

Министерство образования Республики Беларусь.
Учреждение образования "Брестский Государственный технический университет"
Кафедра водоснабжения, водоотведения и теплоснабжения.

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«Водозаборные сооружения»**

для студентов специальности 70 04 03 – водоснабжение, водоотведение и
охрана водных ресурсов
специализаций 70 04 03 01 – системы водоснабжения и водоотведения, 70 04 03 03 –
очистка природных и сточных вод, 70 04 03 04 – рациональное использование и
охрана водных ресурсов

Методические указания по дисциплине «Водозаборные сооружения» составлены для студентов специальности 70 04 03 – водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов, специализаций: 70 04 03 01 – системы водоснабжения и водоотведения, 70 04 03 03 – очистка природных и сточных вод, 70 04 03 04 – рациональное использование и охрана водных ресурсов. Настоящие указания содержат сведения по проектированию, расчету водозаборных сооружений из поверхностных и подземных источников, необходимый справочный материал, список рекомендуемой литературы.

Составители: Гуринович А.Д., профессор, д.т.н.
Житенев Б.Н., доцент, к.т.н.
Бахур Н.Ф., доцент
Мороз В. В., старший преподаватель
Шеина Л.Е., ассистент.

Рецензент: В.А. Вавринюк, зам. гл. инженера БКУП ВКХ “Водоканал”

Содержание

	Введение	
1	Исходные данные, объем и состав курсового проекта	4
2	Проектирование речного водозаборного сооружения.	5
2.1	Выбор места расположения и типа речного водозаборного сооружения	5
2.2	Разработка конструкций водозаборных сооружений и компоновка основного оборудования	6
2.3	Гидравлический расчет сооружений водозабора	7
2.3.1	Конструирование оголовка и расчет входных отверстий	7
2.3.2	Расчет самотечных линий	8
2.3.2.1	Потери напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень)	9
2.3.2.2	Потери напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ	10
2.3.2.3	Потери напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ)	10
2.3.2.4	Промывка самотечных труб	10
2.3.3	Проектирование сороудерживающих решеток	10
2.3.4	Определение размеров берегового колодца в плане	11
2.3.5	Определение уровней воды в береговом колодце	12
2.4	Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема	13
2.5	Мероприятия по санитарной охране водозабора из поверхностного источника водоснабжения	15
3	Проектирование водозаборного сооружения из подземного источника	15
3.1	Выбор места расположения водозабора и размещение сооружений	15
3.2	Расчет водозабора подземных вод	16
3.2.1	Расчет скважин	16
3.2.2	Выбор типа фильтра и его расчет	20
3.3	Определение требуемых величин подачи и напора насосного оборудования, а также глубины погружения насоса	32
4	Мероприятия по санитарной охране водозабора из подземного источника водоснабжения	36
5	Примеры расчета	36
	Литература	

Введение

Водозаборные сооружения – неотъемлемая часть системы водоснабжения. Они являются первым звеном в цепи взаимосвязанных сооружений. Подача необходимого количества воды и бесперебойность функционирования системы водоснабжения обеспечиваются технически грамотным проектированием и строительством сооружений для захвата воды.

1 Исходные данные, объем и состав курсового проекта

Курсовой проект на тему "Водозаборные сооружения" выполняется в VI семестре. Предусматривается проектирование водозаборных сооружений из поверхностного и подземного источника водоснабжения с решением следующих вопросов:

- выбор места расположения и типа поверхностного водозабора;
- разработка конструкций водозаборных сооружений и компоновка основного оборудования;
- гидравлический расчет сооружений водозабора;
- конструирование оголовка и расчет входных отверстий;
- расчет самотечных линий;
- расчет потерь напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень);
- расчет потерь напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ;
- расчет потерь напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ);
- промывка самотечных труб;
- проектирование сороудерживающих решеток;
- определение размеров берегового колодца в плане;
- определение уровней воды в береговом колодце;
- проверка берегового колодца на устойчивость к всплыванию;
- определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема;
- разработка мероприятий по санитарной охране водозабора из поверхностного источника;
- проектирование водозаборных сооружений из подземного источника водоснабжения;
- выбор места расположения скважин;
- определение дебита одиночной скважины и допустимого понижения статического уровня воды в скважине;
- определение числа рабочих и резервных скважин;
- выбор типа фильтра и его расчет;
- определение понижения уровня воды в скважинах;
- подбор оборудования для подъема воды;
- разработка мероприятий по санитарной охране водозабора из подземного источника водоснабжения.

