различной глубине зеркала воды.

При прогнозе изменения уровня грунтовых вод под влиянием запроектированного орошения учитывается измененное инфильтрационное питание грунтовых вод w, а также граничные условия на концах потока. Величина w определяется исходя из заданных норм полива при орошении. Для этого на существующих орошаемых массивах проводятся наблюдения над режимом грунтовых вод при различных оросительных нормах. Анализ наблюденных колебаний уровня грунтовых вод позволяет установить зависимости между оросительными нормами и величиной w, которые используются при указанных прогнозах. Порядок решения перечисленных задач о прогнозе изменения уровней рассматривается ниже при решениях типовых задач.

Для упрощения техники вычислений уровней грунтовых вод вдоль створа скважин уравнение (218) можно преобразовать, допустив, что расстояния между сечениями одинаковы и равны

$l_{n-1,n} = l_{n,n+1} = \Delta x$, а полусуммы мощностей равны средней мощности, т. е.

$$\frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n,\,s+1}}{2} = \frac{h_{n,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} = h_{ср}.$$

Тогда уравнение (218) перепишется в виде:

$$H_{n,\,s+2} = H_{n,\,s} + \frac{2k\,\Delta\,th_{ср}}{\mu\,(\Delta x)^2}\left(\frac{H_{n-1,\,s+1} + H_{n+1,\,s+1}}{2} - H_{n,\,s+1}\right) + \\ + \frac{w}{\mu}\Delta t. \qquad (218а)$$

Если подобрать такие расстояния между сечениями Δx и такие промежутки времени Δt, чтобы выражение $\frac{2k\,\Delta\,th_{ср}}{\mu\,(\Delta x)^2}$ было равно единице, то уравнение упростится еще более:

$$H_{n,\,s+2} = H_{n,\,s} - H_{n,\,s+1} + \frac{H_{n-1,\,s+1} + H_{n+1,\,s+1}}{2} + \frac{w}{\mu}\Delta t. \qquad (218б)$$

Вычисление по этому уравнению уровня воды на заданный момент времени $s+2$ сводится к нахождению среднего арифметического из уровней в соседних слева и справа сечениях в средний момент заданного промежутка времени Δt и сложению полученной величины с разностью между уровнями в среднем сечении потока в начальный и средний моменты того же промежутка времени. Уровни воды в средний момент $s+1$ промежутка времени Δt принимаются по фактическим наблюдениям или исходя из расчетных уровней на предшествующий момент. В последнем случае Δt надо отсчитывать от среднего момента предшествующего промежутка времени. Интервалы времени следует принимать одинаковыми.

При наличии в поперечнике наблюдательных скважин, отстоящих друг от друга на разных расстояниях, строят исходную для расчета кривую депрессии, ординаты которой вычисляют по обычной формуле Дюпюи, используя наблюденные уровни в скважинах. При этом расстояния между сечениями потока выбирают равными $\Delta x = \sqrt{\frac{2k\,\Delta t\,h_{ср}}{\mu}}$, а Δt принимают произвольно. В случае расчета подпорных кривых депрессии промежутки времени, отсчитываемые от момента подъема горизонта воды в реке, выбирают по возможности наименьшими (в несколько суток).

В некоторых случаях, при значительных и плавных периодических колебаниях горизонта воды в дренирующей реке, с которой гидравлически связаны грунтовые воды, можно допустить, что закон этих колебаний выражается уравнением синусоиды.

При этом допущении колебание уровня грунтовых вод в прибрежной зоне можно выразить уравнением Форхгеймера:

$$z = He^{-x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}}} \cdot \sin\left(\frac{\pi t}{T} - x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}}\right), \qquad (220)$$

где z — подъем или спад уровня грунтовых вод над средним горизонтом воды в реке;

H — максимальный подъем или спад горизонта воды в реке над ее средним уровнем;

x — расстояние от реки до данного сечения потока;

μ — водоотдача водоносных пород;

k — коэффициент фильтрации;

h — средняя мощность потока грунтовых вод;

T — продолжительность подъема горизонта воды от среднего уровня до высоты H или спада его от высоты H до среднего уровня (полупериод колебания горизонта воды в реке);

t — время от начала подъема горизонта воды в реке.

Величина максимального подъема уровня грунтовых вод выражается уравнением

$$z_{max} = He^{-x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}}}. \qquad (221)$$

Наблюдая за скоростью распространения максимального горизонта грунтовых вод (считая, например, время появления максимума уровня в скважине от момента прохождения наивысшего горизонта воды в реке), можно вычислить величину $\frac{k}{\mu}$ из уравнения

$$u = \sqrt{\frac{2\pi kh}{\mu l}}, \qquad (222)$$

где u — скорость распространения волны грунтовых вод, отмечаемая по максимуму.

Наконец, если использовать наблюденные максимальные повышения уровня грунтовых вод z_1 и z_2 в двух скважинах, расположенных на расстояниях x_1 и x_2 от уреза реки, то можно вычислить постоянный коэффициент

$$r = \sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}} = \frac{\ln z_1 - \ln z_2}{x_2 - x_1}, \qquad (223)$$

который позволяет перейти к прогнозу колебания уровня грунтовых вод без лабораторного определения коэффициента фильтрации и водоотдачи пород.

В некоторых случаях уравнение (223) целесообразно применить к анализу паводкового колебания уровня грунтовых вод для определения дефицита влажности пород μ (если известны значение коэффициента фильтрации и другие величины, входящие в это уравнение).

§ 30. ПРОГНОЗ ДЕБИТА ИСТОЧНИКОВ

Определение дебита источников и его изменения во времени представляет собой самостоятельную задачу о прогнозе режима подземных вод.

Наблюдения над режимом ряда источников при отсутствии инфильтрационного питания водоносного горизонта показывают, что дебит их изменяется в определенной закономерности. При непрерывном истощении запасов воды в водоносном пласте дебит источников с течением времени уменьшается. Такой режим источников Буссинеск назвал упорядоченным.

На основании общего решения дифференциального уравнения неустановившегося движения (209) получены два уравнения его для различных случаев.

В первом случае допускается, что мощность водоносного пласта в сравнении с ее изменением очень велика и может быть принята неизменной. Тогда действительно уравнение

$$Q = Q_0 e^{-\alpha t}, \tag{224}$$

где Q — дебит источника в момент времени t;

Q_0 — дебит источника в начале засушливого периода;

α — коэффициент истощения, зависящий от геологического строения водоносного пласта, питающего источник;

t — время от начала засушливого периода.

По Буссинеску, коэффициент истощения α определяется из формулы

$$\alpha = \frac{\pi^2 kh}{4\mu L^2}, \tag{225}$$

где k — коэффициент фильтрации водоносного пласта;

h — мощность водоносного пласта;

μ — водоотдача водоносного пласта;

L — расстояние от места выхода источника до водораздела грунтовых вод, или длина подземного бассейна питания источника.

Во втором случае принимается, что мощность водоносного пласта невелика и должна быть учтена как переменная величина. Для этого случая справедливо второе уравнение кривой дебита источника:

$$Q = Q_0 \frac{1}{(1 + \alpha t)^2}. \tag{226}$$

Коэффициент истощения α в этом случае определяется по формуле

$$\alpha = 5{,}772 \frac{kV}{4\mu L^3}; \qquad (227)$$

здесь V — объем водоносного пласта, из которого выходит источник, считая от места выхода до водораздела; остальные обозначения прежние.

Для построения кривой дебита источника требуется проведение наблюдений над режимом источника. В процессе этих наблюдений необходимо установить величины расхода воды Q_0 в начале засушливого периода и расхода Q_1 в любой другой момент t_1 при отсутствии инфильтрационного питания. При наличии этих данных коэффициент истощения можно определить из уравнения

$$\alpha = \frac{\ln Q_0 - \ln Q_1}{t_1}. \qquad (228)$$

§ 31. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 64

Требуется определить величину водоотдачи водоносных песков μ по данным о зимнем снижении уровня грунтовых вод, зафиксированном в скв. *1*, *2* и *3*, расположенных по направлению потока. Водоносный горизонт сложен мелкозернистыми песками с коэффициентом фильтрации 8,83 *м/сутки*; водоупор горизонтальный; расстояние от скв. *1* до скв. *2* равно 830 *м*, от скв. *2* до скв. *3*—1630 *м*; данные стационарных наблюдений над уровнем воды сведены в следующую таблицу.

Дата наблюдения	Абсолютные отметки уровня воды в *м*			Примечание
	скв. *1*	скв. *2*	скв. *3*	
16/I 1949 г.	—	147,98	—	Водоупор находится на абс. отметке 121,00 *м*
21/II 1949 г.	148,72	147,94	145,13	
28/III 1949 г.	—	147,90	—	

Решение. Для зимнего сезона можно допустить отсутствие инфильтрационного питания грунтовых вод, т. е. принять $w = 0$. При таком условии понижение уровня грунтовых вод происходит только в результате подземного оттока. На основании этого мы вправе применить уравнение неустановившегося движения грунтовых вод в конечных разностях (211) и решить его относительно искомой величины μ:

$$\mu = \frac{k\Delta t}{(l_{n-1,n} + l_{n,n+1})(h_{n,s+2} - h_{n,s})}\left(\frac{h^2_{n-1,\,s+1} - h^2_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \right.$$

$$\left. - \frac{h^2_{n,\,s+1} - h^2_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}}\right).$$

В этом уравнении, согласно условию задачи,

$$k = 8{,}83 \text{ м/сутки}; \quad \Delta t = 71 \text{ сутки}; \quad l_{n-1,\,n} = 830 \text{ м};$$

$$l_{n,\,n+1} = 1630 \text{ м};$$

$h_{n,\,s+2}$ — мощность грунтового потока в скв. *2* в конечный момент промежутка времени (28/III 1949 г.), равная 147,90—121,00 = 26,90 *м*;

$h_{n,s}$ — мощность потока в той же скважине в начальный момент того же промежутка времени (16/I 1949 г.), равная 147,98—121,0 = 26,98 *м*;

$h_{n-1,s+1}$ — мощность потока в средний момент данного промежутка времени в скв. *1*, равная 148,72—121,00=27,72 *м*;

$h_{n,\,s+1}$ — мощность потока в тот же момент времени в средней скв. *2*, равная 147,94—121,00 = 26,94 *м*;

$h_{n+1,s+1}$ — мощность потока в тот же момент времени в нижней по потоку скв. *3*, равная 145,13—121,00 = 24,13 *м*.

После подстановки в это уравнение числовых значений получим:

$$\mu = \frac{8{,}83 \cdot 71}{(830 + 1630)(26{,}90 - 26{,}98)}\left[\frac{27{,}72^2 - 26{,}94^2}{830} - \frac{26{,}94^2 - 24{,}13^2}{1630}\right] = 0{,}12$$

Задача № 65

По данным наблюдений над грунтовыми водами в период с 2/I по 28/II 1949 г. установлено непрерывное снижение их уровня за счет подземного оттока к дренирующей реке (см. таблицу). Водоносный горизонт приурочен к флювиогляциальным пескам, подстилаемым на отметке 121,00 *м* юрскими глинами. Водопроницаемость водоносных песков по отдельным скважинам характеризуется следующими цифрами: в скв. *1* (верхней по потоку) $k_1 = 5{,}20$ *м/сутки*; в скв. *2* (средней) $k_2 = 8{,}19$ *м/сутки*; в скв. *3* (нижней по потоку) $k_3 = 13{,}05$ *м/сутки*. Расстояние между скв. *1* и *2* равно 830 *м*, между скв. *2* и *3*— 1630 *м*. Требуется определить величину водоотдачи μ.

Дата наблюдения	Абсолютные отметки уровня воды в *м*		
	скв. *1*	скв. *2*	скв. *3*
2/I 1949 г.	—	147,81	—
30/I 1949 г.	148,30	147,75	144,96
28/II 1949 г.	—	147,69	—

Решение. В данном случае мы имеем неоднородный водоносный пласт с горизонтальным водоупорным ложем. При этих условиях можно аналогично уравнению (210) написать следующее уравнение неустановившегося движения в конечных разностях с учетом неоднородности пород:

$$\mu(H_{n,s+2}-H_{n,s})\left(\frac{l_{n+1,n}+l_{n,n-1}}{2}\right)=$$

$$=\left(\frac{k_{n-1}h_{n-1,s+1}+k_n h_{n,s+1}}{2}\cdot\frac{H_{n-1,s+1}-H_{n,s+1}}{l_{n-1,n}}-\right.$$

$$\left.-\frac{k_n h_{n,s+1}+k_{n+1}h_{n+1,s+1}}{2}\cdot\frac{H_{n,s+1}-H_{n+1,s+1}}{l_{n,n+1}}\right)\Delta t+$$

$$+\frac{w}{2}(l_{n-1,n}+l_{n,n+1})\Delta t. \qquad (229)$$

Допуская для зимнего периода $w=0$ и принимая во внимание горизонтальный водоупор, эту формулу можно упростить:

$$\mu=\frac{2\Delta t}{(l_{n-1,n}+l_{n,n+1})(h_{n,s+2}-h_{n,s})}\left(\frac{k_{n-1}h_{n-1,s+1}+k_n h_{n,s+1}}{2}\times\right.$$

$$\left.\times\frac{h_{n-1,s+1}-h_{n,s+1}}{l_{n-1,n}}-\frac{k_n h_{n,s+1}+k_{n+1}h_{n+1,s+1}}{2}\cdot\frac{h_{n,s+1}-h_{n+1,s+1}}{l_{n,n+1}}\right). \qquad (230)$$

В этом уравнении для данной задачи

Δt — промежуток времени между двумя сроками наблюдений, равный 57 суткам;

$l_{n-1,n}$; $l_{n,n+1}$ — расстояния между верхней и средней и между средней и нижней по потоку скважинами, равные соответственно 830 и 1630 *м*;

$h_{n,s}$; $h_{n,s+1}$; $h_{n,s+2}$ — мощности потока в средней скважине в начальный, средний и конечный моменты промежутка времени наблюдений, равные соответственно 26,81; 26,75 и 26,69 *м*;

$h_{n-1,s+1}$ и $h_{n+1,s+1}$ — мощности потока в средний момент промежутка времени в верхней и нижней по потоку скважинах, равные соответственно 27,30 и 23,96 *м*;

k_{n-1}; k_n и k_{n+1} — коэффициенты фильтрации водоносных пород по скв. *1*, *2* и *3*, равные соответственно 5,20; 8,19 и 13,05 *м/сутки*.

Подставляя эти значения в уравнение (230), получим:

$$\mu=\frac{2\cdot57}{(830+1630)(26{,}69-26{,}81)}\left(\frac{5{,}20\cdot27{,}30+8{,}19\cdot26{,}75}{2}\cdot\frac{27{,}30-26{,}75}{830}-\right.$$

$$\left.-\frac{8{,}19\cdot26{,}75+13{,}05\cdot23{,}96}{2}\cdot\frac{26{,}75-23{,}96}{1630}\right)=0{,}13.$$

Задача № 66

В период с 4/III 1948 г. по 28/II 1949 г. на одном из междуречных водоразделов, сложенном флювиогляциальными песками, проводились наблюдения над колебаниями уровня грунтовых вод, данные которых сведены ниже в таблицу. Водоносный горизонт характеризуется коэффициентом фильтрации $k=7{,}68$ *м сутки*; водоотдача равна $\mu=0{,}09$; водоупор представлен юрскими глинами и залегает горизонтально на отметке 121,0 *м*. Створ наблюдательных скважин расположен по потоку грунтовых вод; верхней по потоку является скв. *1*, средней — скв. *2* и нижней—скв. *3*; грунтовый поток в районе расположения скв. *1*, *2* и *3* плоский.

Требуется рассчитать для участка между указанными скважинами величину питания грунтовых вод за счет инфильтрации атмосферных осадков w, имевшей место за период наблюдений.

Дата наблюдения	Промежуток времени в сутках Δt	Изменение уровня воды в скв. 2 в *м*	Дата среднего момента промежутка времени наблюдений	Абсолютные отметки уровня воды в *м*			Примечание
				скв. *1*	скв. *2*	скв. *3*	
4/III 1948 г.							
	28	+0,01	18/III 1948 г.	149,28	148,62	147,90	Расстоя-
1/IV 1948 г.							
	15	+0,69	9/IV 1948 г.	149,31	148,63	147,86	ние между
16/IV 1948 г.							
	9	+0,04	20/IV 1948 г.	150,13	149,32	148,29	скв. *1* и
25/IV 1948 г.							
	24	—0,14	7/V 1948 г.	150,03	149,36	148,41	*2* равно
19/V 1948 г.							
	74	—0,51	25/VI 1948 г.	149,83	149,22	148,50	820 *м*,
1/VIII 1948 г.							
	61	—0,27	1/IX 1948 г.	149,32	148,71	148,26	между
1/X 1948 г.							
	58	—0,10	30/X 1948 г.	149,08	148,44	148,00	скв. *2* и
28/XI 1948 г.							
	35	—0,04	16/XII 1948 г.	149,06	148,34	147,82	*3*—830 *м*
2/I 1949 г.							
	57	0,12	30/I 1949 г.	148,99	148,30	147,75	
28/II 1949 г.							

Решение. Для условий плоского потока грунтовых вод при горизонтальном водоупоре и однородном строении водоносного пласта действительно уравнение (211):

$$w=\mu\frac{h_{n,\,s+2}-h_{n,s}}{\Delta t}-$$

$$-\frac{k}{l_{n-1,n}+l_{n,n+1}}\left(\frac{h^2_{n-1,\,s+1}-h^2_{n,s+1}}{l_{n-1,n}}-\frac{h^2_{n,\,s+1}-h^2_{n+1,\,s+1}}{l_{n,n+1}}\right).$$

Для вычисления величины инфильтрационного питания грунтовых вод в первый промежуток времени, с 4/III по 1/IV 1948 г., подставим в эту формулу следующие числовые значения: $k = 7{,}68$ *м/сутки*; $\mu = 0{,}09$; $h_{n,\,s+2} - h_{n,\,s} = +0{,}01$ *м*; $\Delta t = 28$ *суток*; $l_{n-1,\,n} = 820$ *м*; $l_{n,\,n+1} = 830$ *м*; $h_{n-1,\,s+1} = 149{,}28 - 121{,}0 = 28{,}28$ *м*; $h_{n,\,s+1} = 148{,}62 - 121{,}0 = 27{,}62$ *м*; $h_{n+1,\,s+1} = 147{,}90 - 121{,}0 = 26{,}90$ *м*.

Получим:

$$w = \frac{0{,}09 \cdot 0{,}01}{28} - \frac{7{,}68}{820 + 830}\left(\frac{28{,}28^2 - 27{,}62^2}{820} - \frac{27{,}62^2 - 26{,}90^2}{830}\right) =$$

$$= +0{,}00004 \text{ } м/сутки = +0{,}04 \text{ } мм/сутки.$$

Таким путем найдем величины инфильтрационного питания для остальных промежутков времени, указанных в таблице (в *мм/сутки*): $+4{,}15$; $+0{,}46$; $-0{,}45$; $-0{,}59$; $-0{,}44$; $-0{,}22$; $-0{,}17$; $-0{,}24$.

Задача № 67

Для радиально расходящегося потока грунтовых вод требуется определить величину инфильтрационного питания в период с 3/V по 31/V 1950 г. Водоносный горизонт приурочен к флювиогляциальным средне- и мелкозернистым пескам с коэффициентом фильтрациии 12,45 *м/сутки*; горизонтальное водоупорное ложе залегает на отметке 120,50 *м*; водоотдача равна 0,25. Данные наблюдений над уровнем грунтовых вод в скв. *1*, *2*, *3*, расположенных вдоль потока, сведены в таблицу.

Расстояние между скв. *1* и *2* равно 75 *м*, между скв. *2* и *3*—235 *м*. Ширина потока в верхнем сечении равна 20 *м*, в среднем 60 *м*, в нижнем 90 *м*.

Дата наблюдения	Отметки уровня воды		
	скв. *1* (верхняя по потоку)	скв. *2* (средняя по потоку)	скв. *3* (нижняя по потоку)
3/V 1950 г.	—	146,33	—
17/V 1950 г.	146,55	146,30	145,80
31/V 1950 г.	—	146,27	—

Решение. Для вычисления инфильтрационного питания грунтовых вод радиального потока применим формулу (212):

$$w = \mu \frac{H_{n,\,s+2} - H_{n,\,s}}{\Delta t} -$$

$$- \frac{k}{b_n (l_{n-1,\,n} + l_{n,\,n+1})}\left[(b_{n-1} h_{n-1,\,s+1} + b_n h_{n,\,s+1}) \cdot \frac{H_{n-1,\,s+1} - H_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \right.$$

$$\left. - (b_n h_{n,\,s+1} + b_{n+1} h_{n+1,\,s+1}) \frac{H_{n,\,s+1} - H_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}}\right].$$

Здесь по условию задачи: $\mu = 0{,}25$; $k = 12{,}45$ *м/сутки*; $\Delta t = 28$ суток;

ширина потока в верхнем сечении $b_{n-1} = 20$ *м*, в среднем $b_n = 60$ *м*, в нижнем $b_{n+1} = 90$ *м*;

$$l_{n-1,n} = 75 \text{ м}; \quad l_{n,n+1} = 235 \text{ м};$$

$h_{n-1,s+1} = 146{,}55 - 120{,}50 = 26{,}05$ *м*;
$h_{n,s+1} = 146{,}30 - 120{,}50 = 25{,}80$ *м*;
$h_{n+1,s+1} = 145{,}80 - 120{,}50 = 25{,}30$ *м*;
$H_{n-1,s+1} = 146{,}55$ *м*; $H_{n,s} = 146{,}33$ *м*; $H_{n,s+1} = 146{,}30$ *м*;
$H_{n,s+2} = 146{,}27$ *м*; $H_{n+1,s+1} = 145{,}80$ *м*.

Подставив эти значения в написанную формулу, получим:

$$w = \frac{0{,}25\,(146{,}27 - 146{,}33)}{28} - \frac{12{,}45}{60(75+235)}\Big[(20 \cdot 26{,}05 +$$

$$+ 60 \cdot 25{,}80)\frac{146{,}55 - 146{,}30}{75} - (60 \cdot 25{,}80 + 90 \cdot 25{,}30)\frac{146{,}30 - 145{,}80}{235}\Big] =$$

$$= 0{,}00029 \text{ м/сутки, или } 0{,}29 \text{ мм/сутки.}$$

Задача № 68

По данным наблюдений над колебаниями уровня грунтовых вод в скв. *30*, *19* и *18* (рис. 89) в период с 1/IV по 16/IV 1948 г. величина инфильтрационного питания грунтовых вод, определенная на основании уравнений неустановившегося движения в конечных разностях, равна $w = 3{,}01$ *мм/сутки*. Расход грунтового потока на 1 *м* его ширины, по данным скв. *19* и *18*, $q_2 = 0{,}390$ *м³/сутки*. Требуется определить единичный расход грунтового потока q_1, проходящего через сечение m (между скв. *30* и *19*), если, помимо указанного, известно, что подъем уровня в тот же период, вызванный инфильтрацией талых вод с поверхности, составляет по скважине *19* $\Delta H = 0{,}43$ *м*; недостаток насыщения песков μ равен 0,10; расстояние между скв. *30* и *19* составляет 830 *м*, а между скв. *19* и *18* 1630 *м*.

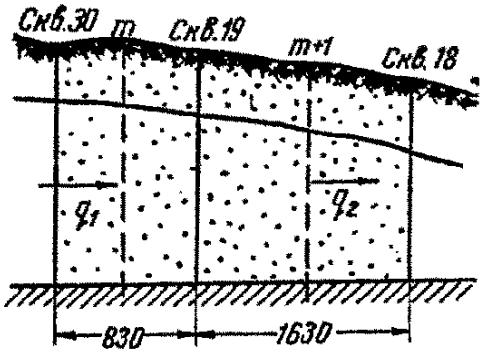


Рис. 89

Решение. Для определения подземного притока воды q_1, поступающей в элемент потока через сечение m, при известных величинах инфильтрации сверху и оттока через нижнее сечение $m+1$ данного элемента потока может быть использовано уравнение (214а) баланса грунтовых вод:

$$\mu \Delta H = \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t + w \Delta t.$$

По условию задачи: $\mu = 0{,}10$; $\Delta H = 0{,}43$ *м*; $\Delta q = q_1 - q_2$ (где $q_2 = 0{,}390$ *м³/сутки*); $\Delta x = \frac{830+1630}{2} = 1230$ *м*; $\Delta t = 15$ суток; $w = 3{,}01$ *мм/сутки*.

После подстановки числовых значений указанных величин в уравнение (214а) получим:

$$0{,}10 \cdot 0{,}43 = (q_1 - 0{,}390)\frac{15}{1230} + 0{,}00301 \cdot 15,$$

откуда приток воды в элемент потока, или единичный расход грунтовых вод через сечение *m*, будет равен

$$q_1 = 0{,}220 \text{ } м^3/сутки.$$

Задача № 69

Для элемента потока грунтовых вод, ограниченного серединами интервалов между скв. *30*, *19* и *18* (см. рис. 89), требуется определить годовой баланс грунтовых вод, оценив удельную роль подземного притока и оттока из данного элемента в общем балансе вод, а также расход грунтовых вод на испарение и транспирацию. Данные наблюдений над колебаниями уровня грунтовых вод в указанных скважинах с 4/III 1948 г. по 28/II 1949 г. сведены в таблицу; средневзвешенный коэффициент фильтрации на участке указанных скважин равен 8,83 *м/сутки*; расстояние между скв. *30* и *19* равно 830 *м*, между скв. *19* и *18* — 1630 *м*. Водоупор горизонтальный,

Дата наблюдения	Промежуток времени в сутках Δt	Изменение уровня воды в скв. *19* в *м* ΔH	Дата среднего момента промежутка времени наблюдений	Абсолютные отметки уровня воды в *м*		
				скв. *30*	скв. *19*	скв. *18*
4/III 1948 г.						
	28	—0,04	18/III 1948 г.	147,62	146,90	144,07
1/IV 1948 г.						
	15	+0,43	9/IV	147,63	146,86	144,03
16/IV 1948 г.						
	9	+0,12	20/IV	148,32	147,29	144,52
25/IV 1948 г.						
	24	+0,09	7/V	148,36	147,41	144,62
19/V 1948 г.						
	74	—0,24	25/VI	148,22	147,50	144,67
1/VIII 1948 г.						
	61	—0,26	1/IX	147,71	147,26	144,41
1/X 1948 г.						
	58	—0,18	30/X	147,44	147,00	144,20
28/XI 1948 г.						
	35	—0,07	16/XII	147,34	146,82	144,03
2/I 1949 г.						
	57	—0,12	30/I 1949 г.	147,30	146,75	143,96
28/II 1949 г.						

залегает на отметке 120,0 *м*. По данным расчета, значение μ равно: для периода 4/III—1/IV 1948 г. 0,12, для периода 2/I—28/II 1949 г. 0,09; в остальное время 0,10.

Указанные скважины расположены в створе, ориентированном по направлению потока грунтовых вод. Поток грунтовых вод плоский.

Решение. Для решения задачи о балансе грунтовых вод в первую очередь надо определить инфильтрационное питание грунтовых вод для отдельных промежутков времени Δt, указанных в таблице. Вычисление величины инфильтрации производим по формуле (211):

$$w = \mu \frac{h_{n,\,s+2} - h_{n,s}}{\Delta t} - \frac{k}{l_{n-1,n} + l_{n,n+1}} \left(\frac{h^2_{n-1,\,s+1} - h^2_{n,\,s+1}}{l_{n-1,\,n}} - \frac{h^2_{n,\,s+1} - h^2_{n+1,\,s+1}}{l_{n,\,n+1}} \right).$$

Исходя из условий задачи, для первого промежутка времени $\Delta t = 28$ суток исходными данными для вычислений w будут следующие:

$\mu = 0{,}12$; $h_{n,\,s+2} - h_{n,s} = -0{,}04$ *м*; $k = 8{,}83$ *м/сутки*;
$l_{n-1,\,n} = 830$ *м*; $l_{n,\,n+1} = 1630$ *м*;
$h_{n-1,s+1} = 147{,}62 - 120{,}0 = 27{,}62$ *м*;
$h_{n,\,s+1} = 146{,}90 - 120{,}0 = 26{,}90$ *м*;
$h_{n+1,s+1} = 144{,}07 - 120{,}0 = 24{,}07$ *м*.

Подставив числовые значения величин в уравнение, получим:

$$w = \frac{-0{,}12 \cdot 0{,}04}{28} - \frac{8{,}83}{820 + 1630} \left(\frac{27{,}62^2 - 26{,}90^2}{830} - \frac{26{,}90^2 - 24{,}07^2}{1630} \right) = 0.$$

Аналогичный расчет величины инфильтрационного питания производим для остальных промежутков времени. В результате получаются следующие данные (в *мм/сутки*):

	w		w
4/III—1/IV 1948 г.	0	2/VIII—1/X	—0.21
2/IV—16/IV	+3,01	2/X—28/XI	—0,10
17/V—25/IV	+1,40	29/XI 1948 г.—2/I 1949 г.	0
26/IV—19/V	+0,47	3/I—28/II 1949 г.	0
20/V—1/VIII	—0,19		

Вычислив инфильтрационное питание грунтовых вод для отдельных промежутков времени, определим разницу между подземным притоком и оттоком по уравнению, вытекающему из формулы (214а):

$$\frac{\Delta q}{\Delta x} = \mu \frac{\Delta H}{\Delta t} - w,$$

где $\mu \frac{\Delta H}{\Delta t}$ — суточное изменение запасов грунтовых вод, определяемое исходя из данного изменения уровня воды ΔH за время Δt.

Так, например, для первого промежутка времени $\mu = 0{,}12$; $\Delta H = -0{,}04$ *м*; $\Delta t = 28$ суток: $w = 0$; следовательно, $\frac{\Delta q}{\Delta x} = -\frac{0{,}12 \cdot 0{,}04}{28} 1000 = -0{,}17$ *мм/сутки*.

Разницу между подземным притоком и оттоком грунтовых вод $\frac{\Delta q}{\Delta x}$ можно отыскать и другим путем, вычисляя отдельно приток и отток грунтовых вод по формуле Дюпюи, используя для этого известные уровни грунтовых вод в средний момент данного промежутка времени, т. е. значения $h_{n-1,s+1}$; $h_{n,s+1}$; $h_{n+1,s+1}$. Обычно в целях контроля вычислений величины $\frac{\Delta q}{\Delta x}$ расчет ее производят обоими способами и конечный результат принимают равным среднему из обоих подсчетов. Отрицательное значение величины $\frac{\Delta q}{\Delta x}$ указывает на превышение оттока грунтовых вод над притоком.

Ход расчета основных элементов баланса грунтовых вод виден из приведенной таблицы.

После нахождения суточных величин питания грунтовых вод w и накопления их запасов за счет превышения подземного притока над оттоком $\frac{\Delta q}{\Delta x}$ подсчитываем значения этих элементов баланса для соответствующих промежутков времени Δt. При этом положительные величины питания $w \Delta t$, выражающие собой инфильтрацию осадков (графа 9), отделяем от

Вычисление элемеитов баланса грунтовых

Дата наблюдения	Промежуток времени в сутках Δt	Приток грунтовых вод в *м³/сутки* q_1	Отток грунтовых вод в *м³/сутки* q_2	Накопление (+) или убыль (−) грунтовых вод в *м³/сутки* Δq	Прирост запасов грунтовых вод в *мм/сутки* $\frac{\Delta q}{\Delta x} 1000$	Питание грунтовых вод в *мм/сутки* w
1	2	3	4	5	6	7
4/III 1948 г.						
1/IV	28	0,210	0,390	—0,180	—0,16	0
16/IV	15	0,223	0,390	—0,167	—0,14	+3,01
25/IV	9	0,306	0,390	—0,084	—0,07	+1,40
19/V	24	0,283	0,394	—0,111	—0,10	+0,47
1/VIII	74	0,229	0,401	—0,172	—0,14	—0,19
1/X	61	0,132	0,399	—0,267	—0,22	—0,21
28/XI	58	0,106	0,389	—0,283	—0,21	—0,10
2/I 1949 г.	35	0,150	0,386	—0,236	—0,20	0
4/III	61	0,158	0,381	—0,223	—0,18	0
				Итого за год	в *мм*	
					в %	

отрицательных значений питания $-u\Delta t$ (графа 11), представляющих собой испарение грунтовых вод совместно с транспирацией растениями. Таким же образом отдельно группируем положительные величины $\frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$ (графа 8), соответствующие накоплению грунтовых вод за счет бокового подземного притока за вычетом оттока, и отрицательные значения $\frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$ (графа 10), представляющие собой убыль запасов воды в результате превышения оттока над притоком. В данном примере накопления запасов воды за счет превышения подземного бокового притока над оттоком нет.

Затем суммируем элементы баланса за год, согласно общему уравнению (215):

$$\Sigma\mu\Delta H = \sum_1 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t - \sum_2 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t + \Sigma w\Delta t - \Sigma u\Delta t,$$

где $\Sigma\mu\Delta H =$ 27,1 *мм* — годовое изменение запасов грунтовых вод или их баланс, который проверяется контрольным расчетом (графы 13—15) по данным наблюденных колебаний уровня воды ΔH и величине водоотдачи μ.

$\sum_1 \frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t = 0$ — годовая сумма накопления воды за

вод для участка створа между скв. *30* и *18*

Накопление воды за время Δt в *мм* за счет		Убыль воды за время Δt в *мм* за счет		Баланс воды в *мм* $\mu\Delta H \cdot 1000$	Контрольный расчет			Примечание
бокового притока $\frac{\Delta q}{\Delta x}\Delta t$	инфильтрации $w\Delta t$	бокового оттока $-\frac{\Delta t}{\Delta x}\Delta t$	испарения $-u\Delta t$		водоотдача μ	изменение уровня воды в *м* ΔH	баланс воды в *мм* $\mu\Delta H \cdot 1000$	
8	9	10	11	12	13	14	15	16
—		4,5	—	— 4,5	0,12	—0,04	— 4,8	Протяженность элемента потока $\Delta x =$ = 1230 *м*
—	45,2	2,1	—	+43,1	0,10	+0.43	+43,0	
—	12,6	0,6	—	+12,0	0,10	+0,12	+12,0	
—	11,3	2,4	—	+ 8,9	0,10	+0,09	+ 9,0	
—	—	10,4	14,0	—24,4	0,10	—0,24	—24,0	
—	—	13,4	12,8	—26,2	0,10	—0,26	—26,0	
—	—	12,2	5,8	-18,0	0,10	-0,18	—18,0	
—	—	7,0	—	— 7,0	0,10	—0,07	- 7,0	
—	—	11,0	—	—11,0	0,09	—0,12	—10,8	
	+69,1	— 63,6	—32,6	—27,1			—26,6	
	100	92	47	39				

счет превышения подземного притока над оттоком;

$\sum_2 \frac{\Delta q}{\Delta x} \Delta t = 63{,}6$ *мм* — годовая сумма убыли воды за счет превышения подземного оттока над притоком;

$\Sigma w \Delta t = 69{,}1$ *мм* — годовая сумма инфильтрации атмосферных осадков;

$\Sigma u \Delta t = 32{,}6$ *мм* — годовая сумма испарения грунтовых вод совместно с транспирацией растительностью.

Суммируя отдельные элементы баланса за год, как указано в таблице баланса, можно отметить, что при данных условиях баланс грунтовых вод оказывается отрицательным: $\Sigma \mu \Delta H = -27{,}1$ *мм* (контрольный расчет показывает, что ошибка расчета находится в допустимых пределах). Приняв величину питания $\Sigma w \Delta t$ за 100%, получаем, что испарение грунтовых вод совместно с транспирацией растениями составило 47% (32,6 *мм*), при этом процесс испарения возник после прекращения инфильтрации, т. е. после 19/V 1948 г. Подземный отток воды за вычетом притока достиг 92% от величины питания (63,6 *мм*) и совместно с испарением предопределил дефицит в запасах воды к концу года на 27,1 *мм* (39%).

Поскольку из общей суммы инфильтрации осадков 47% израсходовано на испарение и транспирацию, следовательно, на подземный отток из данного элемента потока затрачено 53% ее величины. Из этого следует, что общий сток воды из рассматриваемого элемента потока за вычетом притока (63,6 *мм*) слагался из стока просочившихся осадков (69,1—32,6 = 36,5 *мм*, или 57%) и из сработки первоначальных (на 4/III 1948 г.) запасов грунтовых вод (27,1 *мм*, или 43%).

Такой высокий процент убыли запасов грунтовых вод объясняется сухостью летнего и осеннего периодов 1948 г. и полным отсутствием дополнительного питания грунтовых вод осенью того же года.

Задача № 70

Рассчитать колебание уровней грунтовых вод в период с 1/VI по 30/VII, которое вызывается сработкой горизонта воды в водохранилище, по створу скв. *140*, *227* и *228*, расположенному нормально к урезу водохранилища и совпадающему с направлением потока грунтовых вод, если известны уровни потока на урезе водохранилища и в скв. *140*, *227* и *228*, считая от горизонтального водоупора, для начального момента времени, расстояния между скважинами и изменение во времени горизонта воды в водохранилище (см. таблицу). Известно также, что коэффициент фильтрации водоносных пород равен

1,5 *м/сутки*; водоотдача этих песков 0,06; средняя величина инфильтрационного питания грунтовых вод 0,1 *мм/сутки*.

Место наблюдения	Расстояние от реки в *м*	Уровень воды в *м*			
		1/VI	20/VI	10/VII	30/VII
Водохранилище	—	9,44	9,24	9,09	8,94
Скв. *140*	75,05	11,10	—	—	—
Скв. *227*	440,05	13,49	—	—	—
Скв. *228*	941,05	15,29	—	—	—

Решение. Задача по расчету колебания уровней грунтовых вод сводится к определению их величин на различные моменты заданного промежутка времени и может быть решена при помощи уравнений неустановившегося движения в конечных разностях. Так как водоупор горизонтальный, то измерение уровней можно производить от водоупора, т. е. значения уровней можно заменить значениями мощностей потока.

Для вычисления уровней воды на различные моменты времени воспользуемся уравнением (218а):

$$h_{n,\,s+2} = h_{n,\,s} + \frac{2kh_{ср}\,\Delta t}{\mu\,(\Delta x)^2}\left(\frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} - h_{n,\,s+1}\right) + \frac{w}{\mu}\Delta t.$$

Для упрощения расчетов выберем такие величины Δx и Δt, чтобы значение $\frac{2kh_{ср}\,\Delta t}{\mu\,(\Delta x)^2}$ было равно единице. Примем расчетный промежуток времени $\Delta t = 10$ суток; тогда при средней мощности потока $h_{ср} = 13$ *м*

$$\Delta x = \sqrt{\frac{2kh_{ср}\,\Delta t}{\mu}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}5 \cdot 13 \cdot 10}{0{,}06}} = 80 \text{ м}.$$

При этих условиях уравнение для расчета значительно упрощается:

$$h_{n,\,s+2} = h_{n,\,s} - h_{n,\,s+1} + \frac{h_{n-1,\,s+1} + h_{n+1,\,s+1}}{2} + \frac{w}{\mu}\Delta t.$$

При незначительной величине Δt можно допустить, что $h_{n,\,s} \approx h_{n,\,s+1}$, а полусумма мощностей $h_{n-1,\,s+1}$ и $h_{n+1,\,s+1}$ мало отличается от полусуммы $h_{n-1,\,s}$ и $h_{n+1,\,s}$; в условиях небольших и медленных колебаний уровня такое допущение для практических целей вполне возможно. Тогда последнее уравнение можно представить в виде:

$$h_{n,\,s+2} = \frac{h_{n-1,\,s} + h_{n+1,\,s}}{2} + \frac{w}{\mu}\Delta t.$$

За начальные уровни (мощности) потока на исходный момент времени (1/VI) в сечениях, стстоящих на 80 *м* друг от друга, примем уровни потока, вычисленные исходя из его стационарного состояния. Для расчета начальных уровней воды применим уравнение установившейся кривой депрессии (145):

$$h^2 = h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L} x + \frac{w}{k_1} L x - \frac{w}{k} x^2,$$

где h — уровень воды в расчетном сечении;
h_1 — уровень воды в нижней по потоку скважине;
h_2 — уровень воды в верхней по потоку скважине;
x — расстояние от расчетного сечения до нижней по потоку скважины;
L — расстояние между скважинами.

Результаты вычисления по этой формуле начальных уровней потока через 80 *м* вдоль створа скважин сводим в таблицу (вторая графа). После этого вычисляем уровни в тех же сечениях на последующие моменты времени (через 10 суток) по формуле

$$h_{n,\,s+2} = \frac{h_{n-1,\,s} + h_{n+1,\,s}}{2} + \frac{w}{\mu} \Delta t,$$

где $\frac{w}{\mu} \Delta t = \frac{0{,}0001 \cdot 10}{0{,}05} \approx 0{,}02$; значения $\frac{h_{n-1,\,s} + h_{n+1,\,s}}{2}$ находим по таблице.

Расчет уровней

№ сечения	1/VI		10/VI		20/VI	
	$h_{n,s}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$	$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$	$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$
Водохранилище	9,44	—	—	—	9,24	—
0	10,34	10,27	10,25	—	—	10,10
1	11,10	—	—	10,97	10,95	—
2	11,70	11,71	11,69	—	—	11,61
3	12,31	—	—	12,69	12,27	—
4	12,91	12,90	12,88	—	—	12,82
5	13,49	—	—	13,38	13,36	—
6	13,80	13,79	13,77	—	—	13,71
7	14,10	—	—	14,08	14,06	—
8	14,40	14,40	14,38	—	—	14,36
9	14,70	—	—	14,68	14,66	—
10	15,00	15,00	14,98	—	—	14,96
11	15,29	—	—	15,27	15,25	—

Г. Н. Каменский указывает на то, что вблизи уреза водохранилища уклон кривой депрессии намного превосходит уклон зеркала воды в отдалении от уреза, что связано с увеличением сопротивления водоносного пласта при выходе потока в реку, а также с уменьшением средней мощности потока около уреза. В связи с этим пользование для расчета колебаний уровня воды приведенным уравнением, в котором мощность потока принята равной некоторой средней величине, может для береговой полосы привести к большим ошибкам. Чтобы частично устранить возникающую погрешность при расчете мощностей потока по указанному уравнению, Каменский предлагает в этих случаях ввести дополнительное, нулевое, сечение между урезом водохранилища и ближайшей к нему скважиной (или первым сечением потока), или, другими словами, уменьшить расстояние Δx около уреза.

В качестве второго граничного условия принимается, что колебание уровня воды в отдаленном сечении *11* такое же, как в соседних сечениях *9* и *10*. Это допущение равносильно сохранению постоянства уклона зеркала воды на значительном удалении от реки, что в большинстве случаев соответствует действительности.

Задача № 71

Река при весеннем половодье испытывает подъем горизонта воды на высоту $H = 8$ *м* над меженным положением уровня

грунтовых вод

30/VI		10/VII		20/VII		30/VII	
$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$	$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$	$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$	$h_{n,s+2}$	$\frac{h_{n+1,s}+h_{n-1,s}}{2}$
—		9,09		—		8,91	—
10,08	—	—	9,96	9,94		—	9,82
—	10,84	10,82		—	10,71	10,69	—
11,59	—	—	11,50	11,48	—	—	11,38
—	12,20	12,18	—	—	12,09	12,07	—
12,80		—	12,71	12,69	—	—	12,60
—	13,25	13,23	—	—	13,15	13,13	—
13,69	—	—	13,62	13,60	—	—	13,53
—	14,02	14,00	—	—	13,95	13,93	—
14,34		—	14,31	14,29	—	—	14,26
—	14,67	14,62	—	—	14,60	14,58	—
14,94	—	—	14,92	14,90	—	—	14,88
—	—	15,21	—	—	—	15,17	

в предшествующий период, после чего горизонт воды в реке опять снижается на ту же высоту (рис. 90). В один из таких периодов колебаний горизонта воды в реке произведено наблюдение за подъемом уровня грунтовых вод в скв. *1* и *2*, от-

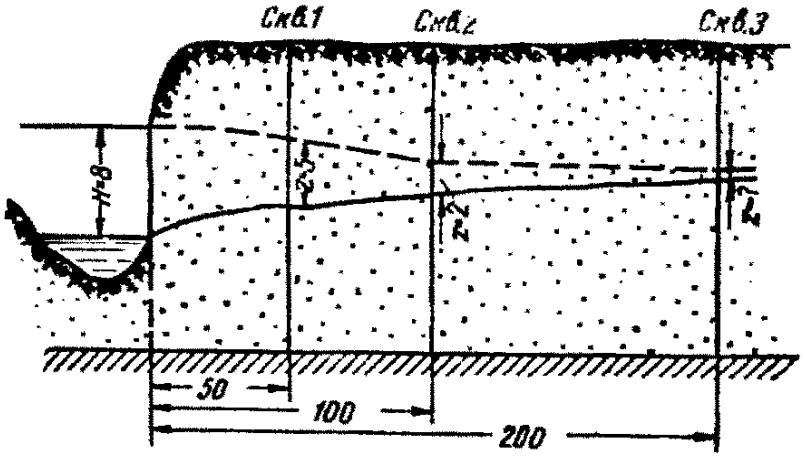


Рис. 90. Расчетная схема движения (колебания уровня) грунтовых вод в приморежной зоне

стоящих от реки на расстояниях $x_1 = 50$ и $x_2 = 100$ *м*. Максимальный подъем грунтовых вод в скв. *1* составил $z_1 = 5$ *м*, а в скв. *2* $z_2 = 2$ *м*. Требуется определить, какой величины достигнет подъем уровня воды в скв. *3*, находящейся в 200 *м* от реки, при следующем половодье.

Решение. Подъем и спад горизонта воды в реке мы рассматриваем как половину волны периодического колебания уровня по закону синусоиды. На основании этого, по Форхгеймеру, можно принять, что колебания уровня грунтовых вод также происходят периодически и с той же закономерностью.

Зная максимальные повышения уровня воды в скв. *1* и *2* во время прохождения паводка в реке, можно по уравнению (223) найти значение

$$r = \sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}} = \frac{\ln z_1 - \ln z_2}{x_2 - x_1},$$

где $r = \sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}}$ — неизвестное постоянное для водоносного пласта при периоде колебания уровня в реке $2T$.

Подставив числовые значения величин, получим:

$$r = \frac{\ln 5 - \ln 2}{100 - 50} = \frac{1{,}609 - 0{,}693}{50} = 0{,}0183.$$

Для вычисления величины подъема уровня воды в скв. *3* применим формулу (221) Форхгеймера:

$$z_{max} = He^{-x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2khT}}} = He^{-xr},$$

где $H = 8{,}0$ *м*; $x = 200{,}0$ *м*; $r = 0{,}0183$.

После подстановки числовых значений величин получим:

$$z_{max} = 8{,}0e^{-0.0183 \cdot 200} = 8{,}0e^{-3.66} = 0{,}21 \text{ м}.$$

Задача № 72

На реке *А* в конце февраля 1936 г. начался подъем горизонта воды в связи с наполнением водохранилища (рис. 91). В 2755 *м* от водохранилища расположена вторая река *Б*, которая впадает в реку *А* ниже плотины и подпора не испытывает. Междуречье сложено песками с коэффициентом филь-

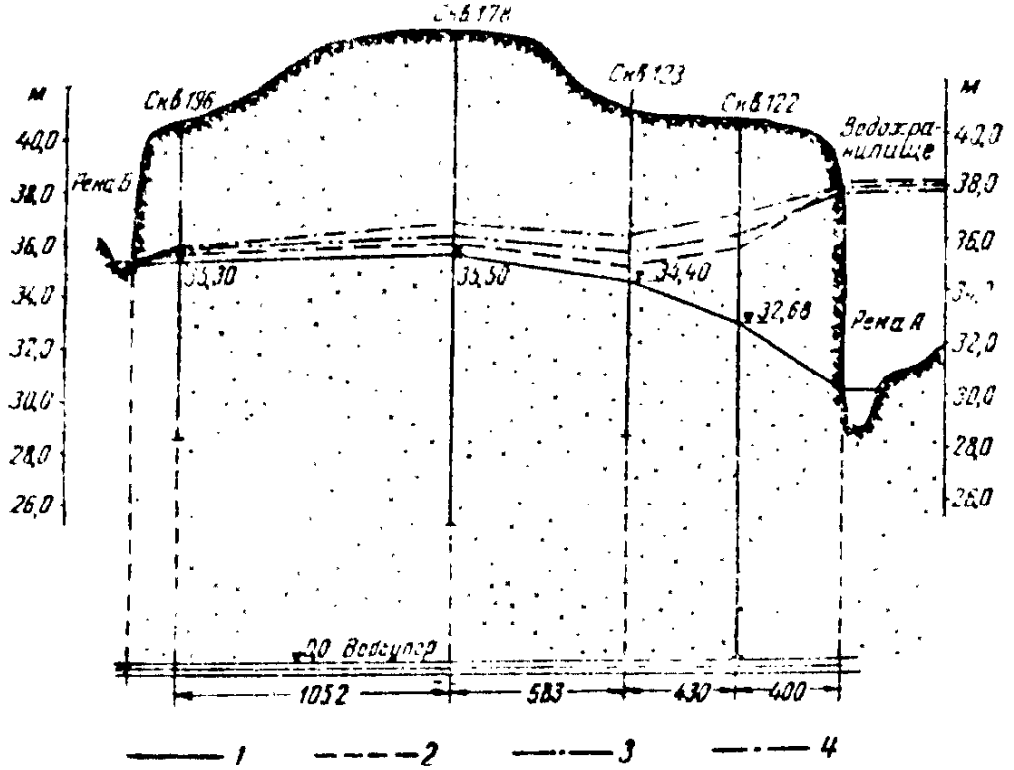


Рис. 91. Развитие подпора грунтовых вод при наполнении водохранилища

1—кривая депрессии грунтовых вод до подпора на 20/II; *2*—то же в процессе развития подпора на 15/VI; *3*—то же на 30/VII; *4*—то же на 15/X

трации $k = 5{,}0$ *м сутки* и недостатком насыщения $\mu = 0{,}15$. Водоупорное ложе горизонтальное. По данным расчета исходя из кривой депрессии до подпора, инфильтрационное питание грунтовых вод сверху составляет $w = 0{,}00065$ *м сутки*.

В связи с подъемом горизонта воды в реке *А* грунтовые воды также испытывают подпор. По данным последнего замера уровня грунтовых вод в скв. *122*, *123*, *178* и *196* (15 VI 1936 г.) подпор их уровня относительно первоначального положения (до наполнения водохранилища) по этим скважинам составил соответственно: 2,87; 0,59; 0,15 и 0,15 *м*; подпор горизонта воды в реке *А* в то же время составлял 7,90 *м*.

Требуется рассчитать величину подпора грунтовых вод по скв. *122*, *123* и *178* на 30/VII и 15/X 1936 г., если, помимо указанного, известны: колебания горизонта воды в реке *А* и уровня

грунтовых вод в скв. 196 в виде граничных условий, мощности потока в этих скважинах до подпора и расстояния скважин от водохранилища (см. таблицу).