Графическая часть работы состоит из одного листа формата А1 или двух листов формата А2 и включает:

- ситуационный план с нанесением водозаборных сооружений с границами зон санитарной охраны;
- разрез по водозабору из поверхностного источника водоснабжения с нанесением отметок воды для трех расчетных случаев в водоприемной и всасывающей камерах;
- план и разрез берегового колодца (см. образец);
- разрез по водозаборной скважине.

Пояснительная записка и графическая часть курсовой работы должны быть оформлены в соответствии со стандартом института СТ БГТУ – 01 – 2002.

2 Проектирование речного водозаборного сооружения

2.1 Выбор места расположения и типа речного водозаборного сооружения

Для правильного выбора источника водоснабжения, проектирования и строительства водозаборов необходимо проведение топографических, гидрогеологических и геологических изысканий. В результате исследований выявляют:

- расходный режим и водохозяйственный баланс по источнику с прогнозом на 15...20 лет;
- качественную характеристику воды в источнике и прогноз ее возможного изменения на 15...20 лет.

При проектировании водозаборов следует учитывать:

- требования к качеству воды со стороны потребителя;
- санитарные требования и требования других заинтересованных органов по использованию и охране водных ресурсов;
- технико-экономическую оценку условий использования вод различных источников.

Исходя из гидрологических условий, водоприемные сооружения располагают в таких местах, где не осаждаются наносы и большая глубина реки, то есть у вогнутых берегов, при этом надо учитывать, что вогнутые берега реки подвержены размыву и разрушению, а прямые участки ненадежны из-за образования на них перекатов. Выбираемый участок русла не должен располагаться на перекате и не должен иметь резких местных сужений, перепадов, быстрин, забор (т.е. выходов скальных порогов в дне русла), островов, кос.

Водозаборные сооружения нельзя располагать у выпуклого берега, где происходит осаждение наносов, в местах возможного образования шуги и подводного льда, в акватории движения судов, плотов, в створе движения наносов, в зонах зимовья рыбы и т.д.

У места водозабора должны быть спокойные и благоприятные топографические формы берега без крутых косогоров, заливаемых пойм, оврагов и т.д. Водозаборы нельзя располагать в зоне затопления наземных сооружений паводковыми водами, в сейсмических и других районах, где возможны оползневые явления, в результате которых происходит разрушение сооружений.

Важное значение при выборе места расположения водозабора имеют санитарные условия. Место забора воды для водопровода питьевого назначения должно находиться выше по течению реки от населенных пунктов, животноводческих ферм, выпусков сточных вод, стоянок судов и барж.

Общая схема водозаборных сооружений из поверхностных источников водоснабжения имеет два типа (береговой и русловой), которые различаются между собой местом забора воды относительно берега. Наиболее распространены две компоновки совмещенная и раздельная, отличающихся расположением насосной станции относительно берегового колодца.

Компоновка или размещение элементов водозаборного сооружения и конструкция водоприемных устройств в каждом конкретном случае должны иметь свои специфические особенности, обусловленные местными условиями избранного участка водоема.

В условиях интенсивной переработки берегов и прибрежных склонов, большой вдоль-береговой миграции или транзита наносов, повышенной засоренности прибрежной зоны, местного переохлаждения воды в предледоставные периоды целесообразно использовать, независимо от расходов отбираемой воды русловой водозабор с самотечными водоводами и затопленными водоприемниками.

Русловой водозабор устраивается в том случае, если достаточные для забора воды глубины имеют место на значительном удалении от берега реки, то есть река имеет пологие берега. Предпочтение следует отдавать схемам русловой и береговой с совмещенной компоновкой водозаборов. Они применяются для водозаборов средней и большой производительности. После укладки самотечных или сифонных водоводов в траншею необходимо восстанавливать бытовой рельеф берега и прибрежного склона. Невыполнение этого

требования приводит к отклонению масс воды, транспортируемых вдольбереговыми течениями, к месту расположения водоприемника.