Место наблюдения	Расстояние от водохранилища в *м*	Мощность потока до подпора h_0 в *м*	Подпорный уровень воды в *м*	
			на 15/VI 1936 г.	на 30/VII 1936 г.
Река *А*	—	29,86	37,76	37,58
Скв. *122*	400	32,68	35,55	—
Скв. *123*	830	34,40	34,99	—
Скв. *178*	1513	35,50	35,65	—
Скв. *196*	2565	35,30	35,41	35,49

Решение. В данном случае мы имеем пример развития подпора грунтовых вод во времени, вызванного подъемом горизонта воды в реке.

Для составления расчетной формулы, необходимой при определении подпора грунтовых вод во времени, воспользуемся дифференциальным уравнением неустановившегося движения грунтовых вод с учетом изменения мощности потока:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\mu} \cdot \frac{\partial^2 (h^2)}{\partial x^2} + \frac{w}{\mu}, \tag{231}$$

где h — мощность потока, считая от горизонтального водоупора;

t — время;

x — расстояние данного сечения от уреза реки;

остальные обозначения прежние.

Так как $h = h_0 + z$ (h_0 — мощность потока до подпора, z — подпор), причем h_0 является функцией x, а z — функция (x, t), то после подстановки значения h в приведенное уравнение получим:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{k}{2\mu} \cdot \frac{\partial^2 (h_0 + z)^2}{\partial x^2} + \frac{w}{\mu} \tag{232}$$

или

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{k}{2\mu} \left(\frac{\partial^2 h_0^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z^2}{\partial x^2} + \frac{2\partial^2 (h\, z)}{\partial x^2} \right) + \frac{w}{\mu}. \tag{233}$$

Выразим это уравнение в конечных разностях, учитывая, что

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\Delta z}{\Delta t} = \frac{z_{n,\, s+2} - z_{n,\, s}}{\Delta t};$$

$$\frac{\partial^2 h_0^2}{\partial x^2} = \frac{\Delta^2 h_0^2}{(\Delta x)^2} = \frac{2\left[(h_{0,\,n+1}^2 - h_{0,\,n}^2)\,l_n - (h_{0,\,n}^2 - h_{0,\,n-1}^2)\,l_{n+1}\right]}{l_n \cdot l_{n+1}\,(l_n + l_{n+1})};$$

$$\frac{\partial^2 z^2}{\partial x^2} = \frac{\Delta^2 z^2}{(\Delta x)^2} = \frac{2\left[(z_{n+1,\,s}^2 - z_{n,\,s}^2)\,l_n - (z_{n,\,s}^2 - z_{n-1,\,s}^2)\,l_{n+1}\right]}{l_n \cdot l_{n+1}\,(l_n + l_{n+1})};$$

$$\frac{\partial^2 (h_0 z)}{\partial x^2} = \frac{\Delta^2 (h_0 z)}{(\Delta x)^2} =$$

$$= \frac{2\left[(h_{0,\,n+1} z_{n+1,\,s} - h_{0,\,n} z_{n,\,s})\,l_n - (h_{0,\,n} z_{n,\,s} - h_{0,\,n-1} z_{n-1,\,s})\,l_{n+1}\right]}{l_n \cdot l_{n+1}\,(l_n + l_{n+1})},$$

где $z_{n-1,\,s}$; $z_{n,\,s}$; $z_{n+1,\,s}$ — подпор в сечениях $n-1$, n и $n+1$ в исходный момент времени s;

$z_{n,\,s+2}$ — подпор в сечении n в следующий момент времени $s+2$;

$h_{0,\,n-1}$; $h_{0,\,n}$; $h_{0,\,n+1}$ — мощности потока до подпора в сечениях $n-1$, n и $n+1$, т. е. на урезе реки, в скв. *122* и скв. *123*;

l_n, l_{n+1} — расстояния между сечениями $n-1$ и n и сечениями n и $n+1$.

Подставляя эти выражения производных в написанное выше дифференциальное уравнение, получим расчетную формулу:

$$z_{n,\,s+2} = z_{n,\,s} + \frac{k\,\Delta t}{\mu\, l_n l_{n+1}\,(l_n + l_{n+1})}\Big\{\left[(h_{0,\,n+1}^2 - h_{0,\,n}^2)\,l_n - (h_{0,\,n}^2 - h_{0,\,n-1}^2)\,l_{n+1}\right] + \left[(z_{n+1,\,s}^2 - z_{n,\,s}^2)\,l_n - (z_{n,\,s}^2 - z_{n-1,\,s}^2)\,l_{n+1}\right] +$$

$$+ 2\left[(h_{0,\,n+1} z_{n+1,\,s} - h_{0,\,n} z_{n,\,s})\,l_n - (h_{0,\,n} z_{n,\,s} - h_{0,\,n-1} z_{n-1,\,s})\,l_{n+1}\right]\Big\} +$$

$$+ \frac{w}{\mu}\,\Delta t. \qquad (234)$$

Как видно из этой формулы, для расчета подпора грунтовых вод на заданный момент времени $(s+2)$ необходимо знать распределение уровней грунтовых вод до подпора $h_{0,\,n-1}$; $h_{0,\,n}$; $h_{0,\,n+1}$ в трех сечениях потока $n-1$, n, $n+1$, первоначальные (на исходный момент времени s) величины подпора в тех же сечениях $z_{n-1,\,s}$; $z_{n,\,s}$; $z_{n+1,\,s}$, расстояния между сечениями l_n, l_{n+1} и значения k, μ и w.

Подставляя заданные значения указанных величин в формулу (234), получим искомые значения подпора для скв. *122*, *123*, *178*.

Последовательность расчета видна из приводимой таблицы.

Определяемая величина	Место наблюдения	Дата первоначального наблюдения	Промежуток времени в сутках	Мощность водоносного горизонта до подпора в м			Исходный подпор грунтовых вод в м			Расчетный подпор в м
				$h_{0,n}$	$h_{0,n+1}$	$h_{0,n-1}$	$z_{n,s}$	$z_{n+1,s}$	$z_{n-1,s}$	$z_{n,s+1}$
Подпор	Скв. *122*	15/VI	45	32,68	—	—	2,87	—	—	3,56
на 30/VII	Скв. *123*	15/VI	45	—	34,40	—	—	0,59	—	—
в скв. *122*	Река *А*	15/VI	45	—	—	29,86	—	—	7,90	—
То же	Скв. *123*	15/VI	45	34,40	—	—	0,59	—	—	1,21
в скв. *123*	Скв. *178*	15/VI	45	—	35,50	—	—	0,15	—	—
	Скв. *122*	15/VI	45	—	—	32,68	—	—	2,87	—
То же	Скв. *178*	15/VI	45	35,50	—	—	0,15	—	—	0,27
в скв. *178*	Скв. *196*	15/VI	45		35,30	—	—	0,11	—	—
	Скв. *123*	15/VI	45		—	34,40	—	—	0,59	—
Подпор	Скв. *122*	30/VII	77	32,68	—	—	3,56	—	—	4,32
на 15/X	Скв. *123*	30/VII	77	—	34,40	—		1,21	—	
в скв. *122*	Река *А*	30/VII	77	—	—	29,86	—	—	7,72	—
То же	Скв. *123*	30/VII	77	34,40	—	—	1,21	—	—	1,81
в скв. *123*	Скв. *178*	30/VII	77	—	35,50	—	—	0,27	—	—
	Скв. *122*	30/VII	77	—	—	32,68	—		3,56	—
То же	Скв. *178*	30/VII	77	35,50	—	—	0,27	—	—	0,56
в скв. *178*	Скв. *196*	30/VII	77	—	35,30	—	—	0,19	—	—
	Скв. *123*	30/VII	77		—	34,40	—	—	1,21	

Аналогично можно продолжить расчет подпора, если имеются данные о граничных условиях (о колебаниях воды) с двух сторон междуречья.

ГЛАВА IX
РАСЧЕТ ДВИЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В РАЙОНЕ ПЛОТИН

§ 32. ЗАДАЧИ ИЗУЧЕНИЯ И ОБЩАЯ СХЕМА ДВИЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В РАЙОНЕ ПЛОТИН

При изучении движения подземных вод в районе плотин определяются следующие показатели:

1. Величина потерь воды из водохранилища за счет фильтрации из верхнего бьефа в нижний.

2. Величина давления (напора), оказываемого фильтрационным потоком на подземную часть сооружения (флютбет плотины) и породы основания. Это давление в верхнем бьефе направлено сверху вниз и ведет к так называемому фильтрационному уплотнению пород. Под плотиной и особенно, в нижнем бьефе оно направлено снизу вверх (поэтому оно называется противодавлением) и стремится как бы приподнять, „взвесить" сооружение (а в нижнем бьефе — породы), вследствие чего может быть нарушена устойчивость плотины, а в нижнем бьефе, сразу же за плотиной, нередко возникает опасность выпирания грунта.

3. Скорости фильтрации. Особый интерес представляет знание скоростей фильтрации в рыхлых породах: песках, супесях и т. п., где могут получить развитие процессы суффозии и размыва. Но иногда скорости фильтрации приобретают практическое значение и в трещиноватых породах, например когда имеется опасность размыва рыхлого заполнителя трещин или химического растворения пород.

Выбор метода расчета фильтрации зависит от характера сооружения и формы его подземного контура, с одной стороны, и природных условий — с другой.

При выполнении аналитических расчетов фильтрации обычно принимается простейшая форма контура сооружения (плотина с плоским флютбетом без шпунтов или с одним, в крайнем случае с двумя шпунтами) и по возможности схематизируются природные условия. Последние в самом общем виде для расчетных целей разделяются следующим образом (табл. 8).

При сложных контурах сооружения и сложной природной обстановке аналитические расчеты весьма затрудняются, а нередко оказываются вовсе невозможными. В таких случаях оценка условий фильтрации и количественное определение

Таблица 8

По водопроницаемости пород	1. Однородные породы 2. Неоднородные породы
По гидрогеологическим условиям	1. Река связана с потоком подземных вод (как правило, дренирует его), заключенным в породах берегов и дна долины 2. Породы, слагающие долину реки, не содержат подземного потока
По характеру рельефа	1. Вблизи плотины имеются долины (рек, оврагов, балок), могущие дренировать фильтрационный поток, направленный из верхнего бьефа в нижний 2. Вблизи плотины долины-дрены отсутствуют

перечисленных выше элементов фильтрационного потока производятся экспериментальным путем.

Фильтрация из водохранилища в нижний бьеф, строго говоря, происходит в виде единого потока, охватывающего и участок дна (основания плотины), и участок берегов реки. Этот поток носит характер пространственного и имеет в каждом поперечном сечении различные градиенты и скорости фильтрации. Но для упрощения расчета участок фильтрации в районе плотин обычно делят на две зоны и рассматривают раздельно: фильтрацию через основание плотины, или под плотиной (рис. 92, *I*), и фильтрацию в обход береговых примыканий плотины, или обходную фильтрацию (рис. 92, *II*).

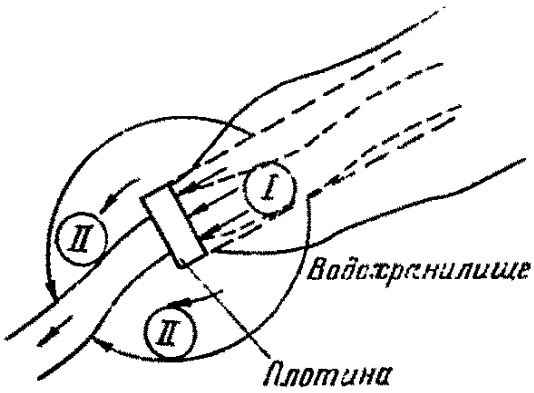


Рис. 92. Схема фильтрации в районе плотин

Зоны фильтрации: *I*—через основание плотины; *II*—в обход береговых примыканий

В первом случае — при фильтрации под плотиной — фильтрационный поток является напорным и при расчетах его принимают плоским, считая, что скорости и градиенты потока в любом сечении вдоль реки одинаковы.

Во втором случае—при обходной фильтрации—фильтрационный поток может быть как напорным, так и безнапорным. Расчеты обходной фильтрации производят либо приближенно, придавая каждой линии тока геометрически правильную форму (полуокружности, полуэллипса и т. д.), либо более строго, с учетом действительного направления течения в соответствии с формой берегового контура сопряжения плотин.

Ниже приводятся расчетные формулы, охватывающие лишь самые элементарные схемы. Более подробно с методами фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений можно ознакомиться в специальных работах, посвященных этому вопросу (см. список литературы).

§ 33. ФИЛЬТРАЦИЯ ПОД ПЛОТИНОЙ С ПЛОСКИМ ФЛЮТБЕТОМ НА ОДНОРОДНЫХ ПОРОДАХ

ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСХОД

Для расчета фильтрационного расхода через основание плотины в условиях однородных по водопроницаемости пород ограниченной мощности (при „конечной глубине водоупора") можно пользоваться точной формулой Н. Н. Павловского (рис. 93):

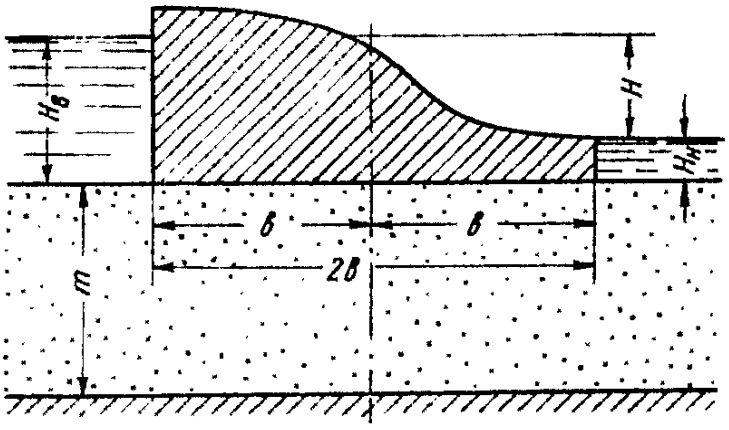


Рис. 93. Схема к расчету фильтрации под плотиной по формуле Н. П. Павловского

$$Q = kHL\frac{K'}{2K}, \tag{235}$$

где Q — расход фильтрационного потока в *м³/сутки*;
k — коэффициент фильтрации пород основания в *м/сутки*;
$H = H_в - H_н$ — напор на плотине в *м*;
L — длина плотины в *м*;
K — полный эллиптический интеграл 1-го рода при модуле λ;
K' — полный эллиптический интеграл 2-го рода при дополнительном модуле λ'.

Определение K и K' производится следующим образом. Сначала вычисляют значения модуля λ и дополнительного модуля λ' по формулам:

$$\lambda = \operatorname{th}\frac{\pi b}{2m} \tag{236}$$

и

$$\lambda' = \sqrt{1-\lambda^2}, \tag{237}$$

где b — половина ширины флютбета плотины в *м*;
m — мощность фильтрующего слоя в *м*.

Таблица гиперболических тангенсов дана в приложении IV.

Затем λ и λ' выражают в виде угловых модулей:

$$\lambda = \sin\alpha \text{ и } \lambda' = \sin\alpha', \tag{238}$$

откуда

$$\alpha = \arcsin\lambda \text{ и } \alpha' = \arcsin\lambda'. \tag{239}$$

После этого по таблице эллиптических интегралов[1] находят значение K и K'.

Величина фильтрационного расхода под плотиной при прочих равных условиях зависит от отношения полуширины флютбета b к мощности водопроницаемого основания m. С увеличением этого отношения расход убывает.

На рис. 94 приведен график, по которому легко найти приведенный фильтрационный расход q_r (т. е. расход, отнесенный к 1 *м* напора на плотине и коэффициенту филь-

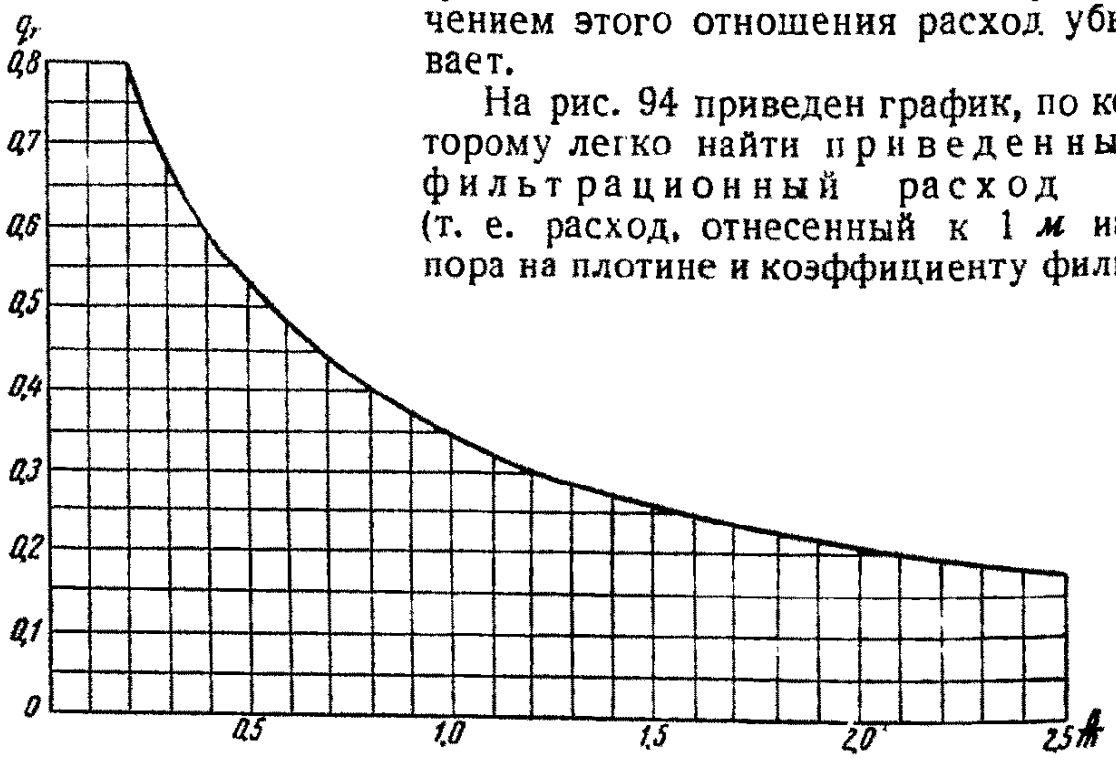


Рис. 94. График для определения приведенного фильтрационного расхода через основание плотины q_r

трации 1 *м/сутки* на единицу длины плотины) при известном отношении $\frac{b}{m}$. Установив по графику величину q_r, можно вычислить общий фильтрационный расход по формуле

$$Q = kHLq_r. \tag{240}$$

Наконец, фильтрационный расход под плотиной при небольшой мощности водопроницаемого основания (при $\frac{b}{m} \geqslant 0{,}2$) с достаточной для практических целей точностью можно рассчитать по формуле Каменского. Эта формула выведена при допущении, что средняя длина пути фильтрации воды под пло-

[1] Таблицы значений эллиптических интегралов можно найти в математических справочниках, например Hütte, т. 1 или Е. Янке и Ф. Эмде, Таблицы функций с формулами и кривыми. Гостехиздат, 1948.

тиной равна $m + 2b$ (рис. 95). Тогда, согласно общей формуле Дарси для расхода,

$$Q = kHL \frac{m}{2b + m}. \qquad (241)$$

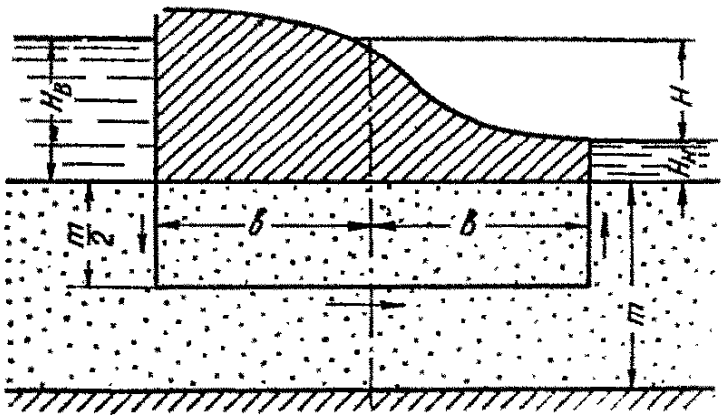


Рис. 95. Схема к расчету фильтрации под плотиной по формуле Г. Н. Каменского

ДАВЛЕНИЕ НА ПОДОШВУ ФЛЮТБЕТА

Точная формула Павловского для определения давления на подошву флютбета требует довольно трудоемких вычислений. Последних можно избежать, пользуясь номограммой, составленной Е. А. Замариным (рис. 96).

Для определения величины давления по номограмме сначала находят отношение половины ширины флютбета к мощности фильтрующего слоя $\frac{b}{m}$. Далее через точку, соответствующую найденному значению $\frac{b}{m}$ на ординате номограммы (слева), проводят горизонтальную линию, которая пересекает ряд изолиний приведенного давления h_r для различных точек флютбета.

Полное давление определяется затем по формуле

$$h = Hh_r + H_н. \qquad (242)$$

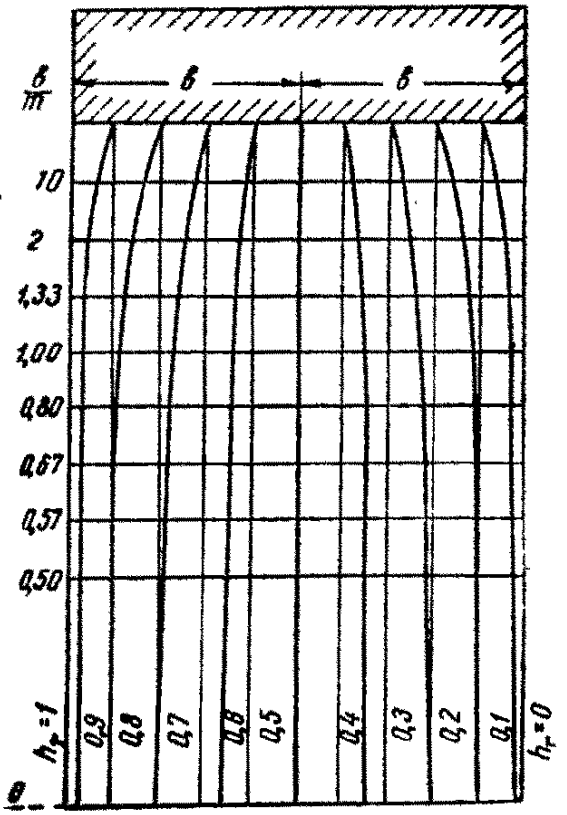


Рис. 96. Номограмма Е. А. Замарина для определения приведенного давления на подошву флютбета h_r

СКОРОСТЬ ФИЛЬТРАЦИИ ПО ДНУ НИЖНЕГО БЬЕФА

Скорость фильтрации по дну нижнего бьефа, по Павловскому, может быть определена по формуле

$$v = k\frac{H}{m}F, \tag{243}$$

где v — скорость фильтрации;
k — коэффициент фильтрации;
m — мощность фильтрующего слоя;
$H = H_в - H_н$ — напор на плотине;
F — некоторая функция, значения которой приведены в табл. 9 (в этой таблице x — расстояние от середины флютбета, остальные обозначения прежние).

Таблица 9

Значения функции F для вычисления скорости фильтрации

$\frac{b}{m}$	$\frac{x-b}{m}$				
	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0
0,2	1,81	1,08	0,468	0,182	0,038
0,4	1,36	0,870	0,395	0,100	0,032
0,6	1,17	0,740	0,345	0,142	0,030
0,8	1,01	0,650	0,305	0,125	0,026
1,0	0,910	0,580	0,275	0,112	0,022
2,0	0,594	0,379	0,180	0,073	0,014
3,0	0,441	0,281	0,133	0,054	0,011
4,0	0,350	0,224	0,106	0,043	0,009
5,0	0,291	0,185	0,088	0,036	0,007

§ 34. ФИЛЬТРАЦИЯ ПОД ПЛОТИНОЙ С ПЛОСКИМ ФЛЮТБЕТОМ НА НЕОДНОРОДНЫХ ПОРОДАХ

Аналитические методы расчета фильтрации воды под плотиной на неоднородных по водопроницаемости породах разработаны для чередующихся горизонтальных слоев небольшой мощности и двухслойной толщи.

Основание состоит из чередующихся горизонтальных слоев небольшой мощности. В такой схеме (рис. 97) водопроницаемость в вертикальном направлении значительно меньше, чем в горизонтальном, и в целом основание является в фильтрационном отношении анизотропным. Для расчета фильтрации в этом случае вычисляется средний коэффициент основания по следующим формулам Каменского:

а) максимальный коэффициент фильтрации (по напластованию)

$$k_{max} = \frac{k_1 m_1 + k_2 m_2 + \ldots + k_n m_n}{m_1 + m_2 + m_3 + \ldots + m_n}; \qquad (244)$$

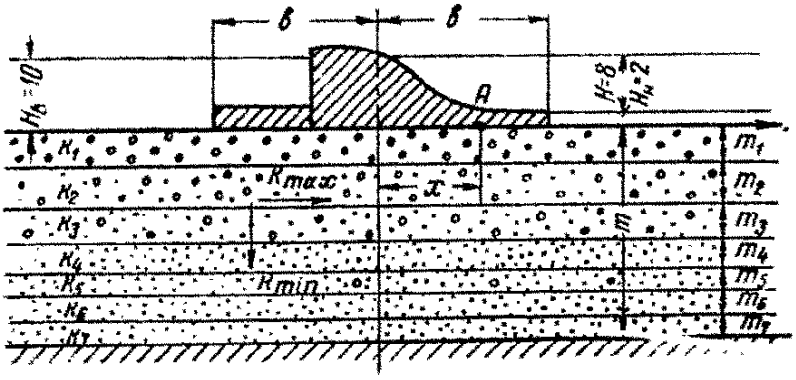


Рис. 97. Схема плотины с плоским флютбетом на слоистом основании

б) минимальный коэффициент фильтрации (по нормали к напластованию)

$$k_{min} = \frac{m_1 + m_2 + \ldots + m_n}{\frac{m_1}{k_1} + \frac{m_2}{k_2} + \ldots + \frac{m_n}{k_n}}, \qquad (245)$$

где $m_1, m_2, \ldots, m_n$ — мощности отдельных слоев;

$k_1, k_2, \ldots, k_n$ — коэффициенты фильтрации соответствующих слоев;

в) средний коэффициент фильтрации для всей толщи

$$k_{ср} = \sqrt{k_{max} \cdot k_{min}}. \qquad (246)$$

Дальнейшие расчеты фильтрации производятся так же, как для однородных пород. При этом предварительно необходимо сократить размеры флютбета и всех поверхностей области фильтрации по горизонтали в a раз причем величина a, называемая „коэффициентом деформации", определяется по формуле

$$a = \sqrt{\frac{k_{max}}{k_{min}}}. \qquad (247)$$

Полученные в результате расчета напор (противодавление) на флютбет и скорость фильтрации будут характеризовать соответствующие точки в сокращенной схеме. Для перехода к действительной схеме нужно вновь все горизонтальные размеры увеличить в a раз.

Двухслойное основание. Приближенный расчет фильтрации под плотиной на двухслойном основании можно производить

по формулам Каменского, выведенным для случая, когда верхний слой обладает относительно слабой, а нижний — высокой водопроницаемостью и мощность верхнего слоя по сравнению с нижним невелика (рис. 98). Соотношение коэффициентов

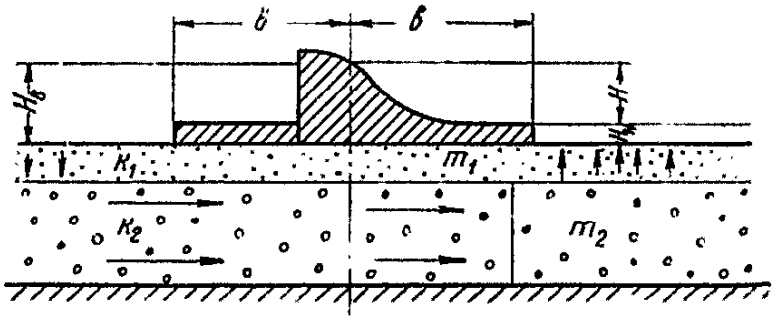


Рис. 98. Схема плотины на двухслойном основании

фильтрации обоих слоев должно быть не менее 1 : 10. При таких условиях делается допущение, что токи воды в верхнем слое направлены только по вертикали, а в нижнем — только по горизонтали; движение воды в верхнем слое непосредственно под плотиной вовсе не учитывается. В соответствии с этим, вся область фильтрации под плотиной делится на три части:

1) в верхнем бьефе расход воды, фильтрующейся через сильно проницаемый слой, постепенно увеличивается за счет подтока из верхнего слоя;

2) под плотиной имеет место напорный поток с постоянным расходом;

3) в нижнем бьефе расход симметрично верхнему бьефу постепенно убывает за счет отдачи воды из нижнего, сильно проницаемого слоя в верхний, слабо проницаемый.

Формулы Каменского для указанной схемы имеют следующий вид:

фильтрационный расход

$$Q = \frac{L(H_в - H_н)}{\frac{2b}{m_2 k_2} + 2\sqrt{\frac{m_1}{k_1 k_2 m_2}}}; \qquad (248)$$

потеря напора в верхнем, слабо проницаемом слое

$$y_0 = \frac{H_в - H_н}{2\left(1 + b\sqrt{\frac{k_1}{k_2 m_1 m_2}}\right)}; \qquad (249)$$

градиент фильтрации в нижнем бьефе

$$I = \frac{H_в - H_н}{2\left(m_1 + b\sqrt{\frac{k_1}{k_2}\cdot\frac{m_1}{m_2}}\right)}. \qquad (250)$$

При отсутствии слабо проницаемого слоя в верхнем бьефе и наличии его только в нижнем (рис. 99) приведенные формулы приобретают несколько иной вид:

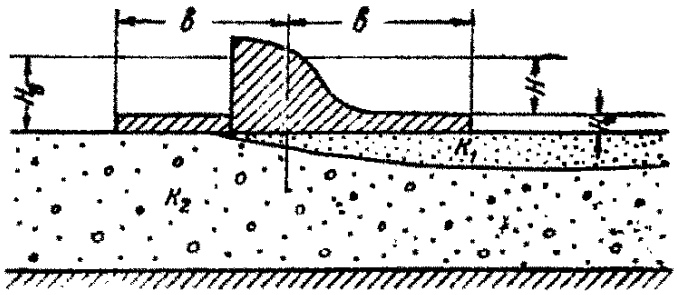


Рис. 99. Схема плотины при двухслойном основании в нижнем бьефе

фильтрационный расход

$$Q = \frac{L(H_в - H_н)}{\frac{2b}{m_2 k_2} + \sqrt{\frac{m_1}{k_1 k_2 m_2}}}; \qquad (251)$$

градиент фильтрации в нижнем бьефе

$$I = \frac{H_в - H_н}{m_1 + 2b\sqrt{\frac{k_1}{k_2}\cdot\frac{m_1}{m_2}}}. \qquad (252)$$

В формулах (248)—(252):

L — длина плотины;

$H_в$ и $H_н$ — глубина воды в верхнем и нижнем бьефах;

$2b$ — ширина флютбета плотины;

m_1 и m_2 — мощности верхнего (слабо проницаемого) и нижнего (сильно проницаемого) слоев;

k_1 и k_2 коэффициенты фильтрации этих слоев.

§ 35. РАСЧЕТЫ ПО ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ СЕТКЕ

Приведенные выше методы расчета фильтрации под плотиной справедливы для весьма простой формы ее подземного контура: плоского флютбета без шпунтов и завес. Но и для такого контура значения фильтрационного давления и скорости определяются этими методами только непосредственно для плоскости флютбета и дна нижнего бьефа.

Для расчета фильтрации под плотиной со сложным подземным контуром и определения давления и скорости в любой точке области фильтрации (не только на плоскости флютбета) необходимо иметь сетку движения. Сетка движения, или иначе гидродинамическая сетка, представляет собой систему

ортогональных линий тока и линий равного напора (эквипотенциалей), которая наиболее полно характеризует фильтрационное течение.

Построение сетки движения производится графическим путем или по методу ЭГДА (реже используются также данные экспериментов в фильтрационных лотках и других приборах).

ГРАФИЧЕСКИЙ СПОСОБ ПОСТРОЕНИЯ СЕТОК

При графическом построении сеток движения все непроницаемые контуры (флютбет плотины, шпунты, поверхность водоупорного пласта) рассматривают как линии тока, а проницаемые контуры с постоянными напорами (дно верхнего и дно нижнего бьефа, ось плотины при симметричной ее форме) — как линии равных напоров.

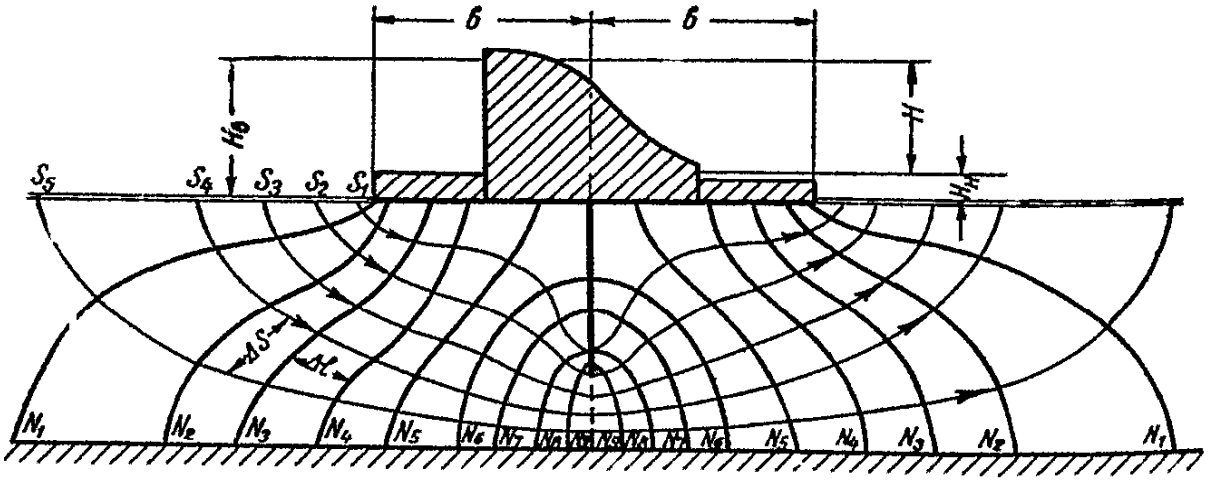


Рис. 100. Гидродинамическая сетка движения воды под плотиной

N_1 N_2, . . . N_9—эквипотенциали (линии равных напоров); S_1S_2. . . . , S_5—линии тока. Стрелками показано направление движения

Располагая чертежом схемы сооружения в конкретных геологических условиях, можно, следовательно, установить несколько опорных линий тока и линий равного напора. Между этими опорными линиями проводится ряд линий тока и линий равного напора, образующих собственно сетку движения (рис. 100). При этом соблюдаются следующие правила:

а) линии тока и линии равного напора должны быть взаимно ортогональны;

б) сетка движения должна состоять из криволинейных квадратов; средние линии квадратов, ограниченных соседними линиями тока и линиями равного напора, должны быть равны между собой;

в) на границе слоев с различной водопроницаемостью линии тока должны преломляться по закону

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\operatorname{tg} \alpha_2}, \qquad (253)$$

где k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации граничащих между собой слоев;

α_1 и α_2 — углы между касательными к линиям тока и нормалью к поверхности раздела двух слоев грунта (рис. 101).

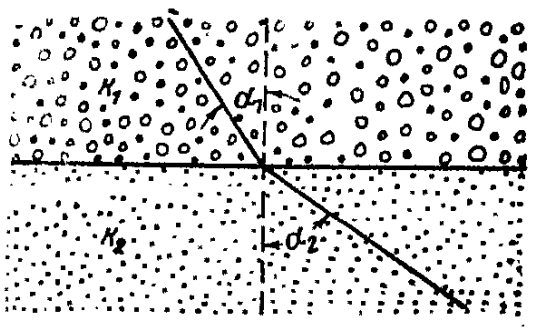


Рис. 101. Схема преломления линий токов на границе двух слоев различной водопроницаемости

ПОСТРОЕНИЕ СЕТОК ПО МЕТОДУ ЭГДА

Метод электро-гидродинамических аналогий, или сокращенно ЭГДА, как показывает само название, основан на том, что между фильтрацией жидкости и движением электричества в проводниках существует физическая аналогия и оба эти явления математически выражаются одними и теми же уравнениями.

Соответствие фильтрационного и электрического потоков может быть иллюстрировано следующим сопоставлением:

Поток грунтовых вод	Поток электричества
h — напор	ε — разность потенциалов (электродвижущая сила)
k — коэффициент фильтрации	c — коэффициент электропроводности
v — скорость фильтрации	i — плотность тока
Q — фильтрационный расход	I — сила тока
Линии равного напора	Линии равного потенциала
$v = k\frac{\Delta h}{\Delta l}$	$i = c\frac{\varepsilon}{\Delta l}$

Метод ЭГДА впервые был разработан и применен для исследования фильтрации Н. Н. Павловским в 1918 г. и с тех пор получил чрезвычайно широкое распространение.

Сущность экспериментального исследования по ЭГДА состоит в следующем. Создается модель области фильтрации, включающая сооружение и основные граничные поверхности, соответствующие природной обстановке. На поверхностях, имеющих постоянный напор, например по линии дна верхнего и нижнего бьефов, устанавливаются пластины, или так называемые шины, из материала, хорошо проводящего электричество (медь, латунь). Сопротивление этих пластин должно быть ничтожным. Непроницаемый контур сооружения и поверхности водоупора устраиваются из диэлектриков (воск, стекло, целлулоидные пластины и т. д.).

Собственно область фильтрации, ограниченная шинами и диэлектриками, составляется из материала, обладающего той

или иной электропроводностью. В качестве такого материала используются станиолевые пластины, желатин и особенно часто жидкие электролиты (медный купорос, поваренная соль, поташ и др.). Для моделей неоднородных по водопроницаемости пород применяются материалы с различной электропроводностью, например порошок графита и мрамора с различным содержанием того и другого или жидкие электролиты различной концентрации.

Этим способом можно моделировать как плоскую, так и пространственную фильтрацию. В последнем случае модель дает объемное изображение — макет области фильтрации.

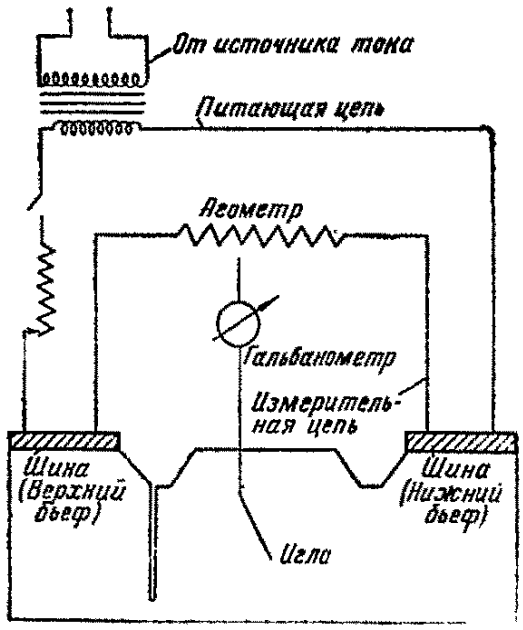


Рис. 102. Схема прибора для исследования фильтрации по методу ЭГДА

После устройства модели последняя через шины включается в электрическую цепь, питающуюся от источника тока; таким образом, в ней создается электрическое поле, характеризующееся в любой точке определенным значением потенциала (электродвижущей силы). В то же время к шинам присоединяется измерительная цепь, состоящая из градуированного сопротивления (агометра), соответствующего полному сопротивлению модели, гальванометра и иглы. Схема простейшей установки ЭГДА показана на рис. 102.

Задаваясь определенным сопротивлением в измерительной цепи, ищут с помощью иглы такую точку в пределах модели, которая обладает таким же сопротивлением. При этом стрелка гальванометра устанавливается на нуле. Значение потенциала в такой точке определяется из соотношения

$$v_i = v_1 - \frac{r_1}{R}\Delta v, \qquad (254)$$

где v_i — электрический потенциал в точке модели;
v_1 — электрический потенциал на шине верхнего бьефа;
r_1 — сопротивление в измерительной цепи;
R — полное сопротивление измерительной цепи;
Δv — полная разность потенциалов между шинами верхнего и нижнего бьефа.

Соединяя точки с равным потенциалом, получают систему изолиний (рис. 103, *а*), отвечающую линиям равного напора в области фильтрации (рис. 103, *б*).

Положение линий токов также можно установить методом ЭГДА, но обычно они наносятся графически — перпендикулярно

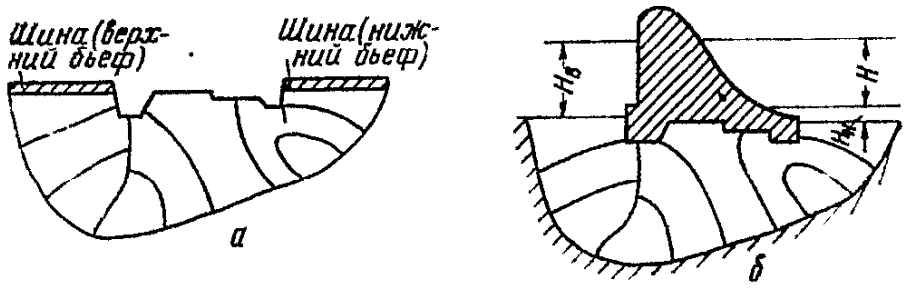


Рис. 103. Линии равного напора, построенные по методу ЭГДА

а — схема электрической модели; *б* — схема области фильтрации

полученным линиям равного напора с соблюдением всех указанных выше правил построения сеток.

ВЫЧИСЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ПОТОКА ПО СЕТКЕ ДВИЖЕНИЯ

Фильтрационный расход. В соответствии с формулой Дарси единичный расход (на 1 *м* длины флютбета) для квадрата, ограниченного двумя соседними линиями тока и эквипотенциалями (см. рис. 100), будет равен

$$q = k\frac{\Delta h}{\Delta l}\Delta s, \qquad (255)$$

где k — коэффициент фильтрации пород;

Δh — разность напоров между соседними эквипотенциалями;

Δl — длина средней линии тока между эквипотенциалями (определяется графически по масштабу);

Δs — ширина квадрата по средней линии между соседними линиями токов (также определяется графически по масштабу).

Все размеры удобно брать в метрах и *м/сутки*.

Расход, определяемый по формуле (255), соответствует расходу через один квадрат. Общий расход определяется как сумма расходов по всем полосам, на которые разделена фильтрующая область. Учитывая, что величина Δh для всех квадратов между соседними эквипотенциалями является неизменной и коэффициент фильтрации k в однородных породах также величина постоянная, выражение для общего расхода можно представить в следующем виде:

$$Q = qLN, \qquad (256)$$

где N — число полос, ограниченных линиями тока;

L — длина плотины.

Напор и фильтрационное давление в любой точке. Напор в любой точке определяется непосредственно по сетке. Так, например, распределение напора по глубине по линии *I—I* (рис. 104) определяется пересечениями этой линии с эквипотенциалями; в каждой точке пересечения величина напора соответствует значению пересекаемой эквипотенциали. Между эквипотенциалями напор определяется простой интерполяцией (по закону прямой). На рис. 104 построена эпюра распределения напоров по всей мощности фильтрующего слоя.

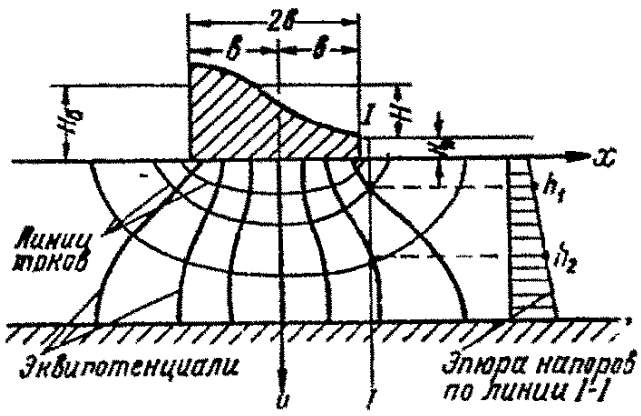


Рис. 104. Линии токов и линии равного напора при фильтрации под плотиной

Фильтрационное давление в любой точке определяется по формуле

$$p = \gamma (h + y), \tag{257}$$

где p — противодавление в $T/м^2$;

γ — удельный вес воды (обычно принимается равным 1);

h — напор в $м$;

y — высота точки, для которой определяется давление, над плоскостью сравнения в $м$; за плоскость сравнения удобно принимать дно реки (ось y при этом направлена вниз).

Градиент и скорость фильтрации. Градиент фильтрации I определяется по формуле

$$I = \frac{\Delta h}{\Delta l}, \tag{258}$$

где Δh — разность напоров по двум соседним эквипотенциалям;

Δl — средняя длина линии тока в пределах квадрата, ограниченного соседними эквипотенциалями.

Зная градиент потока, легко определить скорость фильтрации v:

$$v = kI. \tag{259}$$

§ 36. РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ

Деформации грунтов под влиянием фильтрации воды из водохранилища в нижний бьеф могут происходить в результате механической суффозии и повышенного гидродинамического давления, обусловливающего в некоторых случаях выпирание (подъем) грунта в нижнем бьефе.

УСТОЙЧИВОСТЬ ПРОТИВ МЕХАНИЧЕСКОЙ СУФФОЗИИ

В разнородных по механическому составу грунтах в качестве критерия устойчивости против суффозии используется скорость фильтрации. Величина скорости, выше которой может начаться суффозионный вынос частиц, иазывается критической, или вымывающей скоростью. Однако числовые значения критической скорости на практике установить трудно, так как до сего времени этот вопрос еще очень слабо изучен. Для ориентировочных расчетов при проектировании гидротехнических сооружений иногда принимают значения вымывающих скоростей, приведенные в табл. 10.

Таблица 10

Размер частиц грунта в *мм* (d)	5,0	3,0	1,0	0,8	0,5	0,3	0,1	0,08	0,05	0,03	0,01
Вымывающая скорость в *см/сек* ($v_в$)	22,1	17,3	9,85	8,83	6,97	4,88	3,06	2,79	2,19	1,74	0,98

УСТОЙЧИВОСТЬ ПРОТИВ ВЫПИРАНИЯ ГРУНТА

Гидродииамическое давление потока на единицу объема грунта определяется выражением

$$E = \gamma I, \tag{260}$$

где E — давление в $T/м^3$;
γ — удельный вес воды;
I — градиент потока в данной точке.

Гидродинамическому давлению в нижнем бьефе, где, как отмечалось выше, возникает опасность выпирания грунта, противостоит вес самого грунта, определяемый по формуле

$$Q = \gamma_1 - \gamma(1 - n), \tag{261}$$

где Q — вес единицы объема грунта в зоне фильтрации в $T/м^3$;
γ_1 — объемный вес грунта в воздухе;
γ — удельный вес воды;
n — пористость грунта.

Для того чтобы соблюдалось равновесие, значения E и Q должны быть равны. Тогда из выражений (260) и (261) можно получить величину критического градиента:

$$I_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1 - n). \tag{262}$$

Для сохранения устойчивости грунта против выпирания действительный градиент фильтрационного потока в нижнем бьефе должен быть меньше критического:

$$I \leqslant \frac{I_{кр}}{m}, \tag{263}$$

где m — коэффицнент запаса, принимаемый обычио равным 3—4.

§ 37. ФИЛЬТРАЦИЯ В ОБХОД БЕРЕГОВЫХ ПРИМЫКАНИЙ ПЛОТИНЫ

РАСЧЕТ ОБХОДНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В УСЛОВИЯХ ОДНОРОДНЫХ ПОРОД БЕЗ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО ПОТОКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Для приближенного расчета обходной фильтрации можно принять, что контур сопряжения плотины с берегом имеет вид полуцилиндра, проходящего через весь фильтрующий слой (рис. 105).

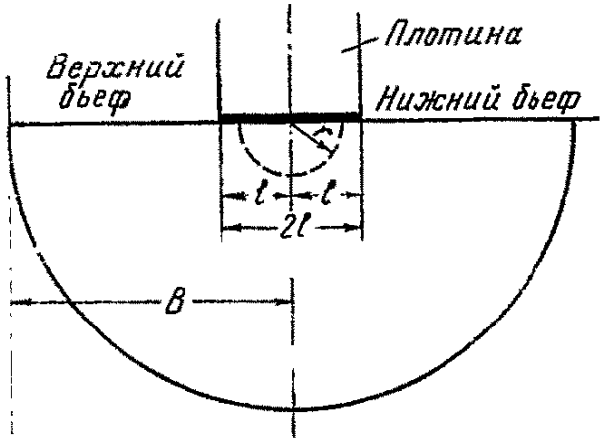


Рис. 105. Схема расчета обходной фильтрации без учета влияния естественного подземного потока (план)

При этих условиях расход на обходную фильтрацию из верхнего бьефа в нижний определяется по формулам:

для напорного потока (рис. 106)

$$Q_{н} = \frac{kmH}{\pi} \ln \frac{B}{r}; \qquad (264)$$

для безнапорного потока (рис. 107)

$$Q_{бн} = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2\pi} \ln \frac{B}{r}, \qquad (265)$$

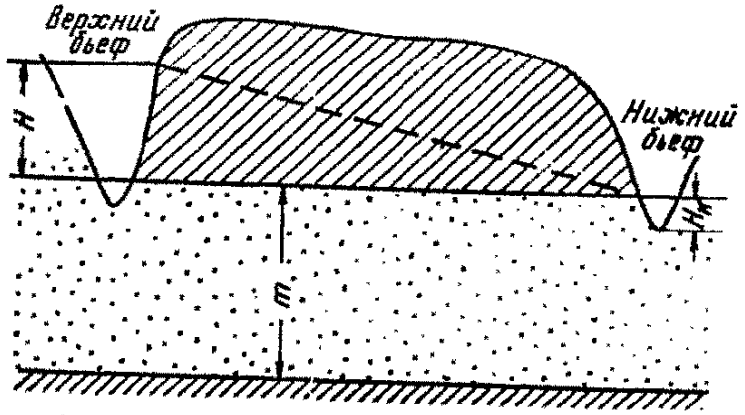


Рис. 106. Схема расчета обходной фильтрации без учета влияния естественного подземного потока (разрез для напорного потока)

где $Q_{н}$ и $Q_{бн}$ — фильтрационные расходы соответственно для напорного и безнапорного потока;

k — коэффициент фильтрации;

m — мощность фильтрующего слоя;

H — напор на плотине;

h_1 и h_2 — глубина воды до водоупора в верхнем и нижнем бьефах;

B — длина участка обходной фильтрации в верхнем бьефе, считая от оси плотины; принимается в соответствии с конкретными условиями: до водонепроницаемых пород, до резкого изгиба берега реки и т. д.

r — радиус берегового контура плотины.

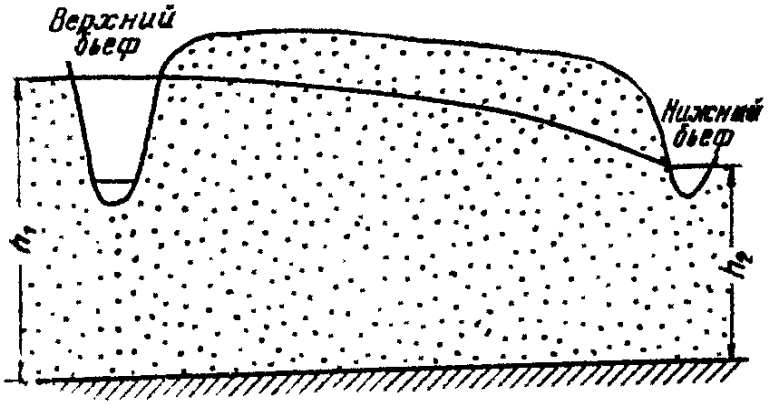


Рис. 107. Схема расчета обходной фильтрации без учета влияния естественного подземного потока (разрез для безнапорного потока)

Для определения величины r при плоском устое следует пользоваться выражением

$$r = \frac{2l}{\pi}, \tag{266}$$

где $2l$ — длина берегового устоя плотины.

При выводе указанных расчетных формул, кроме приближения в отношении контура сопряжения плотины с берегом, принятого в виде полуцилиндра, сделаны еще некоторые допущения. В частности, считалось, что берега водохранилища отвесны и урезы воды в верхнем и нижнем бьефах лежат на одной прямой. Эти допущения приводят к сокращению действительной длины пути фильтрации и, таким образом, при расчетах фильтрационного расхода дают определенный, обычно небольшой, „запас прочности".

РАСЧЕТ ОБХОДНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В УСЛОВИЯХ ОДНОРОДНЫХ ПОРОД С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО ПОТОКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

В берегах рек обычно имеется „устойчивый" естественный подземный поток от водоразделов в сторону реки, который, как правило, сохраняется и после устройства водохранилища (при отсутствии поблизости от водохранилища дренирующих

понижений), оказывая весьма существенное влияние на фильтрационный поток, направленный из верхнего бьефа в нижний в обход береговых примыканий плотин.

Это влияние выражается в том (рис. 108), что естественный подземный поток как бы прижимает фильтрационный поток, следующий из водохранилища в нижний бьеф, и тем самым приводит к сокращению его размеров. „Прижимающий" эффект тем сильнее, чем больше градиент естественного потока I и чем меньше напор на плотине H и его отношение к длине берегового контура устоя плотины.

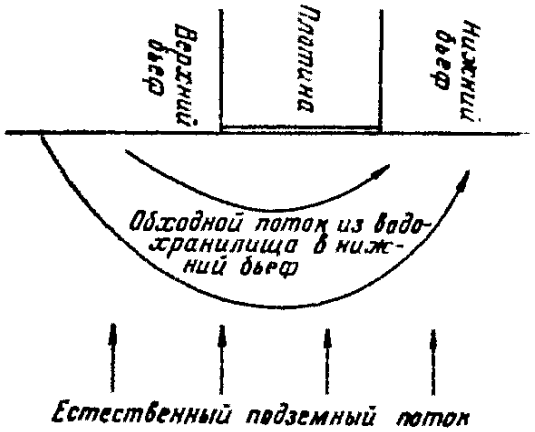


Рис. 108. Схема влияния естественного подземного потока на обходной фильтрационный поток

Можно представить себе два крайних положения, связанных с рассматриваемым явлением взаимодействия двух потоков:

1) градиент естественного потока настолько значителен, что обходной фильтрации из верхнего бьефа в нижний вообще не происходит;

2) градиент естественного потока близок к нулю; в этом случае обходная фильтрация будет максимальной и расход, а также и другие элементы обходного фильтрационного потока могут определяться методами, указанными выше для схемы, не учитывающей влияния естественного потока подземных вод.

Оба эти положения, однако, в реальной обстановке встречаются редко. Обычно соотношения между напором H и длиной контура берегового устоя плотины, с одной стороны, и градиентом естественного потока подземных вод—с другой, таковы, что обходная фильтрация имеет место, но в сокращенной, суженной зоне. Общая схема фильтрационного потока в этом случае имеет вид, изображенный на рис. 109. Участок возможной фильтрации в верхнем бьефе ограничен точкой b, находящейся на некотором расстоянии от верхней грани плотины. Это так называемая раздельная точка, в которой как бы сходятся два потока (направленные из водохранилища в нижний бьеф и от водораздела к реке) и в которой вследствие этого скорость фильтрации равна нулю. Зона обходной фильтрации ограничена линией тока bf, исходящей из раздельной точки.

Естественный подземный поток при этом вблизи плотины разделяется на две части, обтекая зону обходной фильтрации: одна часть его поступает в водохранилище (выше точки b), другая—в нижний бьеф (ниже точки f).

Гидродинамическое решение задачи обходной фильтрации для указанной схемы дано Н. Н. Веригиным и В. П. Недрига. Н. Н. Веригин в качестве исходной предпосылки принимает, что подземный поток в естественных условиях распространяется на весьма значительное расстояние от реки („до бесконечности") и расход его на единицу длины имеет постоянную величину: $q = \text{const}$. В. П. Недрига в своем решении исходит из того, что на некотором расстоянии от реки напор подземного потока сохраняется постоянным: $h = \text{const}$. Это последнее условие хорошо выдерживается при наличии поблизости от водохранилища параллельной реки или вытянутого озера.

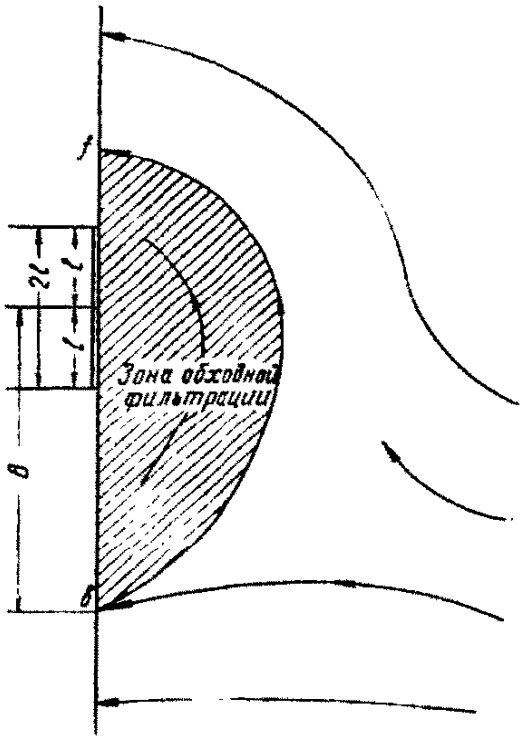


Рис. 109. Схема расчета обходной фильтрации с учетом воздействия естественного потока подземных вод (по Н. Н. Веригину)

Кроме того, в целях упрощения задачи оба указанных автора принимают, что берега водохранилища отвесны и водоносный пласт подстилается горизонтальным водоупором.

Формулы Веригина имеют следующий вид:

для напорного потока

$$Q_н = kmHA; \tag{267}$$

для безнапорного потока

$$Q_{бн} = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2}A, \tag{268}$$

где

$$A = \frac{1}{\pi}\left(\text{Ar ch}\frac{B}{t} - \sqrt{1 - \left(\frac{t}{B}\right)^2}\right). \tag{269}$$

Остальные обозначения те же, что в формулах (264) и (265).

Длина участка обходной фильтрации в верхнем бьефе B в данном случае, при учете влияния естественного подземного потока, определяется строго по формулам:

для напорного потока

$$B_н = \frac{H}{\pi I}; \tag{270}$$

для безнапорного потока

$$B_{бн} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\pi} \cdot \frac{k}{q_0}; \qquad (271)$$

значение q_0 — единичного расхода естественного подземного потока — определяется по уравнению Каменского:

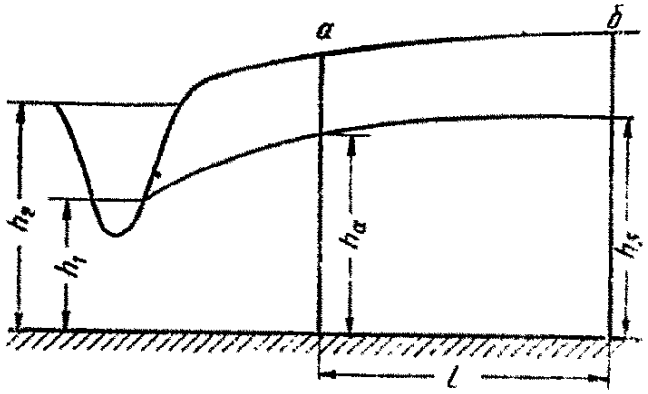


Рис. 110. Профиль по берегу (иормально к реке) для определения бытового расхода подземных вод и среднего градиента

$$q_0 = k\frac{h_б^2 - h_а^2}{2L} - \frac{wL}{2}. \qquad (272)$$

В этих формулах:

$h_а$ и $h_б$ — пьезометрический уровень (для напорных вод) или глубина воды до водоупора (для безнапорных вод) в точках $а$ и $б$, находящихся в некотором удалении от плотины (рис. 110), в $м$;

L — расстояние между этими точками в $м$;

$I = \frac{h_б - h_а}{L}$ — средний градиент естественного подземного потока;

w — инфильтрация атмосферных осадков на единицу площади в $м$, *сутки*.

При наличии параллельной водохранилищу реки (рис. 111), как указывалось выше, обходной фильтрационный расход может быть рассчитан по формулам Недрига:

для напорного потока

$$Q_н = 2km\,[(h_3 - h_2)\beta_1 - (h_3 - h_1)\beta_2]; \qquad (273)$$

для безнапорного потока

$$Q_{бн} = k\,[(h_3^2 - h_2^2)\beta_1 - (h_3^2 - h_1^2)\beta_2], \qquad (274)$$

где, кроме прежних обозначений, приняты:

h_3 — пьезометрический уровень (в напорных водах) или глубина воды до водоупора (в безнапорных водах) на урезе реки, протягивающейся параллельно водохранилищу;

β_1 и β_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 11 в зависимости от отношения половины длины берегового устоя l к расстоянию от водохранилища до реки T

и отношения длины участка фильтрации в верхнем бьефе B к половине длины устоя l.

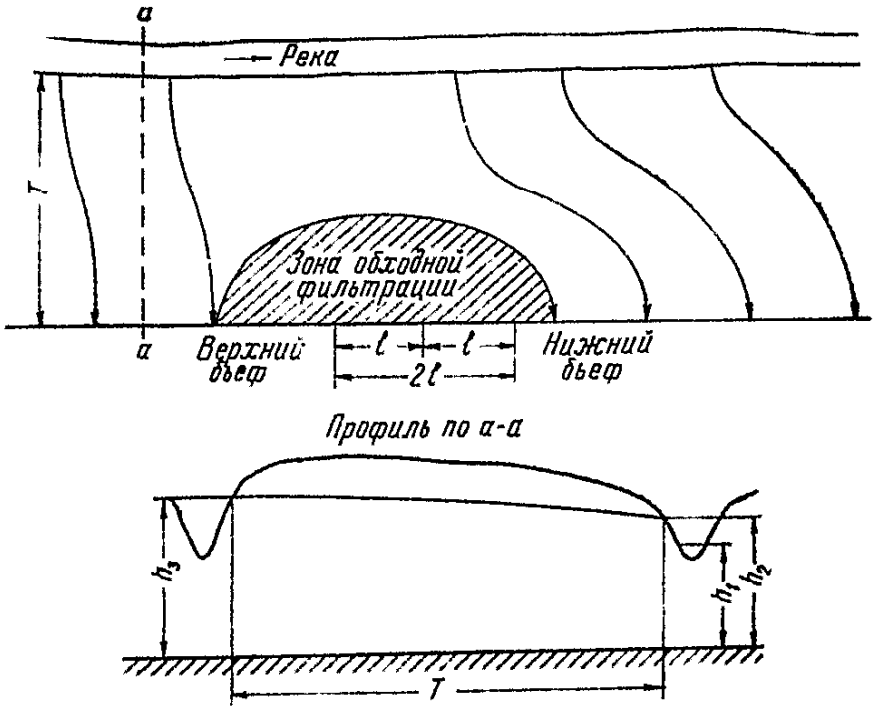


Рис. 111. Схема обходной фильтрации при наличии параллельной водохранилищу реки (по В. П. Недрига)

Таблица 11

Значения β_1 и β_2

$\frac{B}{l}$ для β_1	l/T									$\frac{B}{l}$ для β_2
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	
6,0	0,394	0,324	0,269	0,224	0,185	0,155	0,130	0,090	0,066	+6,0
5,0	0,365	0,306	0,257	0,216	0,182	0,154	0,130	0,090	0,066	+5,0
4,0	0,328	0,284	0,241	0,207	0,176	0,151	0,129	0,090	0,066	+4,0
3,0	0,280	0,248	0,216	0,188	0,163	0,141	0,121	0,090	0,066	+3,0
2,5	0,250	0,223	0,195	0,170	0,150	0,131	0,114	0,086	0,064	+2,5
2,0	0,211	0,190	0,170	0,151	0,134	0,117	0,104	0,080	0,060	+2,0
1,8	0,191	0,172	0,154	0,138	0,122	0,108	0,095	0,075	0,057	+1,8
1,6	0,167	0,152	0,136	0,123	0,110	0,098	0,088	0,069	0,053	+1,6
1,4	0,138	0,126	0,114	0,103	0,093	0,084	0,074	0,059	0,046	+1,4
1,2	0,100	0,091	0,082	0,074	0,066	0,058	0,053	0,044	0,035	+1,2
±1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	±1,0
+1,2	0,100	0,109	0,117	0,125	0,133	0,141	0,150	0,168	0,187	−1,2
+1,4	0,138	0,150	0,163	0,175	0,189	0,201	0,215	0,242	0,270	−1,4
+1,6	0,167	0,183	0,198	0,214	0,231	0,248	0,265	0,302	0,343	−1,6
+1,8	0,191	0,210	0,229	0,248	0,267	0,288	0,310	0,355	0,406	−1,8
+2,0	0,210	0,233	0,255	0,277	0,301	0,325	0,351	0,405	0,464	−2,0
+2,5	0,250	0,279	0,308	0,341	0,375	0,410	0,448	0,520	0,599	−2,5
+3,0	0,280	0,318	0,354	0,397	0,441	0,486	0,536	0,625	0,724	−3,0
+4,0	0,328	0,379	0,434	0,495	0,557	0,623	0,691	0,825	0,965	−4,0
+5,0	0,365	0,427	0,500	0,581	0,664	0,750	0,840	1,023	1,210	−5,0
+6,0	0,394	0,470	0,564	0,660	0,765	0,877	0,990	1,218	1,450	−6,0

Длина участка обходной фильтрации в верхнем бьефе (считая от верхней грани плотины) определяется по формуле

$$B = \frac{2T}{\pi} \operatorname{Ar\,ch} \sqrt{\frac{D^2}{D^2 - 1}} - l, \tag{275}$$

где величина D в свою очередь равна:

для напорного потока

$$D = \frac{2h_3 - h_1 - h_2}{h_1 - h_2}; \tag{276}$$

для безнапорного потока

$$D = \frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 - h_2^2}. \tag{277}$$

§ 38. ТИПОВЫЕ ЗАДАЧИ

Задача № 73

Требуется подсчитать фильтрационный расход под плотиной, если известно, что длина плотины $L = 300$ *м*; напор в верхнем бьефе $H_в = 20$ *м*; глубина реки в нижнем бьефе $H_н = 5$ *м*. Напор на плотине $H = H_в - H_н = 20 - 5 = 15$ *м*; мощность водопроницаемого слоя в основании плотины $m = 15$ *м*; коэффициент фильтрации пород $k = 100$ *м/сутки*; ширина флютбета $2b = 60$ *м*.

Решение. Определяем фильтрационный расход по формуле (235):

$$Q = kHL \frac{K'}{2K}.$$

Для этого предварительно находим следующие величины. Значение λ по формуле (236):

$$\lambda = \operatorname{th} \frac{\pi b}{2m} = \operatorname{th} \frac{3{,}14 \cdot 30}{2 \cdot 15} = \operatorname{th} 3{,}14 = 0{,}99541;$$

значение λ' по формуле (237):

$$\lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2} = \sqrt{1 - 0{,}99541^2} = 0{,}00956;$$

значения α и α' по формулам (239):

$$\alpha = \arcsin \lambda = \arcsin 0{,}99541 = 84°15',$$

$$\alpha' = \arcsin \lambda' = \arcsin 0{,}00956 = 0°33';$$

значения K и K' по таблице (Hütte, т. 1, стр. 42, табл. 9):

при $\alpha = 84°15'$ $K = 3{,}685$;

при $\alpha' = 8°33'$ $K' = 1{,}570$.

После этого, подставляя найденные числовые значения символов в формулу (235), получаем:

$$Q = 100 \cdot 15 \cdot 300 \frac{1{,}570}{2 \cdot 3{,}685} \approx 96\,000 \ м^3/сутки.$$

Та же величина фильтрационного расхода может быть найдена с помощью графика (см. рис. 94). Для этого вначале вычисляем отношение $\frac{b}{m} = \frac{30}{15} = 2$. По графику этому значению $\frac{b}{m}$ соответствует $q_r = 0{,}202$. Затем по формуле (240) находим фильтрационный расход

$$Q = kHLq_r = 100 \cdot 15 \cdot 300 \cdot 0{,}212 \approx 96\,000 \ м^3/сутки.$$

По приближенной формуле (241) фильтрационный расход будет равен

$$Q = kHL \frac{m}{2b + m} = 100 \cdot 15 \cdot 300 \frac{15}{60 + 15} = 90\,000 \ м^3/сутки.$$

Таким образом, ошибка расчета по формуле (241) по сравнению с точной формулой (235) составляет всего около 6%.

Задача № 74

Для тех же условий, что в задаче № 73, определить: 1) величину давления на подошву флютбета в точках $x_1 = 10$ *м* и $x_2 = -10$ *м* от оси плотины, пользуясь номограммой Е. А. За-

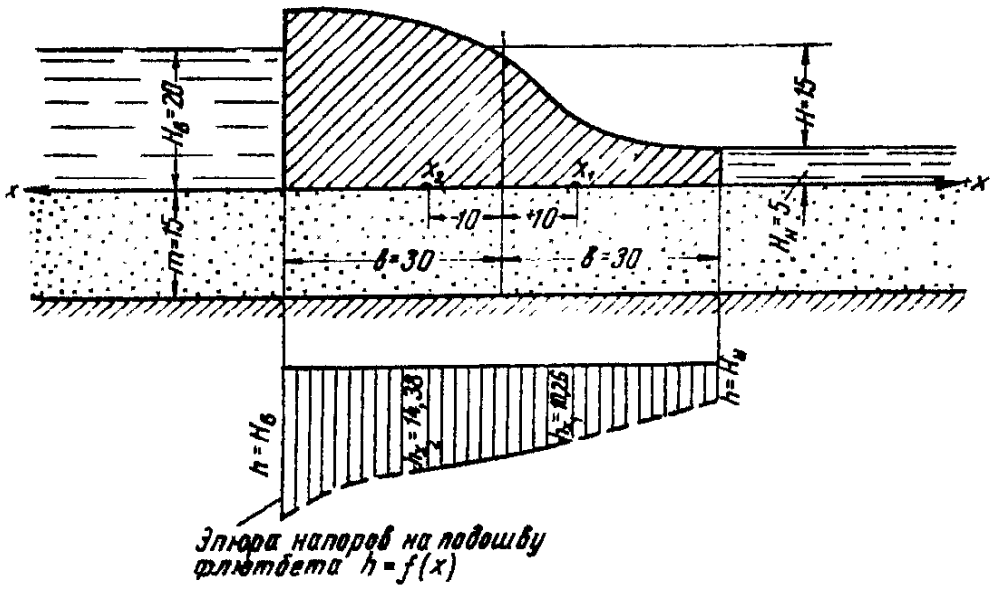


Рис. 112

марина, и 2) скорости фильтрации по дну нижнего бьефа в точках, отстоящих от середины флютбета на расстояниях $x_3 = 31{,}5$ *м*; $x_4 = 37{,}5$ *м* и $x_5 = 45$ *м* (рис. 112).

Решение. 1. Выражая x_1 и x_2 в единицах полуширины флютбета, имеем:

$$x_1 = \frac{10}{30} = 0{,}3; \quad x_2 = \frac{-10}{30} = -0{,}3.$$

Горизонтальная линия на графике (см. рис. 96), проходящая через точку $\frac{b}{m} = 2$, пересекает на расстояниях 0,3 и —0,3 от середины флютбета изолинии приведенного давления соответственно

$$h_{rx_1} = 0{,}350 \text{ и } h_{rx_2} = 0{,}650.$$

Полное давление на подошву флютбета в точках x_1 и x_2 определяем по формуле (242):

$$h = Hh_r + H_н.$$

Подставляя числовые данные, получаем:

$$h_{x_1} = 15 \cdot 0{,}350 + 5 = 10{,}26 \text{ м};$$
$$h_{x_2} = 15 \cdot 0{,}650 + 5 = 14{,}38 \text{ м}.$$

Эпюра напоров показана на рис. 112.

2. Для определения скорости фильтрации в точках x_3, x_4 и x_5 предварительно вычисляем:

$$\frac{x_3 - b}{m} = 0{,}1; \quad \frac{x_4 - b}{m} = 0{,}5; \quad \frac{x_5 - b}{m} = 1.$$

По найденным значениям $\frac{x - b}{m}$ по табл. 9 находим значение функции F для $\frac{b}{m} = 2$:

$$F_{x_3} = 0{,}594; \quad F_{x_4} = 0{,}180; \quad F_{x_5} = 0{,}073.$$

После этого определяем скорость фильтрации по формуле (243):

$$v = k\frac{H}{m}F.$$

Подставляя в эту формулу числовые значения, получаем:

$$v_{x_3} = 100\frac{15}{15}0{,}594 = 59{,}4 \text{ м/сутки};$$

$$v_{x_4} = 100\frac{15}{15}0{,}180 = 18{,}0 \text{ м/сутки};$$

$$v_{x_5} = 100\frac{15}{15}0{,}073 = 7{,}3 \text{ м/сутки}.$$

Таким образом, максимального значения скорость фильтрации достигает непосредственно за плотиной. На линии, совпа-

дающей с гранью плотины, она теоретически вообще не может быть определена: здесь, в связи с несовершенством решения, скорость получается равной бесконечности. Однако уже в небольшом удалении от плотины, как ясно видно из приведенного примера, скорость резко снижается.

Эпюра скоростей показана на рис. 113.

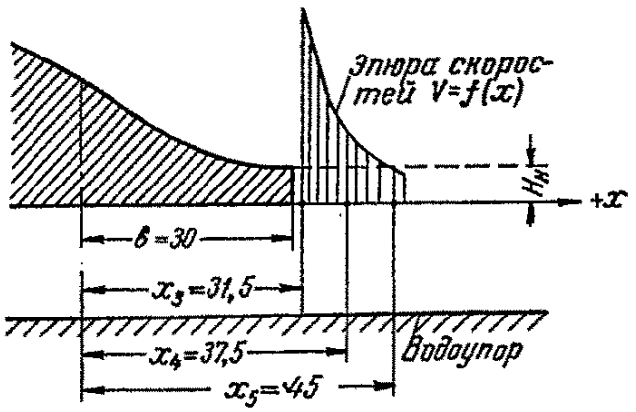


Рис. 113

Задача № 75

Плотина располагается на слоистом основании (см. рис. 97). Мощности слоев равны (в *м*): $m_1=5$, $m_2=6$, $m_3=5$, $m_4=4$, $m_5=3$, $m_6=4$, $m_7=3$; полная мощность $m=30$ *м*; коэффициенты фильтрации слоев соответственно равны (в *м/сутки*): $k_1=15$, $k_2=5$, $k_3=10$, $k_4=3$, $k_5=6$, $k_6=3$, $k_7=1$; ширина флютбета $2b=50$ *м*; длина плотины $L=250$ *м*; напор на плотине $H=8$ *м*. Требуется определить: расход под плотиной и давление на флютбет в точке A, находящейся от оси флютбета на расстоянии $x=15$ *м*.

Решение. По формулам (244), (245) и (246) вычисляем значения коэффициента фильтрации:

$$k_{max}=\frac{k_1m_1+k_2m_2+\ldots+k_nm_n}{m_1+m_2+\ldots+m_n}=$$

$$=\frac{15\cdot5+5\cdot6+10\cdot5+3\cdot4+6\cdot3+3\cdot4+1\cdot3}{5+6+5+4+3+4+3}=6{,}6\ м/сутки;$$

$$k_{min}=\frac{m_1+m_2+\ldots+m_n}{\frac{m_1}{k_1}+\frac{m_2}{k_2}+\ldots+\frac{m_n}{k_n}}=$$

$$\frac{5+6+5+4+3+4+3}{\frac{5}{15}+\frac{6}{5}+\frac{5}{10}+\frac{4}{3}+\frac{3}{6}+\frac{4}{3}+\frac{3}{1}}=3{,}6\ м/сутки;$$

$$k_{ср}=\sqrt{k_{max}k_{min}}=\sqrt{6{,}6\times3{,}6}=4{,}87\approx4{,}9\ м/сутки.$$

По формуле (247) определяем коэффициент деформации

$$a=\sqrt{\frac{k_{max}}{k_{min}}}=\sqrt{\frac{6{,}6}{3{,}6}}=1{,}35.$$

Уменьшаем ширину флютбета в a раз (рис. 114):

$$2b_1=\frac{2b}{a}=\frac{50}{1{,}35}=37\ м;\ b_1=18{,}5\ м.$$

Фильтрационный расход определяем по формуле (240), для чего предварительно находим величину q_r по графику (смотри рис. 94);

$$\text{при } \frac{b_1}{m} = \frac{18{,}5}{30} = 0{,}61 \quad q_r = 0{,}47;$$

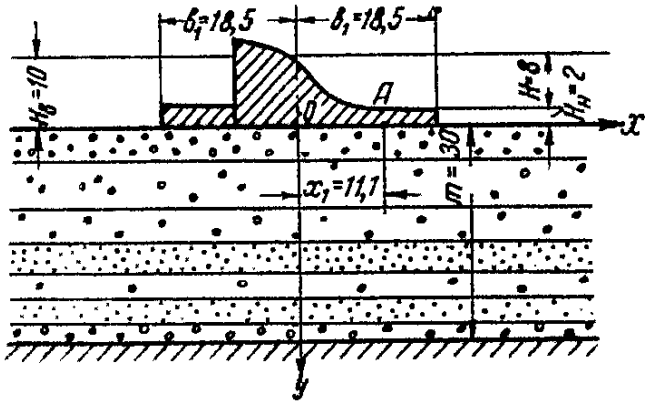


Рис. 114

следовательно,

$$Q = kHLq_r = 4{,}9 \cdot 8 \cdot 250 \cdot 0{,}47 = 4606 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

По номограмме (см. рис. 96) определяем приведенное давление в точке A:

$$x_1 = \frac{x}{a} = \frac{15}{1{,}35} = 11{,}1; \quad \frac{x_1}{b_1} = \frac{11{,}1}{18{,}5} = 0{,}6.$$

Линия, проходящая через точку на ординате 0,61, пересекает на расстоянии 0,6 от середины флютбета эквипотенциаль $h_{x_1} = 0{,}278$.

Полное давление вычисляем по формуле (242):

$$h = Hh_r + H_н = 8 \cdot 0{,}278 + 2 = 4{,}23 \text{ м}.$$

Задача № 76

Плотина располагается на двухслойиом основании (смотри рис. 98). Мощность верхнего слоя $m_1 = 5$ м, нижнего $m_2 = 15$ м: коэффициенты фильтрации слоев соответственно $k_1 = 5$ м/сутки, $k_2 = 60$ м/сутки. Шириина флютбета плотины $2b = 50$ м; напор на плотине $H = 10$ м; длина плотины $L = 70$ м. Требуется определить фильтрационный расход под плотиной и градиент фильтрации на выходе в иижний бьеф.

Решение. Фильтрационный расход под плотиной определяем по формуле (248):

$$Q = \frac{L(H_в - H_н)}{\frac{2b}{m_2 k_2} + 2\sqrt{\frac{m_1}{k_1 k_2 m_2}}} = \frac{70 \cdot 10}{\frac{50}{15 \cdot 60} + 2\sqrt{\frac{5}{5 \cdot 60 \cdot 15}}} = 5737 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Градиент фильтрации определяем по формуле (250):

$$I = \frac{H_в - H_н}{2\left(m_1 + b\sqrt{\frac{k_1}{k_2}\cdot\frac{m_1}{m_2}}\right)} = \frac{10}{2\left(5 + 25\sqrt{\frac{5}{60}\cdot\frac{5}{15}}\right)} = 0{,}54.$$

Задача № 77

При тех же исходных данных, что и в задаче № 76, определить градиент фильтрации на выходе в нижний бьеф при отсутствии слабо проницаемого слоя в верхнем бьефе (смотри рис. 99).

Решение. При этих условиях градиент фильтрации определяем по формуле (252):

$$I_0 = \frac{H_в - H_н}{m_1 + 2b\sqrt{\frac{k_1}{k_2}\cdot\frac{m_1}{m^2}}} = \frac{10}{5 + 50\sqrt{\frac{5}{60}\cdot\frac{5}{15}}} = 0{,}74.$$

Таким образом, при отсутствии слабо проницаемого слоя в верхнем бьефе градиент фильтрации на выходе в нижний бьеф увеличивается на

$$\frac{0{,}74 - 0{,}54}{0{,}54}\,100 = 37\%.$$

Задача № 78

Плотина с плоским флютбетом и одним шпунтом, расположенным в центре (рис. 115), имеет длину $L = 200$ *м*; $H_н = 20$ *м*;

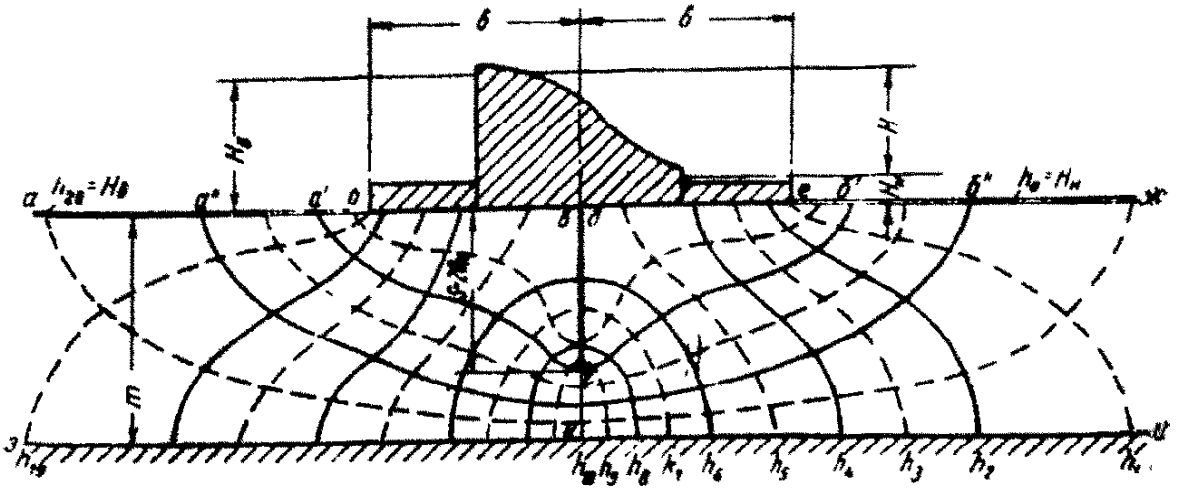


Рис. 115

$H_н = 5$ *м*; $H = H_в - H_н = 15$ *м*; $b = 30$ *м*; $m = 35$ *м*; длина шпунта $S = 20$ *м*; коэффициент фильтрации $k = 50$ *м/сутки*. Требуется построить графическим способом сетку движения и определить все элементы фильтрационного потока.

Решение. Устанавливаем опорные линии тока. Таковыми следует считать непроницаемый контур флютбета плотины со шпунтом (*бвгде*) и водоупор (*зи*); они показаны на рисунке жирными линиями. Линиями равного напора будут дно верхнего бьефа (*аб*), где напор $H_в = 20$ *м* = const, и дно нижнего бьефа (*еж*) с напором $H_н = 5$ *м* = const; они показаны на рисунке двойными линиями.

Все промежуточные линии равного напора должны быть ортогональны к выделенным линиям тока. Исходя из этого и учитывая, что схема сооружения симметрична, можно сразу провести дополнительно линию равного напора на продолжении шпунта (*гк*).

Проводим первую линию тока $a'б'$, которая должна приблизительно повторять контур сооружения, и вторую $a''б''$, более плавную.

Затем проводим линии равного напора, соблюдая данные выше указания об ортогональности. В результате получаем сетку движения из трех полос, ограниченных линиями тока, и десяти полос, на которые вся область фильтрации делится линиями равного напора, или эквипотенциалями. Весь напор на плотине распределяется пропорционально между эквипотенциалями, и каждой из них присваивается определенное значение напора:

$$h_n \text{ (верхнего бьефа)} = 20 \text{ м};$$

$$h_{n-1} = \frac{9 \cdot 15}{10} + 5 = 18{,}5 \text{ м};$$

$$h_{n-2} = \frac{8 \cdot 15}{10} + 5 = 17 \text{ м и т. д.}$$

Следует иметь в виду, что полученная сетка является результатом целого ряда приближений, т. е. „рисовок", которые удобно производить с помощью кальки цветными карандашами.

Для более детального расчета сетка может быть разделена еще на десять промежуточных полос эквипотенциалями и три полосы линиями тока (на рис. 115 показаны пунктиром). Всего, таким образом, на схеме дано 20 линий равного напора и 6 полос, ограниченных линиями тока. Числовые значения линий равного напора следующие:

$$h_1 = \frac{15}{20} + 5 = 5{,}75 \text{ м}; \quad h_2 = \frac{2 \cdot 15}{20} + 5 = 6{,}5 \text{ м}; \quad h_3 = \frac{3 \cdot 15}{20} + 5 = 7{,}25 \text{ м};$$

$$h_4 = \frac{4 \cdot 15}{20} + 5 = 8{,}0 \text{ м}; \quad \ldots; \quad h_{19} = \frac{19 \cdot 15}{20} + 5 = 19{,}25 \text{ м}.$$

Для определения фильтрационного расхода выделяем участок, ограниченный эквипотенциалями h_2 и h_8. Расчет про-

изводим по формулам (255) и (256), по одному квадрату A (рис. 116):

$$\Delta h = h_3 - h_2 = 7{,}25 - 6{,}5 = 0{,}75 \text{ м};$$

$\Delta l = 7$ м; $\Delta S = 7$ м (устанавливаются с учетом масштаба по средним линиям в одном из квадратов);

$$q = k\frac{\Delta h}{\Delta l}\Delta s = 50 \cdot 0{,}75 \cdot 1 = 37{,}5 \text{ м/сутки};$$

$$Q = LNq = 200 \cdot 6 \cdot 37{,}5 = 45\,000 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Напор в точке A, лежащей на линии равного напора, равен ее значению $-7{,}25$ м.

Фильтрационное давление в этой точке, согласно формуле (257), будет равно:

$$p = \gamma(h + y) = 1\,(7{,}25 + 15{,}0) = 22{,}3 \text{ Т/м}^2.$$

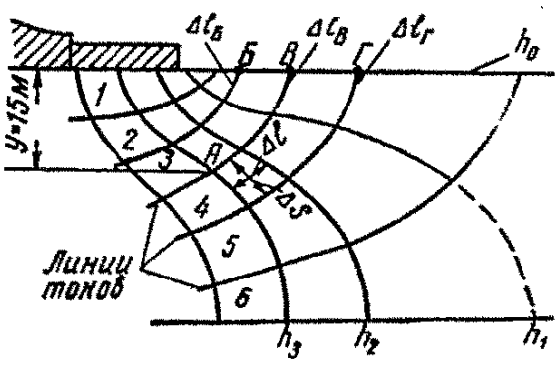


Рис. 116

Скорости фильтрации на выходе в нижний бьеф в точках $Б$, $В$ и $Г$ подсчитаем по формулам (258) и (259).

Так как указанные точки лежат на линиях тока, расстояние между эквипотенциалями берем по ним; в соответствии с масштабом получаем: $\Delta l_Б = 4{,}6$ м; $\Delta l_В = 6{,}2$ м; $\Delta l_Г = 8{,}1$ м; тогда

$$v_Б = k\frac{h_1 - h_0}{\Delta l_Б} = 50\,\frac{0{,}75}{4{,}6} = 8{,}15 \text{ м/сутки} \approx 0{,}01 \text{ см/сек};$$

и аналогично

$$v_В = 50\,\frac{0{,}75}{6{,}2} = 6{,}05 \text{ м/сутки} \approx 0{,}007 \text{ см/сек};$$

$$v_Г = 50\,\frac{0{,}75}{8{,}1} = 4{,}63 \text{ м/сутки} = 0{,}0053 \text{ см/сек}.$$

Задача № 79

Основание плотины и участок нижнего бьефа сложены разнозернистым песком, объемный вес которого в воздухе равен 1,6 Т/м³, пористость 35%. Определить величину критического градиента, считая удельный вес воды равным 1.

Решение. По формуле (262):

$$I_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1 - n) = \frac{1{,}6}{1{,}0} - (1 - 0{,}35) = 0{,}95.$$

Задача № 80

На рис. 117 показан фрагмент гидродинамической сетки на участке нижнего бьефа плотины с непроницаемой завесой глубиной $S = 10$ *м*. Напор на плотине $H = 15$ *м*; значения эквипотенциалей даны на чертеже. Требуется определить гидродинамическое давление и устойчивость грунта в пределах глубины завесы. Грунт — мелкозернистый песок; объемный вес его $\gamma_1 = 1{,}35$ *Т/м*^{3}, пористость $n = 32\%$.

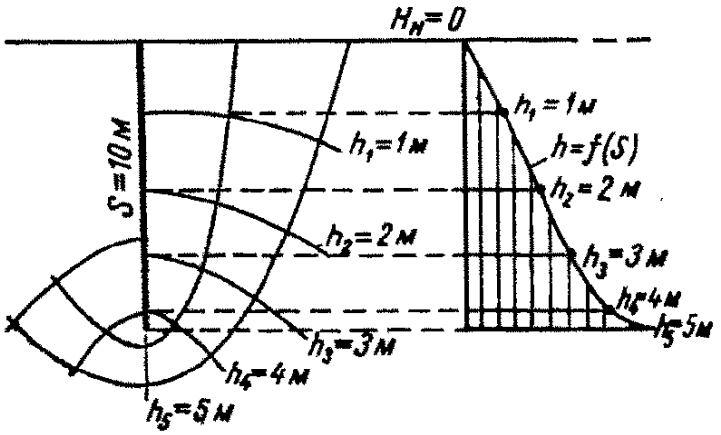


Рис. 117

Решение. Очевидно, что максимальное гидродинамическое давление имеет место вдоль завесы. Эпюра распределения напоров по глубине на стенке завесы, обращенной к нижнему бьефу, показана на чертеже.

По формуле (258) определяем значения градиента вдоль завесы:

на интервале глубин 0—2,5 *м* $I_1 = \frac{1-0}{2,5} = 0,4$

" " " 5—7,5 " $I_2 = \frac{3-1,8}{2,5} = 0,48$

" " " 9,5—10 " $I_3 = \frac{5-4}{0,5} = 2,0$

Следовательно, максимального значения градиент достигает на конце завесы, а к основанию ее он уменьшается.

Вычисляем средний градиент для всего слоя в пределах глубины завесы:

$$I_{ср} = \frac{5-0}{10} = 0,5.$$

Определяем критический градиент

$$I_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1-n) - (1-n) = \frac{1,35}{1} - (1-0,32) = 0,67.$$

При коэффициенте запаса $m = 3$ необходимое условие, предусматриваемое формулой (263), не сохраняется, так как $0,5 > \frac{0,67}{3}$. Из этого вытекает необходимость проведения специальных мероприятий, предохраняющих основание против выпирания грунта.

Задача № 81

Плотина примыкает к берегу, сложенному крупнозернистыми песками. Исходные данные следующие: коэффициент фильтрации песков $k = 30$ *м/сутки*; длина берегового устоя плотины $2l = 40$ *м*; глубина воды до водоупора в верхнем бьефе $h_1 = 20$ *м*, в нижнем бьефе $h_2 = 12$ *м*. Подземные воды до устройства водохранилища отсутствуют. На расстоянии 300 *м* от плотины пески в берегах сменяются плотными глинами. Требуется определить расход на обходную фильтрацию.

Решение. Допускаем, что линии токов имеют вид полуокружностей на всей мощности водопроницаемого слоя. Тогда радиус первой линии тока, вдоль условного берегового контура плотины, по формуле (266), будет равен

$$r = \frac{2l}{\pi} = \frac{40}{3{,}14} = 12{,}7 \text{ м}.$$

Длина участка обходной фильтрации определяется геологическими условиями: пески распространяются только на 300 *м* от плотины. Исходя из этого можно считать, что $B = 300 + 12{,}7 = 312{,}7$ *м* (считая от оси плотины).

Тогда по формуле (265):

$$Q_{\text{об}} = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2\pi} \ln \frac{B}{r} = \frac{30(20^2 - 12^2)}{2 \cdot 3{,}14} \ln \frac{312{,}7}{12{,}7} = 3912 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Таков расход по одному из берегов. При одинаковом геологическом строении и той же длине устоя плотины на противоположном берегу полученную величину расхода следует удвоить. При различном строении обоих берегов расчеты для каждого из них выполняются отдельно.

Задача № 82

По исходным данным предыдущего примера определить фильтрационный расход в обход сооружения при условии, что река дренирует подземный поток, идущий со стороны водораздела. В скважинах, расположенных вдоль по потоку на расстояниях $a = 150$ *м* и $б = 210$ *м* от уреза реки, глубина воды до водоупора равна $h_a = 13{,}2$ *м*, $h_б = 14{,}2$ *м*; величиной инфильтрации w можно пренебречь.

Решение. 1. По формуле (272) вычисляем единичный расход естественного грунтового потока (учитывая, что $w = 0$):

$$q_0 = k \frac{h_б^2 - h_a^2}{2L} = 30 \frac{14{,}2^2 - 13{,}2^2}{2 \cdot 60} = 6{,}85 \text{ м}^2/\text{сутки}.$$

По формуле (271) определяем длину участка обходной фильтрации:

$$B_{бн} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\pi} \cdot \frac{k}{q_0} = \frac{20^2 - 12^2}{2 \cdot 3{,}14} \cdot \frac{30}{6{,}85} = 178{,}5 \text{ м}.$$

Сравните с предыдущим примером: величина B в результате влияния естественного подземного потока сократилась на 134,2 м.

По формуле (269) можно теперь вычислить величину A:

$$A = \frac{1}{\pi}\left(\operatorname{Ar\,ch}\frac{B}{l} - \sqrt{1 - \left(\frac{l}{B}\right)^2}\right) =$$

$$= \frac{1}{3{,}14}\left(\operatorname{Ar\,ch}\frac{178{,}5}{20} - \sqrt{1 - \left(\frac{20}{178{,}5}\right)^2}\right) = 1{,}89,$$

и по формуле (268) — расход:

$$Q_{бн} = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2} A = \frac{30\,(20^2 - 12^2)}{2 \cdot 3{,}14} \cdot 1{,}89 = 2309 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Задача № 83

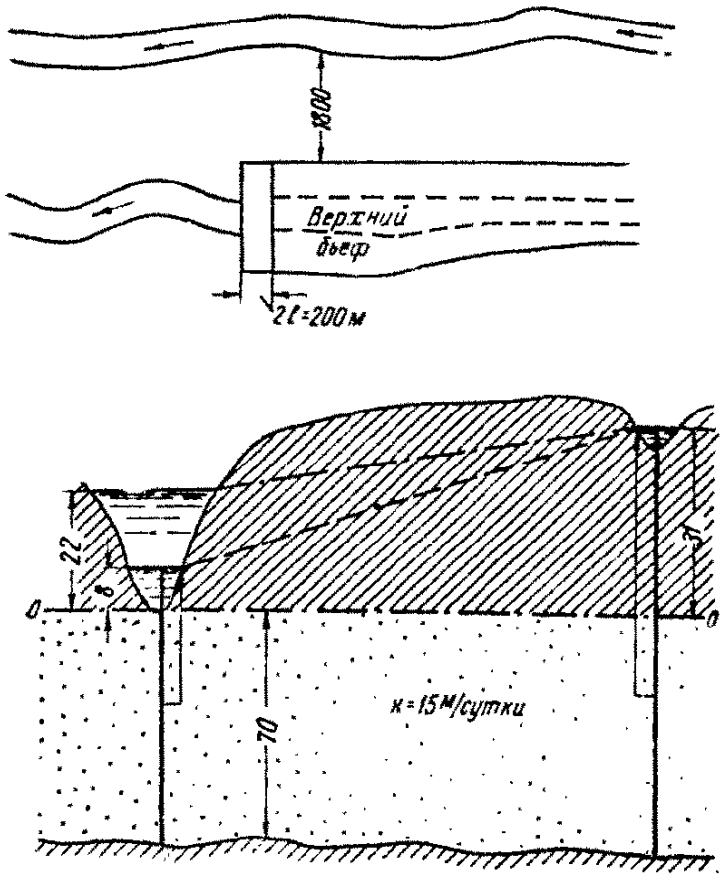


Рис. 118

Параллельно правому берегу долины, на которой сооружается плотина, на расстоянии $T = 1800$ м, протягивается еще одна река. Обе реки дренируют напорный подземный водоносный горизонт. Отметки пьезометрического уровня и другие исходные данные показаны на рис. 118. Требуется определить величину обходного фильтрационного расхода из верхнего бьефа в нижний по правому берегу.

Решение. По формуле (275) определяем длину участка обходной фильтрации в верхнем бьефе, предварительно вычислив по формуле (276) величину D:

$$D = \frac{2h_3 - h_1 - h_2}{h_1 - h_2} = \frac{2 \cdot 31 - 22 - 8}{22 - 8} = 2{,}28 \text{ м};$$

$$B=\frac{2T}{\pi}\operatorname{Ar\,ch}\sqrt{\frac{D^2}{D^2-1}}-l=\frac{2\cdot1800}{3{,}14}\operatorname{Ar\,ch}\sqrt{\frac{2{,}28^2}{2{,}28^2-1}}-$$

$$-100\approx416\ м.$$

По табл. 11 находим коэффициенты β_1 и β_2:

$$\frac{B}{l}=\frac{416}{100}=4{,}16;\quad \frac{l}{T}=\frac{100}{1800}=0{,}056;$$

при этих значениях

$$\beta_1=0{,}282;\quad \beta_2=0{,}393$$

($\frac{B}{l}$ при определении коэффициентов β_1 и β_2 берется со знаком минус).

По формуле (273) вычисляем фильтрационный расход:

$$Q_н=2km\left[(h_3-h_2)\beta_1-(h_8-h_1)\beta_2\right]=$$

$$=2\cdot70\cdot15\left[(31-8)0{,}282-(31-32)0{,}393\right]=6195\ м^3/сутки.$$

Задача № 84

Определить фильтрационный расход под плотиной при длине ее $L=200$ *м*, ширине $2b=50$ *м*, напоре на плотине $H=10$ *м*, коэффициенте фильтрации фильтрующего основания $k=20$ *м/сутки*. Мощности фильтрующего основания принять следующие: $m_1=10$ *м*, $m_2=20$ *м*, $m_3=50$ *м*, $m_4=100$ *м*.

Расчет произвести для всех четырех значений мощности по точной формуле (235) или по графику на рис. 94 и формуле (241); результаты расчета сравнить между собой и представить в виде графика $Q=f\left(\frac{m}{b}\right)$.

Ответ: по формуле (235)
$Q_{m_1}=7200$ *м³/сутки*; $Q_{m_3}=21\,000$ *м³/сутки*;
$Q_{m_2}=12\,600$ *м³/сутки*; $Q_{m_4}=23\,200$ *м³/сутки*;
по формуле (209)
$Q_{m_1}=6660$ *м³/сутки*; $Q_{m_3}=20\,000$ *м³/сутки*;
$Q_{m_2}=11\,428$ *м³/сутки*; $Q_{m_4}=26\,660$ *м³/сутки*.

Задача № 85

Для условий задачи № 73 определить величину противодавления в точках, отстоящих от середины флютбета на расстояниях 5; 15; 20 и 30 *м* в обе стороны. Полученные значения выразить графически в виде эпюры давления.

Указание. Как и в задаче № 74, нужно расстояния от середины флютбета сначала выразить в единицах полуширины флютбета.

Ответ: $h_{-5}=13{,}4$ *м*; $h_{+5}=11{,}6$ *м*;
$h_{-15}=15{,}65$ *м*; $h_{+15}=9{,}35$ *м*;
$h_{-20}=17{,}00$ *м*; $h_{+20}=8{,}0$ *м*;
$h_{-30}=20$ *м*; $h_{+30}=6$ *м*.

Задача № 86

Для плотины с плоским флютбетом и шпунтом, расположенным у верхней грани (рис. 119), требуется: 1) построить

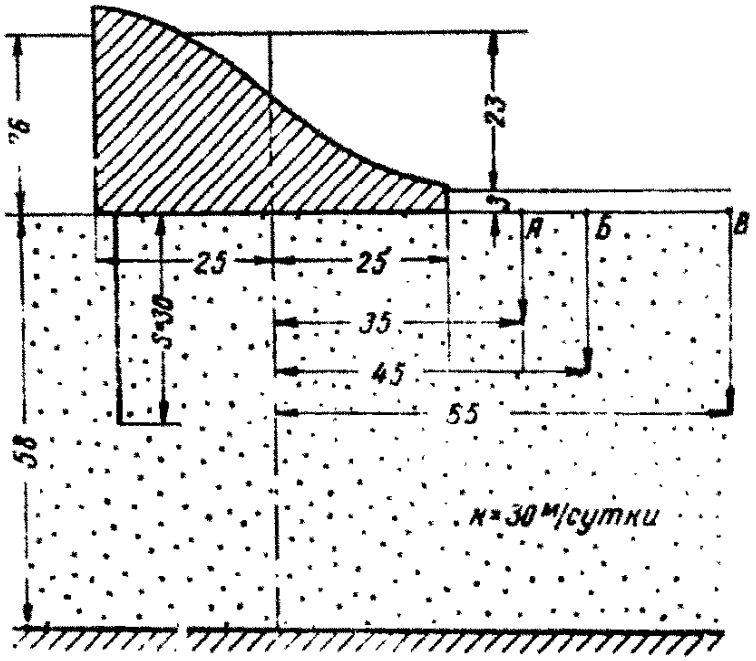


Рис. 119

сетку движения (исходные данные приведены на рисунке): 2) по полученной сетке рассчитать расход для одной полосы и суммарный расход для всего фильтрующего слоя, а также скорости фильтрации по дну нижнего бьефа в точках *А*, *Б*, *В*: 3) построить эпюру изменения скоростей по дну нижнего бьефа.

Задача № 87

Плотина располагается на двухслойном основании. Напор на плотине $H = 15$ *м*; мощность верхнего слоя $m_1 = 1$ *м*; коэффициент фильтрации $k_1 = 2$ *м/сутки*; соответственно для нижнего слоя $m_2 = 10$ *м* и $k_2 = 20$ *м/сутки*; ширина флютбета плотины $2b = 50$ *м*.

Требуется определить: 1) какая доля от общего напора на плотине $\left(\frac{y_0}{H}\right)$ теряется в верхнем слое и 2) средний градиент I на выходе в нижний бьеф.

Ответ: $\frac{y_0}{H} = \frac{1}{12}$;
$I = 1{,}25$.

Задача № 88

По схеме, указанной на рис. 120, рассчитать фильтрационный расход в обход сооружения по правому берегу при следующих исходных данных:

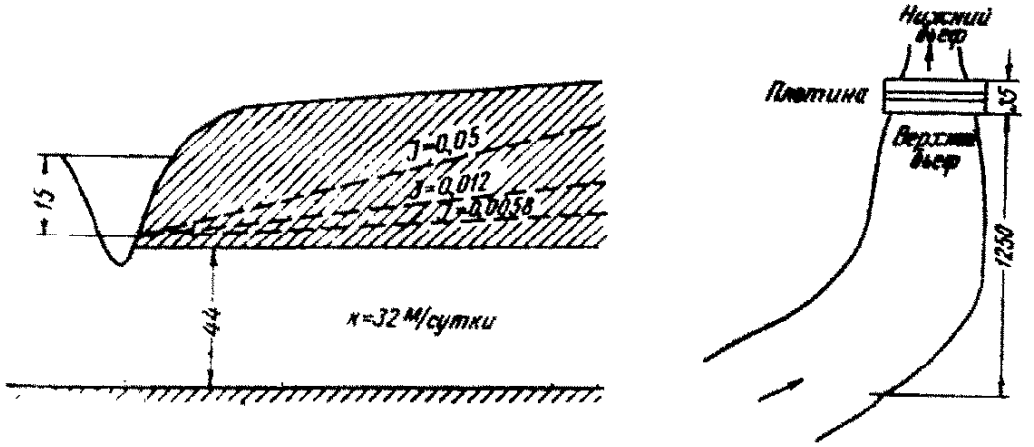


Рис. 120

1) естественный подземный поток отсутствует;
2) река дренирует естественный подземный поток, причем градиент его $I_1 = 0{,}0058$;
3) то же при $I_2 = 0{,}012$;
4) то же при $I_3 = 0{,}05$.

Результаты расчета представить в виде графика $Q = f(I)$.

Указание. В первом случае — при отсутствии естественного подземного потока — длина участка фильтрации в верхнем бьефе определяется конфигурацией берега: на расстоянии 1250 *м* от верхней гранн плотины река делает резкий изгиб, и, следовательно, фильтрация практически может достигать ощутимых размеров только до этого места.

Ответ: при $I = 0$ $Q = 31\,680$ *м³/сутки*;
при $I = 0{,}0058$ $Q = 23\,865$ *м³/сутки*;
при $I = 0{,}012$ $Q = 19\,198$ *м³/сутки*;
при $I = 0{,}05$ $Q = 9208$ *м³/сутки*.

ТАБЛИЦА I. Прямой уклон ($i > 0$). Кривая спада

η	$\varphi(\eta)$	[Δ]	η	$\psi(\eta)$	[Δ]
0,01	—0,00004		0,26	—0,0411	
		0,00016			0,0036
0,02	—0,0002		0,27	—0,0447	
		0,0002			0,0038
0,03	—0,0004		0,28	—0,0485	
		0,0004			0,0040
0,04	—0,0008		0,29	—0,0525	
		0,0005			0,0042
0,05	—0,0013		0,30	—0,0567	
		0,0006			0,0044
0,06	—0,0019		0,31	—0,0611	
		0,0007			0,0046
0,07	—0,0026		0,32	—0,0657	
		0,0008			0,0048
0,08	—0,0034		0,33	—0,0705	
		0,0009			0,0050
0,09	—0,0043		0,34	—0,0755	
		0,0010			0,0053
0,10	—0,0053		0,35	—0,0808	
		0,0012			0,0055
0,11	—0,0065		0,36	—0,0863	
		0,0013			0,0057
0,12	—0,0078		0,37	—0,0920	
		0,0014			0,0060
0,13	—0,0092		0,38	—0,0980	
		0,0016			0,0063
0,14	—0,0108		0,39	—0,1043	
		0,0017			0,0065
0,15	—0,0125		0,40	—0,1108	
		0,0019			0,0068
0,16	—0,0144		0,41	—0,1176	
		0,0020			0,0071
0,17	—0,0164		0,42	—0,1247	
		0,0021			0,0074
0,18	—0,0185		0,43	—0,1321	
		0,0022			0,0077
0,19	—0,0207		0,44	—0,1398	
		0,0024			0,0080
0,20	—0,0231		0,45	—0,1478	
		0,0026			0,0083
0,21	—0,0257		0,46	—0,1562	
		0,0028			0,0086
0,22	—0,0285		0,47	—0,1648	
		0,0029			0,0090
0,23	—0,0314		0,48	—0,1738	
		0,0031			0,0095
0,24	—0,0345		0,49	—0,1833	
		0,0032			0,0099
0,25	—0,0377		0,50	—0,1932	
		0,0034			0,0102

Продолжение табл. I

η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$	η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$
0,51	—0,2034		0,78	—0,7342	
		0,0106			0,0365
0,52	—0,2140		0,79	—0,7707	
		0,0110			0,0387
0,53	—0,2250		0,80	—0,8094	
		0,0115			0,0413
0,54	—0,2365		0,81	—0,8507	
		0,0120			0,0441
0,55	—0,2485		0,82	—0,8948	
		0,0125			0,0472
0,56	—0,2610		0,83	—0,9420	
		0,0130			0,0506
0,57	—0,2740		0,84	—0,9926	
		0,0135			0,0545
0,58	—0,2875		0,85	—1,0471	
		0,0140			0,0596
0,59	—0,3015		0,86	—1,1061	
		0,0147			0,0641
0,60	—0,3162		0,87	—1,1702	
		0,0153			0,0700
0,61	—0,3315		0,88	—1,2402	
		0,0160			0,0771
0,62	—0,3475		0,89	—1,3173	
		0,0167			0,0853
0,63	—0,3642		0,90	—1,4026	
		0,0174			0,0463
0,64	—0,3816		0,905	—1,4489	
		0,0182			0,0491
0,65	—0,3998		0,910	—1,4980	
		0,0190			0,0521
0,66	—0,4188		0,915	—1,5501	
		0,0199			0,0556
0,67	—0,4387		0,920	—1,6057	
		0,0208			0,0596
0,68	—0,4595		0,925	—1,6653	
		0,0217			0,0640
0,69	—0,4812		0,930	—1,7293	
		0,0228			0,0691
0,70	—0,5040		0,935	—1,7984	
		0,0239			0,0750
0,71	—0,5279		0,940	—1,8734	
		0,0251			0,0820
0,72	—0,5530		0,945	—1,9554	
		0,0264			0,0903
0,73	—0,5794		0,950	—2,0457	
		0,0277			0,1004
0,74	—0,6071		0,955	—2,1461	
		0,0292			0,1128
0,75	—0,6363		0,960	—2,2589	
		0,0308			0,1285
0,76	—0,6671		0,965	—2,3874	
		0,0326			0,1492
0,77	—0,6997		0,970	—2,5366	
		0,0345			0,0670

Продолжение табл. I

η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$	η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$
0,972	—2,6036		0,986	—3,2827	
		0,0721			0,1521
0,974	—2,6757		0,988	—3,4348	
		0,0780			0,1804
0,976	—2,7537		0,990	—3,6152	
		0,0850			0,2211
0,978	—2,8387		0,992	—3,8363	
		0,0933			0,2857
0,980	—2,9320		0,994	—4,1220	
		0,1034			0,4035
0,982	—3,0354		0,996	—4,5255	
		0,1158			0,6912
0,084	—3,1512		0,998	—5,2167	
		0,1315			0,6921
			0,999	—5,9088	

ТАБЛИЦА II. Прямой уклон ($i > 0$). Кривая подпора

η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$	η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$
100,0	104,5951		42,0	45,7136	
		10,1065			1,0247
90,0	94,4886		41,0	44,6889	
		10,1191			1,0253
80,0	84,3695		40,0	43,6636	
		10,1354			1,0260
70,0	74,2341		39,0	42,6376	
		5,0752			1,0267
65,0	69,1589		38,0	41,6109	
		5,0814			1,0274
60,0	64,0775		37,0	40,5835	
		5,0885			1,0281
55,0	58,9890		36,0	39,5554	
		5,0972			1,0290
50,0	53,8918		35,0	38,5264	
		1,0206			1,0299
49,0	52,8712		34,0	37,4969	
		1,0210			1,0308
48,0	51,8502		33,0	36,4657	
		1,0215			1,0317
47,0	50,8287		32,0	35,4340	
		1,0220			1,0328
46,0	49,8067		31,0	34,4012	
		1,0225			1,0339
45,0	48,7842		30,0	33,3673	
		1,0230			1,0351
44,0	47,7612		29,0	32,3322	
		1,0235			1,0364
43,0	46,7377		28,0	31,2958	
		1,0241			1,0377

η	$\varphi(\eta)$	[Δ]	η	$\varphi(\eta)$	[Δ]
27,0	30,2581		10,0	12,1972	
		1,0392			0,2224
26,0	29,2189		9,8	11,9748	
		1,0408			0,2230
25,0	28,1781		9,6	11,7518	
		1,0426			0,2235
24,0	27,1352		9,4	11,5283	
		1,0445			0,2242
23,0	26,0910		9,2	11,3041	
		1,0465			0,2247
22,0	25,0445		9 0	11,0794	
		1,0488			0,2253
21,0	23,9957		8,8	10,8541	
		1,0513			0,2260
20,0	22,9444		8,6	10,6281	
		0,5266			0,2266
19,5	22,4178		8,4	10,4015	
		0,5274			0,2274
19,0	21,8904		8,2	10,1741	
		0,5282			0,2282
18,5	21,3622		8,0	9,9459	
		0,5290			0,2290
18,0	20,8332		7,8	9,7169	
		0,5298			0,2298
17,5	20,3034		7,6	9,4871	
		0,5308			0,2308
17,0	19,7726		7,4	9,2563	
		0,5318			0,2317
16,5	19,2408		7,2	9,0246	
		0,5327			0,2328
16,0	18,7081		7,0	8,7918	
		0,5339			0,2339
15,5	18,1742		6,8	8,5579	
		0,5341			0,2351
15,0	17,6391		6,6	8,3228	
		0,5364			0,2365
14,5	17,1027		6,4	8,0863	
		0,5378			0,2376
14,0	16,5649		6,2	7,8487	
		0,5392			0,2393
13,5	16,0257		6,0	7,6094	
		0,5408			0,2408
13,0	15,4849		5,8	7,3686	
		0,5425			0,2425
12,5	14,9424		5,6	7,1261	
		0,5445			0,2445
12,0	14,3979		5,4	6,8816	
		0,5465			0,2465
11,5	13,8514		5,2	6,6351	
		0,5488			0,2488
11,0	13,3026		5,0	6,3863	
		0,5513			0,1253
10,5	12,7513		4,9	6,2610	
		0,5541			0,1260

η	φ(η)	[Δ]	η	φ(η)	[Δ]
4,8	6,1350		2,1	2,1953	
		0,1267			0,1953
4,7	6,0083		2,0	2,0000	
		0,1274			0,2054
4,6	5,8809		1,9	1,7946	
		0,1281			0,2177
4,5	5,7528		1,8	1,5769	
		0,1290			0,2336
4,4	5,6238		1,7	1,3433	
		0,1299			0,2541
4,3	5,4939		1,6	1,0892	
		0,1307			0,2823
4,2	5,3632		1,50	0,8069	
		0,1318			0,0303
4,1	5,2314		1,49	0,7766	
		0,1328			0,0306
4,0	5,0983		1,48	0,7460	
		0,1339			0,0310
3,9	4,9647		1,47	0,7150	
		0,1351			0,0315
3,8	4,8296		1,46	0,6835	
		0,1364			0,0320
3,7	4,6932		1,45	0,6515	
		0,1377			0,0325
3,6	4,5555		1,44	0,6190	
		0,1392			0,0330
3,5	4,4163		1,43	0,5860	
		0,1408			0,0335
3,4	4,2755		1,42	0,5525	
		0,1426			0,0341
3,3	4,1329		1,41	0,5184	
		0,1444			0,0347
3,2	3,9885		1,40	0,4837	
		0,1466			0,0353
3,1	3,8419		1,39	0,4484	
		0,1485			0,0360
3,0	3,6934		1,38	0,4124	
		0,1514			0,0367
2,9	3,5420		1,37	0,3757	
		0,1542			0,0374
2,8	3,3878		1,36	0,3383	
		0,1572			0,0381
2,7	3,2306		1,35	0,3002	
		0,1606			0,0390
2,6	3,0700		1,34	0,2612	
		0,1645			0,0399
2,5	2,9055		1,33	0,2213	
		0,1690			0,0408
2,4	2,7365		1,32	0,1805	
		0,1741			0,0418
2,3	2,5624		1,31	0,1387	
		0,1801			0,0428
2,2	2,3823		1,30	0,0959	
		0,1870			0,0439

η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$	η	$\varphi(\eta)$	$[\Delta]$
1,29	0,0520		1,065	—1,6684	
		0,0451			0,0850
1,28	0,0069		1,060	—1,7534	
		0,0069			0,0920
1,27846	0		1,055	—1,8454	
		0,0393			0,1003
1,27	—0,0393		1,050	—1,9457	
		0,0478			0,1104
1,26	—0,0871		1,045	—2,0561	
		0,0492			0,1228
1,25	—0,1363		1,040	—2,1789	
		0,0508			0,1385
1,24	—0,1871		1,035	—2,3174	
		0,0526			0,1592
1,23	—0,2397		1,030	—2,4766	
		0,0544			0,0710
1,22	—0,2941		1,028	—2,5476	
		0,00565			0,0761
1,21	—0,3506		1,026	—2,6237	
		0,0588			0,0820
1,20	—0,4094		1,024	—2,7057	
		0,0613			0,0890
1,19	—0,4707		1,022	—2,7947	
		0,0641			0,0973
1,18	—0,5348		1,020	—2,8920	
		0,0672			0,1074
1,17	—0,6020		1,018	—2,9994	
		0,0706			0,1198
1,16	—0,6726		1,016	—3,1192	
		0,0745			0,1355
1,15	—0,7472		1,014	—3,2547	
		0,0790			0,1564
1,14	—0,8261		1,012	—3,4111	
		0,0841			0,1841
1,13	—0,9102		1,010	—3,5952	
		0,0901			0,1063
1,12	—1,0003		1,009	—3,7015	
		0,0970			0,1188
1,11	—1,0973		1,008	—3,8203	
		0,1053			0,1345
1,100	—1,2026		1,007	—3,9548	
		0,0563			0,1552
1,095	—1,2589		1,006	—4,1100	
		0,0591			0,1833
1,090	—1,3180		1,005	—4,2933	
		0,0621			0,2242
1,085	—1,3801		1,004	—4,5175	
		0,0656			0,2887
1,080	—1,4457		1,003	4,8062	
		0,0696			0,4064
1,075	—1,5153		1,002	—5,2126	
		0,0740			0,6942
1,070	—1,5893		1,001	—5,9068	
		0,0791			

ТАБЛИЦА III. Обратный уклон ($i<0$)

η	$\psi(\eta)$	$[\Delta]$	η	$\psi(\eta)$	$[\Delta]$
0,010	—0,00005	0,00005	0,19	—0,0160	0,0017
0,015	—0,0001	0,0001	0,20	—0,0177	0,0017
0,020	—0,0002	0,0001	0,21	—0,0194	0,0018
0,025	—0,0003	0,0001	0,22	—0,0212	0,0018
0,030	—0,0004	0,0002	0,23	—0,0230	0,0019
0,035	—0,0006	0,0002	0,24	—0,0249	0,0020
0,040	—0,0008	0,0002	0,25	—0,0269	0,0020
0,045	—0,0010	0,0002	0,26	—0,0289	0,0021
0,050	—0,0012	0,0002	0,27	—0,0310	0,0021
0,055	—0,0014	0,0003	0,28	—0,0331	0,0022
0,060	—0,0017	0,0003	0,29	—0,0353	0,0023
0,065	—0,0020	0,0004	0,30	—0,0376	0,0024
0,070	—0,0024	0,0003	0,31	—0,0400	0,0024
0,075	—0,0027	0,0003	0,32	—0,0424	0,0024
0,080	—0,0030	0,0004	0,33	—0,0448	0,0025
0,085	—0,0034	0,0004	0,34	—0,0473	0,0026
0,090	—0,0038	0,0004	0,35	—0,0499	0,0026
0,095	—0,0042	0,0005	0,36	—0,0525	0,0027
0,10	—0,0047	0,0010	0,37	—0,0552	0,0027
0,11	—0,0057	0,0010	0,38	—0,0579	0,0028
0,12	—0,0067	0,0011	0,39	—0,0607	0,0028
0,13	—0,0078	0,0012	0,40	—0,0635	0,0029
0,14	—0,0090	0,0012	0,41	—0,0664	0,0029
0,15	—0,0102	0,0014	0,42	—0,0693	0,0030
0,16	—0,0116	0,0014	0,43	—0,0723	0,0031
0,17	—0,0130	0,0014	0,44	—0,0754	0,0031
0,18	—0,0144	0,0016	0,45	—0,0785	0,0031

Продолжение табл. III

η	Φ(η)	[Δ]	η	Φ(η)	[Δ]
0,46	−0,0816		0,73	−0,1819	
		0,0031			0,0042
0,47	−0,0847		0,74	−0,1861	
		0,0032			0,0043
0,48	−0,0879		0,75	−0,1904	
		0,0033			0,0043
0,49	−0,0912		0,76	−0,1947	
		0,0033			0,0043
0,50	−0,0945		0,77	−0,1990	
		0,0034			0,0044
0,51	−0,0979		0,78	−0,2034	
		0,0034			0,0044
0,52	−0,1013		0,79	−0,2078	
		0,0034			0,0044
0,53	−0,1047		0,80	−0,2122	
		0,0035			0,0045
0,54	−0,1082		0,81	−0,2167	
		0,0035			0,0045
0,55	−0,1117		0,82	−0,2212	
		0,0036			0,0045
0,56	−0,1153		0,83	−0,2257	
		0,0036			0,0045
0,57	−0,1189		0,84	−0,2302	
		0,0037			0,0046
0,58	−0,1226		0,85	−0,2348	
		0,0037			0,0046
0,59	−0,1263		0,86	−0,2394	
		0,0037			0,0046
0,60	−0,1300		0,87	−0,2440	
		0,0038			0,0047
0,61	−0,1338		0,88	−0,2487	
		0,0038			0,0047
0,62	−0,1376		0,89	−0,2534	
		0,0038			0,0047
0,63	−0,1414		0,90	−0,2581	
		0,0039			0,0048
0,64	−0,1453		0,91	−0,2629	
		0,0039			0,0048
0,65	−0,1492		0,92	−0,2677	
		0,0040			0,0048
0,66	−0,1532		0,93	−0,2725	
		0,0040			0,0048
0,67	−0,1572		0,94	−0,2773	
		0,0040			0,0049
0,68	−0,1612		0,95	−0,2822	
		0,0041			0,0049
0,69	−0,1653		0,96	−0,2871	
		0,0041			0,0049
0,70	−0,1694		0,97	−0,2920	
		0,0041			0,0049
0,71	−0,1735		0,98	−0,2969	
		0,0042			0,0050
0,72	−0,1777		0,99	−0,3019	
		0,0042			0,0050

η	$\Phi(\eta)$	$\lvert\Delta\rvert$	η	$\Phi(\eta)$	$\lvert\Delta\rvert$
1,0	—0,3069		6,5	-4.4851	
		0,0512			0,4355
1,1	—0,3581		7.0	—4,9206	
		0,0535			0,4393
1,2	0,4116		7,5	-5,3599	
		0,0555			0.4429
1,3	—0,4671		8,0	—5,8028	
		0,0574			0,4459
1,4	—0,5245		8.5	—6,2487	
		0,0592			0,4487
1,5	0,5837		9,0	-6,6974	
		0,0608			0,4512
1,6	—0,6445		9,5	-7,1486	
		0,0623			0,4535
1,7	—0,7068		10.0	-7,6021	
		0,0636			0,4556
1,8	—0,7704		10,5	—8,0577	
		0,0649			0,4574
1,9	—0,8353		11,0	—8,5151	
		0,0661			0,4592
2,0	—0,9014		11.5	8,9743	
		0,0672			0,4608
2,1	—0,9686		12,0	—9,4351	
		0,0683			0,4622
2,2	—1,0369		12,5	—9,8973	
		0,0692			0,4636
2,3	—1,1061		13,0	—10,3609	
		0,0701			0,4650
2,4	—1,1762		13,5	—10,8259	
		0,0710			0,4661
2,5	—1,2472		14,0	—11,2920	
		0,0719			0,4672
2,6	—1,3191		14,5	-11,7592	
		0,0726			0,4682
2,7	—1,3917		15,0	-12,2274	
		0,0733			0,4692
2,8	—1,4650		15,5	-12,6966	
		0,0740			0,4702
2,9	—1,5390		16,0	—13,1668	
		0,0747			0,4710
3,0	-1,6137		16,5	—13,6378	
		0,3822			0,4718
3,5	—1,9959		17,0	—14,1096	
		0,3947			0,4762
4,0	—2,3906		17,5	-14,5822	
		0,4047			0,4734
4,5	—2,7953		18,0	—15,0556	
		0,4129			0,4741
5,0	—3,2082		18,5	—15,5297	
		0,4200			0,4726
5,5	—3,6282		19,0	—16,0043	
		0,4259			0,4753
6,0	—4,0541		19,5	—16,4796	
		0,4310			0,4759

Продолжение табл. III

η	$\psi(\eta)$	$\lvert\Delta\rvert$	η	$\psi(\eta)$	$\lvert\Delta\rvert$
20,0	—16,9555	0,9535	40,0	—36,2864	0,9759
21,0	—17,9090	0,9555	41,0	—37,2623	0,9765
22,0	—18,8645	0,9575	42,0	—38,2388	0,9770
23,0	—19,8220	0,9591	43,0	—39,2158	0,9775
24,0	—20,7811	0,9608	44,0	—40,1933	0,9780
25,0	—21,7419	0,9623	45,0	41,1713	0,9785
26,0	—22,7042	0,9636	46,0	—42,1498	0,9790
27,0	—23,6678	0,9649	47,0	—43,1288	0,9794
28,0	—24,6327	0,9661	48,0	—44,1082	0,9798
29,0	—25,5988	0,9672	49,0	45,0880	0,9802
30,0	—26,5660	0,9682	50,0	—46,0682	4,9064
31,0	—27,5342	0,9693	55,0	—50,9746	4,9145
32,0	—28,5035	0,9702	60,0	—55,8891	4,9213
33,0	—29,4737	0,9710	65,0	—60,8104	4,9270
34,0	—30,4447	0,9718	70,0	—65,7374	4,9319
35,0	—31,4165	0,9726	75,0	70,6693	4,9362
36,0	—32,3891	0,9734	80,0	—75,6055	9,8736
37,0	—33,3625	0,9740	90,0	—85,4891	9,8958
38,0	—34,3365	0,9746	100,0	—95,3849	
39,0	—35,3111	0,9753			

$\varphi = \operatorname{Ar\,sh}\,\alpha$	0	1	2	3	4
0,0	0,0000	0100	0200	0300	0400
0,1	0,1002	0102	1203	1304	1405
0,2	0,2013	2115	2218	2320	2423
0,3	0,3045	3150	3255	3360	3466
0,4	0,4108	4216	4325	4434	4543
0,5	0,5211	5324	5438	5552	5666
0,6	0,6367	6485	6605	6725	6846
0,7	0,7586	7712	7838	7966	8094
0,8	0,8881	9015	9150	9286	9423
0,9	1,0265	0409	0554	0700	0847
1,0	1,1752	1907	2063	2220	2379
1,1	1,3356	3524	3693	3863	4035
1,2	1,5095	5276	5460	5645	5831
1,3	1,6984	7182	7381	7583	7786
1,4	1,9043	9259	9477	9697	9919
1,5	2,1293	1529	1768	2008	2251
1,6	2,3756	4015	4276	4540	4806
1,7	2,6456	6740	7027	7317	7609
1,8	2,9422	9734	×0049	×0367	×0689
1,9	3,2682	3025	3372	3722	4075
2,0	3,6269	6647	7028	7414	7803
2,1	4,0219	0635	1056	1480	1909
2,2	4,4571	5030	5494	5962	6434
2,3	4,9370	9876	×0387	×0903	×1425
2,4	5,4662	5221	5785	6354	6929
2,5	6,0502	1118	1741	2369	3004
2,6	6,6947	7628	8315	9009	9709
2,7	7,4063	4814	5572	6338	7112
2,8	8,1919	2749	3586	4432	5287
2,9	9,0596	1512	2437	3371	4315
3,0	10,0179	1191	2212	3245	4287
3,1	11,0765	1882	3011	4151	5303
3,2	12,2459	3694	4941	6201	7473
3,3	13,5379	6743	8121	9513	×0919

СКИХ СИНУСОВ $\alpha = \operatorname{sh}\varphi$

5	6	7	8	9	*D*
0500	0600	0701	0801	0901	101
1506	1607	1708	1810	1911	102
2526	2629	2733	2837	2941	104
3572	3678	3785	3892	4000	108
4653	4764	4875	4986	5098	113
5782	5897	6014	6131	6248	119
6967	7090	7213	7336	7461	125
8223	8353	8484	8615	8748	133
9561	9700	9840	9981	×0122	143
0995	1144	1294	1446	1598	154
2539	2700	2862	3025	3190	166
4208	4382	4558	4735	4914	181
6019	6209	6400	6593	6788	196
7991	8198	8406	8617	8829	214
×0143	×0359	×0597	×0827	×1059	234
2496	2743	2993	3245	3499	257
5075	5346	5620	5893	6175	281
7904	8202	8503	8806	9112	310
×1013	×1340	×1671	×2005	×2341	341
4432	4792	5156	5523	5894	375
8196	8593	8993	9398	9806	413
2342	2779	3221	3666	4117	454
6912	7394	7880	8372	8868	502
×1951	×2483	×3020	×3562	×4109	553
7510	8097	8689	9288	9892	610
3645	4293	4946	5607	6274	673
×0417	×1132	×1854	×2583	×3319	744
7894	8683	9480	×0285	×1098	821
6150	7021	7902	8791	9689	907
5268	6231	7203	8185	9177	1002
5340	6403	7477	8562	9658	1107
6466	7641	8827	×0026	×1236	1223
8758	×0056	×1367	2691	4028	1351
×2338	×3772	×5221	×6684	×8161	1493

φ=Ar sh α	0	1	2	3	4
3,4	14,965	15,116	15,268	15,422	15,777
3,5	16,543	16,709	16,877	17,047	17,219
3,6	18,285	18,470	18,655	18,843	19,033
3,7	20,211	20,415	20,620	20,828	21,037
3,8	22,339	22,564	22,791	23,020	23,252
3,9	24,691	24,939	25,190	25,444	25,700
4,0	27,290	27,564	27,842	28,122	28,404
4,1	30,162	30,465	30,772	30,081	31,393
4,2	33,336	33,671	34,009	34,351	34,697
4,3	36,843	37,214	37,588	37,966	38,347
4,4	40,719	41,129	41,542	41,960	42,382
4,5	45,003	45,455	45,912	46,374	46,840
4.6	49,737	50,237	50,742	51,252	51,767
4,7	54,969	55,522	56,080	56,643	57,213
4,8	60,751	61,362	61,979	52,601	63,231
4,9	67,141	67,816	68,498	69,186	69,882
5,0	74,203	74,949	75,702	76,463	77,232
5,1	82,008	82,832	83,665	84,506	85,355
5,2	90,633	91,544	92,464	93,394	94,391
5,3	100,166	101,173	102,190	103,217	104,254
5,4	110,701	111,814	112,938	114,072	115,219
5,5	122,344	123,574	124,816	126,070	127,337
5.6	135,211	136,570	137,943	139,329	140,730
5,7	149,432	150,934	152,451	153,983	155,531
5,8	165,148	166,808	168,485	170,178	171,888
5,9	182,517	184,352	186,205	188,076	189,966

Примечание к таблице ги

Для отыскания Ar sh α=φ следует по величине α искать в таблице значе требуется определить Ar sh 0,75. Для этого следует отыскать в таблице до двух знаков соответствует число 0,69; горизонтальная строка, в которой (0,6), а вертикальная—сотые (9). *D*—средняя разность между смежными

5	6	7	8	9	D
15,734	15,893	16,053	16,214	16,378	165
17,392	17,567	17,744	17,923	18,103	182
19,224	19,418	19,613	19,811	20,010	201
21,249	21,463	21,679	21,897	22,117	222
23,486	23,722	23,961	24,202	24,445	246
25,958	26,219	26,483	26,749	27,018	272
28,690	28,979	29,270	29,564	29,862	300
31,709	32,028	32,350	32,675	33,004	332
35,046	35,398	35,754	36,113	36,476	367
38,733	39,122	39,515	39,913	40,314	405
42,808	43,238	43,673	44,112	44,555	448
47,311	47,787	48,267	48,752	49,242	495
52,288	52,813	53,344	53,880	54,422	547
57,788	58,369	58,955	59,548	60,147	604
63,866	64,508	65,157	65,812	66,473	668
70,584	71,293	72,010	72,734	73,465	738
78,008	78,792	79,584	80,384	81,192	816
86,213	87,079	87,955	88,839	89,732	902
95,281	96,238	97,205	98,182	99,169	997
105,302	106,360	107,429	108,509	109,599	1102
116,377	117,547	118,728	119,921	121,127	1217
128,617	129,910	131,215	132,534	133,866	1346
142,144	173,573	145,016	146,473	147,945	1487
157,094	158,673	160,267	161,878	163,505	1643
173,616	175,331	177,123	178,903	180,701	1816
191,875	193,804	195,752	197,719	199,706	2007

перболических синусов

ние φ подобно тому, как ищется число по заданному логарифму. Например, ближайшее к заданиому число (набрано жирным шрифтом). Ему с точностью стоит указаиное число, определяет целые и десятые доли искомой фуикции значениями гиперболических синусов.

$\varphi = \operatorname{Ar\,ch}\,\alpha$	0	1	2	3	4
0,0	1,0000	0001	0002	0005	0008
0,1	1,0050	0061	0072	0085	0098
0,2	1,0201	0221	0243	0266	0289
0,3	1,0453	0484	0516	0549	0584
0,4	1,0811	0852	0895	0939	0984
0,5	1,1276	1329	1383	1438	1494
0,6	1,1855	1919	1984	2051	2119
0,7	1,2552	2628	2706	2785	2865
0,8	1,3374	3463	3555	3647	3740
0,9	1,4331	4434	4539	4645	4753
1,0	1,5431	5549	5669	5790	5913
1,1	1,6685	6820	6956	7093	7233
1,2	1,8107	8258	8412	8568	8725
1,3	1,9709	9880	×0053	×0228	×0104
1,4	2,1509	1700	1894	2090	2288
1,5	2,3524	3738	3955	4174	4395
1,6	2,5775	6013	6255	6499	6746
1,7	2,8283	8549	8818	9090	9364
1,8	3,1075	1371	1669	1972	2277
1,9	3,4177	4503	4838	5173	5512
2,0	3,7622	7987	8355	8727	9103
2,1	4,1443	1847	2256	2669	3086
2,2	4,5679	6127	6580	7037	7499
2,3	5,0372	0868	1370	1876	2388
2,4	5,5570	6119	6674	7235	7801
2,5	6,1323	1931	2545	3166	3793
2,6	6,7690	8363	9043	9729	×0423
2,7	7,4735	5749	6231	6990	7758
2,8	8,2527	3351	4182	5022	5871
2,9	9,1146	2056	2976	3905	4844
3,0	10,0378	1683	2701	3728	4765
3,1	11,1215	2328	3453	4589	5736
3,2	12,2867	4097	5340	6596	7834
3,3	13,5748	7108	8483	9871	×1273

СКИХ КОСИНУСОВ $\alpha = \mathrm{ch}\,\varphi$

5	6	7	8	9	D
0013	0018	0025	0032	0041	9
0113	0128	0145	0162	0181	20
0314	0340	0367	0395	0423	30
0619	0655	0692	0731	0770	41
1030	1077	1125	1174	1225	51
1551	1609	1669	1730	1792	63
2188	2258	2330	2402	2476	76
2947	3030	3114	3199	3286	88
3835	3932	4029	4128	4229	102
4862	4973	5085	5199	5314	117
6038	6164	6292	6421	6552	133
7374	7517	7662	7808	7957	151
8884	9045	9208	9373	9540	169
×0583	0764	×0947	×1132	1320	189
2488	2691	2896	3103	3312	212
4619	4845	5073	5305	5538	237
6935	7247	7502	7760	8020	263
9642	9922	×0206	×0492	×0782	293
2585	2897	3212	3530	3852	325
5855	6201	6551	6904	7261	361
9483	9867	×0255	×0647	×1043	400
3507	3932	4362	4797	5233	443
7966	8437	8914	9395	9881	491
2905	3427	3954	4487	5026	543
8373	8951	9535	×0125	×0721	602
4426	5066	5712	6365	7024	666
×1123	×1831	×2546	×3268	×3998	737
8533	9316	0106	×0905	×1712	815
6728	7594	8469	9352	×0244	902
5792	6749	7716	8693	9680	998
5814	6872	7942	9022	×0113	1102
6895	8065	9247	×0442	×1648	1218
9146	×0440	×1747	×3067	×4401	1347
×2689	×4120	×5565	×7024	×8498	1489

φ=Ar ch α	0	1	2	3	4
3,4	14,999	15,149	15,301	15,455	15,610
3,5	16,537	16,739	16,907	17,077	17,248
3,6	18,313	18,497	18,682	18,870	19,059
3,7	20,236	20,439	20,644	20,852	21,061
3,8	22,362	22,586	22,813	23,042	23,273
3,9	24,711	24,960	25,210	25,463	25,719
4,0	27,308	27,583	27,860	28,139	28,422
4,1	30,178	30,482	30,788	31,097	31,409
4,2	33,351	33,686	34,024	34,366	34,711
4,3	36,857	37,227	37,601	37,979	38,360
4,4	40,732	41,141	41,554	41,972	42,393
4,5	45,014	45,466	45,923	46,385	46,851
4,6	49,747	50,247	50,752	51,262	51,777
4,7	54,978	55,531	56,089	56,652	57,221
4,8	60,579	61,370	61,987	62,609	63,239
4,9	67,149	67,823	68,505	69,193	69,789
5,0	74,210	74,956	75,709	76,470	77,238
5,1	82,014	82,838	82,671	84,512	85,361
5,2	90,639	91,550	92,470	93,398	94,338
5,3	100,171	101,178	102,194	103,221	104,259
5,4	110,706	111,818	112,942	114,077	115,223
5,5	122,348	123,578	124,820	126,074	127,341
5,6	135,215	136,574	137,947	139,333	140,733
5,7	149,435	150,937	152,454	153,986	155,534
5,8	165,151	166,811	168,488	170,181	171,891
5,9	182,520	184,354	186,207	188,079	189,969

5	6	7	8	9	D
15,766	15,924	16,084	16,245	16,408	165
17,421	17,596	17,772	17,951	18,131	182
19,250	19,444	19,639	19,836	20,035	201
21,272	21,486	21,702	21,919	22,140	222
23,507	23,743	23,982	24,222	24,466	245
25,977	26,238	26,502	26,768	27,037	271
28,707	28,996	29,287	29,581	29,878	300
31,725	32,044	32,365	32,691	33,019	332
35,060	35,412	35,768	36,127	36,490	367
38,746	39,135	39,528	39,925	40,326	406
42,819	43,250	43,684	44,123	44,566	448
47,321	47,797	48,277	48,762	49,252	495
52,297	52,823	53,354	53,890	54,431	547
57,796	58,377	58,964	59,556	60,155	604
63,874	64,516	65,164	65,819	66,481	668
70,591	71,300	72,017	72,741	73,472	738
78,014	78,798	79,590	80,390	81,198	816
86,219	87,085	87,960	88,844	89,737	902
95,286	96,243	97,211	98,188	99,174	997
105,307	106,365	107,434	108,513	109,604	1102
116,381	117,551	118,732	119,925	121,131	1217
128,621	129,913	131,219	132,538	133,870	1345
142,148	143,576	145,019	146,476	147,949	1487
157,097	158,676	160,270	161,881	163,508	1643
173,619	175,364	177,126	178,906	180,704	1816
191,878	193,806	195,754	197,721	199,700	2007

ТАБЛИЦА ГИПЕРБОЛИЧЕСКИХ ТАНГЕНСОВ $\alpha = \operatorname{th}\varphi$

$\varphi = \operatorname{Ar th}\alpha$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,0000	0100	0200	0300	0400	0500	0599	0699	0798	0898
0,1	0,0997	1096	1194	1293	1391	1489	1587	1684	1781	1878
0,2	0,1974	2070	2165	2260	2355	2449	2543	2636	2729	2821
0,3	0,2913	3084	3095	3185	3275	3364	3452	3540	3627	3714
0,4	0,3800	3885	3969	4053	4136	4219	4301	4382	4462	4542
0,5	0,4621	4700	4777	4854	4930	5005	5080	5154	5227	5299
0,6	0,5370	5441	5511	5581	5649	5717	5784	5850	5915	5980
0,7	0,6044	6107	6169	6231	6291	6352	6411	6469	6527	6584
0,8	0,6640	6696	6751	6805	6858	6911	6963	7014	7064	7114
0,9	0,7163	7211	7259	7306	7352	7398	7443	7487	7531	7574
1,0	0,7616	7658	7699	7739	7779	7818	7857	7895	7932	7969
1,1	0,8005	8041	8076	8110	8144	8178	8210	8243	8275	8306
1,2	0,8337	8367	8397	8426	8455	8483	8511	8538	8565	8591
1,3	0,8617	8643	8668	8693	8717	8741	8764	8787	8810	8832
1,4	0,8854	8875	8896	8917	8937	8957	8977	8996	9015	9033
1,5	0,9052	9069	9087	9104	9121	9138	9154	9170	9186	9202
1,6	0,9217	9232	9246	9261	9275	9289	9302	9316	9329	9342
1,7	0,9354	9367	9379	9391	9402	9414	9425	9436	9447	9458
1,8	0,9468	9478	9488	9498	9508	9518	9527	9536	9545	9554
1,9	0,9562	9571	9579	9587	9595	9603	9611	9619	9626	9633
2,0	0,9640	9647	9654	9661	9668	9674	9680	9687	9693	9699
2,1	0,9705	9710	9716	9722	9727	9732	9738	9743	9748	9753
2,2	0,9757	9762	9767	9771	9776	9780	9785	9789	9793	9797
2,3	0,9801	9805	9809	9812	9816	9820	9823	9827	9830	9834
2,4	0,9837	9840	9843	9846	9849	9852	9855	9858	9861	9864
2,5	0,9866	9869	9871	9874	9876	9879	9881	9884	9886	9888
2,6	0,9890	9892	9895	9897	9899	9901	9903	9905	9906	9908
2,7	0,9910	9912	9914	9915	9917	9919	9920	9922	9923	9925
2,8	0,9926	9928	9929	9931	9932	9933	9935	9936	9937	9938
2,9	0,9940	9941	9942	9943	9944	9945	9946	9948	9949	9950
3,0	0,9951	9952	9953	9953	9954	9955	9956	9957	9958	9959
3,1	0,9960	9960	9961	9962	9963	9963	9964	9965	9966	9966
3,2	0,9967	9968	9968	9969	9969	9970	9971	9971	9972	9972
3,3	0,9973	9973	9974	9974	9975	9975	9976	9976	9977	9977
3,4	0,9978	9978	9979	9979	9980	9980	9980	9981	9981	9981
3,5	0,9982	9982	9982	9983	9983	9984	9984	9984	9985	9985
3,6	0,9985	9985	9986	9986	9986	9986	9987	9987	9987	9988
3,7	0,9988	9988	9988	9989	9989	9989	9989	9989	9990	9990
3,8	0,9990	9990	9990	9991	9991	9991	9991	9991	9992	9992
3,9	0,9992	9992	9992	9992	9992	9993	9993	9993	9993	9993
4,0	0,9993	9993	9994	9994	9994	9994	9994	9994	9994	9994
4,1	0,9995	9995	9995	9995	9995	9995	9995	9995	9995	9995
4,2	0,9995	9996	9996	9996	9996	9996	9996	9996	9996	9996
4,3	0,9996	9996	9996	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9997
4,4	0,9997	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9998
4,5	0,9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998
4,6	0,9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998
4,7	0,9998	9998	9998	9998	9999	9999	9999	9999	9999	9999
5,0	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999
5,2	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999

ЛИТЕРАТУРА

Абрамов С. К., Биндеман Н. Н., Семенов М. П. Водозаборы подземных вод (гидрогеологические изыскания и проектирование). Стройиздат, 1947.

Абрамов С. К. Гидрогеологические расчеты дренажей на участках, защищаемых от подтопления. Углетехиздат, 1951.

Альтовский М. Е. Расчет дебита по откачкам из одиночных скважин. Госгеолиздат, 1940.

Альтовский М. Е. Методическое руководство по расчету взаимодействующих артезианских и грунтовых водозаборов. Госгеолиздат, 1947.

Аравин В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. Стройиздат, 1948.

Бабушкин В. Д. Указания по определению коэффициента фильтрации при опытных откачках из несовершенных скважин. Изд. Всесоюзн. научно-исслед. ин-та ВОДГЕО, 1950.

Биндеман Н. Н. Некоторые соображения по вопросу о фильтрации из водохранилищ. Разведка недр, № 13, 1937.

Биндеман Н. Н. Фильтрация из водохранилищ в соседние дренирующие понижения. Сб. «Водохранилища», Стройиздат, 1941.

Биндеман Н. Н. Ускоренные вычисления дебита буровых скважин, колодцев, родников. Стройиздат, 1945.

Биндеман Н. Н. Расчет фильтрационных потерь из водохранилищ на насыщение берегов. Гидротехническое строительство, № 3, 1945.

Биндеман Н. Н. Гидрогеологические расчеты подпора грунтовых вод и фильтрации из водохранилищ. Углетехиздат, 1951.

Биндеман Н. Н. Методы определения водопроницаемости горных пород откачками, наливами и нагнетаниями. Углетехиздат, 1951.

Богомолов Г. В. К методике определения производительности водоносных пластов откачкой. Гидротехгео, Главстройпром, вып. 18, 1933.

Вевиоровская М. А., Разин К. И., Семенов М. П. Методика изучения режима подземных вод для крупного гидротехнического, ирригационного и промышленного строительства. ОНТИ, 1937.

Веригин Н. Н. Фильтрация в обход плотин и эффективность противофильтрационных завес. Гидротехническое строительство, № 5, 1947.

Веригин Н. Н. О неустановившемся движении грунтовых вод вблизи водохранилищ. Доклады АН СССР, т. XVI, № 6, 1949.

Гармонов И. В. Исследование фильтрации в условиях пространственной задачи по методу электрогидродинамических аналогий под Песчано-воротской плотиной Волго-Донского соединения. Труды МГРИ, т. XV, 1939.

Гармонов И. В. Построение карты прогноза гидроизогипс в районе гидротехнических сооружений с помощью метода ЭГДА. Советская геология, № 5, 1945.

Гриинский Н. К. Некоторые вопросы динамики подземных вод. «Гидрогеология и инженерная геология», сб. 9, Госгеолиздат, 1947.

Гриинский Н. К. Определение коэффициента фильтрации по данным откачек при неустановившихся дебите и понижениях. Госгеолиздат, 1950.

Грищин М. М. Гидротехнические сооружения. Госстройиздат, 1947.

Давиденков Р. Н. Фильтрация через земляные плотины. Статья в книге Н. Н. Павловского «О фильтрации через земляные плотины на водонепроницаемых основаниях», Кубуч, 1932.

Замарин Е. А. и др. Курс гидротехнических сооружений. Сельхозгиз, 1940.

Инженерно-геологические исследования для гидротехнического строительства, тт. I и II. Госгеолиздат, 1950.

Каменский Г. Н., Корчебоков Н. А. и Разин К. И. Движение подземных вод в неоднородных пластах. ОНТИ, 1935.

Каменский Г. Н. Движение грунтовых вод в междуречном массиве. Доклады АН СССР, т. XXI, № 5, 1938.

Каменский Г. Н. Определение подпора грунтовых вод при паводке в долине р. Москвы. Труды ГИН АН СССР, т. IX, 1939.

Каменский Г. Н. Уравнение неустановившегося движения грунтовых вод в конечных разностях. Изв. АН СССР, Отд. техн. наук, № 4, 1940.

Каменский Г. Н. Основы динамики подземных вод. Госгеолиздат, 1943.

Каменский Г. Н. Инструкция по исследованию водопроводимости горных пород методом опытных нагнетаний. Госгеолиздат, 1946.

Каменский Г. Н. Гидродинамические принципы исследования режима водопритока в горных выработках. Советская геология, сб. 35, 1948.

Каменский Г. Н. Вопросы гидрохимического режима районов оросительных систем Прикаспийской низменности. Изв. АН СССР, сер. геол., № 1, 1952.

Климентов П. П. Сборник задач по динамике подземных вод. Госгеолиздат, 1951.

Кусакин И. П. Искусственное понижение уровня грунтовых вод. ОНТИ, 1935.

Лебедев А. В. Изучение режима и баланса грунтовых вод по стационарным наблюдениям. Сб. «Методы исследований и расчетов при инженерно-геологических и гидрогеологических работах», Госгеолиздат, 1951.

Недрига В. П. Расчет фильтрации в обход гидротехнических сооружений. Гидротехническое строительство, № 5, 1947.

Определение коэффициента фильтрации горных пород методом инфильтрации из шурфов. Инструкция Гидроэнергопроекта. Госэнергоиздат, 1947.

Опытные нагнетания в одиночные скважины. Инструкция Гидроэнергопроекта. Госэнергоиздат, 1947.

Павловский Н. Н. Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения. Изд. Петроградского научно-мелиоративного ин-та, 1922 (литографированное издание).

Павловский Н. Н. Неравномерное движение грунтовых вод. Гос. институт сооружений, сообщение 19, Гостехиздат, 1930.

Павловский Н. Н. Неравномерное движение грунтовых вод. Дальнейшее развитие вопроса. Гостехиздат, 1930.

Полубаринова-Кочина П. Я. О неустановившемся движении грунтовых вод при фильтрации из водохранилищ. Прикладная математика и механика, т. XIII, вып. 2, 1939.

Прогноз подпора грунтовых вод по берегам водохранилищ. Инструкция Гидроэнергопроекта. Госэнергоиздат, 1947.

Силин-Бекчурин А. И. Курс специальной гидрогеологии для техникумов. ОНТИ, 1937.

Силин-Бекчурин А. И. Специальная гидрогеология. Госгеолиздат, 1951.

Скабалланович И. А. Инженерно-геологические работы при осушении буроугольных месторождений УССР. Уголь, № 4—5, 1939.

Сыроватко М. В. Методика расчета притока подземных вод к горным выработкам. Труды «Средазуглеразведки», вып. 1, АН Узб. ССР, 1950.

Троянский С. В., Беляев Д. Д. Методика проектирования мероприятий по борьбе с подземными водами на шахтах Подмосковного бассейна. ГОНТИ, 1939.

Храмушев А. С. Исследование водоносности пластов одиночными выработками. Госгеолиздат, 1940.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3
Введение 4

Глава I

Основные уравнения движения подземных вод

§ 1. Линейный закон фильтрации (закон Дарси) и пределы его применения 6
§ 2. Закон турбулентного движения и формула Краснопольского . . 8
§ 3. Уравнение Смрекера и его приложение 9
§ 4. Эмпирические формулы для определении коэффициента фильтрации по механическому составу пород 9

Глава II

Инфильтрация в ненасыщенные грунты

§ 5. Определение коэффициента фильтрации в естественных условиях методом инфильтрации воды из шурфов 13
§ 6. Типовые задачи 19

Глава III

Расчет притока подземных вод к водосборным сооружениям

§ 7. Расчетные формулы для определения притока воды к скважинам и шахтным колодцам 24
§ 8. Кривые дебита скважин 30
§ 9. Определение притока воды к системам взаимодействующих колодцев 33
§ 10. Определение притока воды к горизонтальным водосборам . . 42
§ 11. Типовые задачи 43
§ 12. Расчетные формулы притока воды в горные выработки и типовые задачи 58

Глава IV

Определение коэффициента фильтрации водоносных пород

§ 13. Откачки из совершенных скважин в однородных пластах . . . 66
§ 14. Откачки из несовершенных скважин в однородных пластах . . 70
§ 15. Откачки из скважин, заложенных в неоднородных пластах . . 73
§ 16. Откачки из шурфов 73
§ 17. Откачки из скважин в трещиноватых породах 74
§ 18. Опытные наливы и нагнетании в скважины 75
§ 19. Типовые задачи 76

Глава V

Расчет расхода грунтовых и напорных потоков и построение кривых депрессии

§ 20. Основные формулы для однородных водоносных пластов . . . 83
§ 21. Основные формулы для неоднородных пластов 90
§ 22. Типовые задачи 93

Глава VI

Расчет подпора грунтовых вод

§ 23. Основные расчетные формулы для горизонтального и наклонного пластов однородного строения 113
§ 24. Расчетные формулы для неоднородных пластов 117
§ 25. Типовые задачи 119

Глава VII

Расчет потерь воды на фильтрацию из водохранилищ и каналов

§ 26. Расчетные формулы 133
§ 27. Типовые задачи 146

Глава VIII

Расчет колебаний уровня и дебита грунтовых вод (прогноз режима грунтовых вод)

§ 28. Определение величины питания и баланса грунтовых вод . . 157
§ 29. Определение изменения уровней грунтовых вод во времени . 163
§ 30. Прогноз дебита источников 167
§ 31. Типовые задачи 168

Глава IX

Расчет движения подземных вод в районе плотин

§ 32. Задачи изучения и общая схема движения подземных вод в районе плотин 187
§ 33. Фильтрация под плотиной с плоским флютбетом на однородных породах 189
§ 34. Фильтрация под плотиной с плоским флютбетом на неоднородных породах 192
§ 35. Расчеты по гидродинамической сетке 195
§ 36. Расчет фильтрационной устойчивости грунтов 200
§ 37. Фильтрация в обход береговых примыканий плотины . . . 202
§ 38. Типовые задачи 208
Приложение I 222
Приложение II 232
Приложение III 236
Приложение IV 240
Литература 241

Редактор *Г. Н. Каменский*
Техн. редактор *А. С. Борисов*

Редактор издательства *М. Л. Энтин*
Корректор *Л. Я. Ильинский*

Сдано в набор 16/VIII 1952 г. Подписано к печати 30/X 1952 г.
Формат 60 × 92¹/₁₆. 15,25 печ. л. — 15,25 уч.-изд. л.
Т—08151. Тираж 5000 экз. Заказ 1569
Цена 6 р. 85 к. по номиналу 1952 г.

Картфабрика Госгеолиздата
Ленинград, В. О., 19 линия, д. 20