В условиях водоемов следует применять типы водоприемников, конструктивные элементы которых должны обеспечить:

- равномерное распределение скоростей забираемой воды на входе в водоприемные устройства;
- интенсивную обратную или импульсную промывку, позволяющую отбросить за пределы зоны питания водоприемников сор, шугу, отмершую водную растительность и другую взвесь. Промывку водоприемников следует производить при наличии волнения;
- исключение захвата поверхностных слоев воды, переохлажденных в предледоставные периоды и наиболее теплых с повышенным содержанием молоди рыб и планктона в летнее время;
- исключение травмирования и захвата в водоприемники отбираемой водой молоди рыб.

Для удовлетворения большинства этих требований скорость входа воды в водоприемные устройства не должна превышать 0,1 м/с.

При благоприятных местных условиях более надежными, экономичными и удобными в эксплуатации обычно являются водозаборы берегового типа с отдельной или совмещенной компоновкой водоприемника и насосной станции. Береговой водозабор устраивают при наличии больших глубин вблизи берега и при его крутой форме. Забор воды осуществляется непосредственно у берега.

Место размещения водозабора берегового типа должно удовлетворять следующим основным требованиям:

- отсутствию или очень слабой вдольбереговой миграции или транзиту наносов;
- наличию устойчивых берегов с $m \geq 5$ или берегозащитных сооружений большой протяженности по одну и другую сторону от створа водозабора, исключающих поступление вдольбереговых течений и потока наносов к месту расположения водоприемных окон;
- отсутствию интенсивных вдольбереговых течений в прибрежной зоне водоема по одну и другую сторону от створа водозабора.

Водозаборные сооружения третьего типа - ковшовые, устраиваются для улучшения условий приема воды и уменьшения количества взвешенных веществ в воде. Такой водозабор представляет собой обычный русловой или береговой, устраиваемый на берегу специального сооружения, называемого "ковшом". В зависимости от направления попадания воды в ковш различают следующие типы ковшовых водозаборов:

- ковш с верхним питанием;
- ковш с нижним питанием;
- ковш с двухсторонним питанием.

2.2 Разработка конструкции водозаборных сооружений и компоновка основного оборудования

В соответствии с заданием на проектирование следует выполнить проект речного водозаборного сооружения отдельного типа. В состав оборудования водозабора входят:

- решетки, защищающие приемные отверстия от попадания в них сора и плавающих тел;
- рыбозаградительные сетки съемные или сетки с промывными устройствами;
- подъемные, транспортные и промывные устройства для подъема и промывания сеток;
- насосы или эжекторы для очистки береговых колодцев от наносов;
- подъемные и транспортные приспособления и устройства для монтажа и демонтажа оборудования и коммуникаций;
- электрооборудование;
- затворы (щиты, дроссели, задвижки и т.п.) для управления коммуникациями и оборудованием водозабора;

По взаимному расположению берегового колодца и насосной станции водозабор может быть отдельного и совмещенного типов. Отдельный тип встречается чаще, так как раз-

лив воды в паводок при пологих берегах достигает значительных размеров, поэтому насосную станцию первого подъема размещают вне зоны затопления, отнеся ее на некоторое расстояние от берега.

В русловых водозаборах для приема воды чаще концы самотечных труб, имеющих на входе расширение в виде раструбов или воронок, выводят в русло реки, и заделывают в специальные бетонные камеры (оголовки) для защиты от повреждений и исключения возможности перемещения по дну.

Оголовки русловых водозаборов малой и средней производительности обычно постоянно затоплены и могут быть защищенного и незащищенного типов. Оголовки незащищенного типа применяют при достаточной глубине и легких условиях забора воды, то есть при заборе воды из несудоходных и нелесосплавных рек. Для уменьшения засорения входные отверстия закрывают решетками.

При заборе воды из судоходных и лесосплавных рек и при значительном количестве наносов, то есть при средних и тяжелых условиях забора воды, применяют оголовки защищенного типа.

2.3 Гидравлический расчет сооружений водозабора

2.3.1 Конструирование оголовка и расчет входных отверстий

Русловой водозабор состоит из оголовка, самотечных линий и берегового колодца. В курсовой работе следует принять оголовки незащищенного типа, так как река несудоходная и не используется для лесосплава. Согласно СНиП 2.04.02-84, верх оголовка должен размещаться ниже кромки льда на расстоянии не менее чем 0,2 м, а низ водоприемных окон должен быть выше дна водоема не менее чем на 0,5 м. При выборе места расположения оголовка его намечают на профиле в точке, удовлетворяющей приведенным выше условиям (рис. 1).

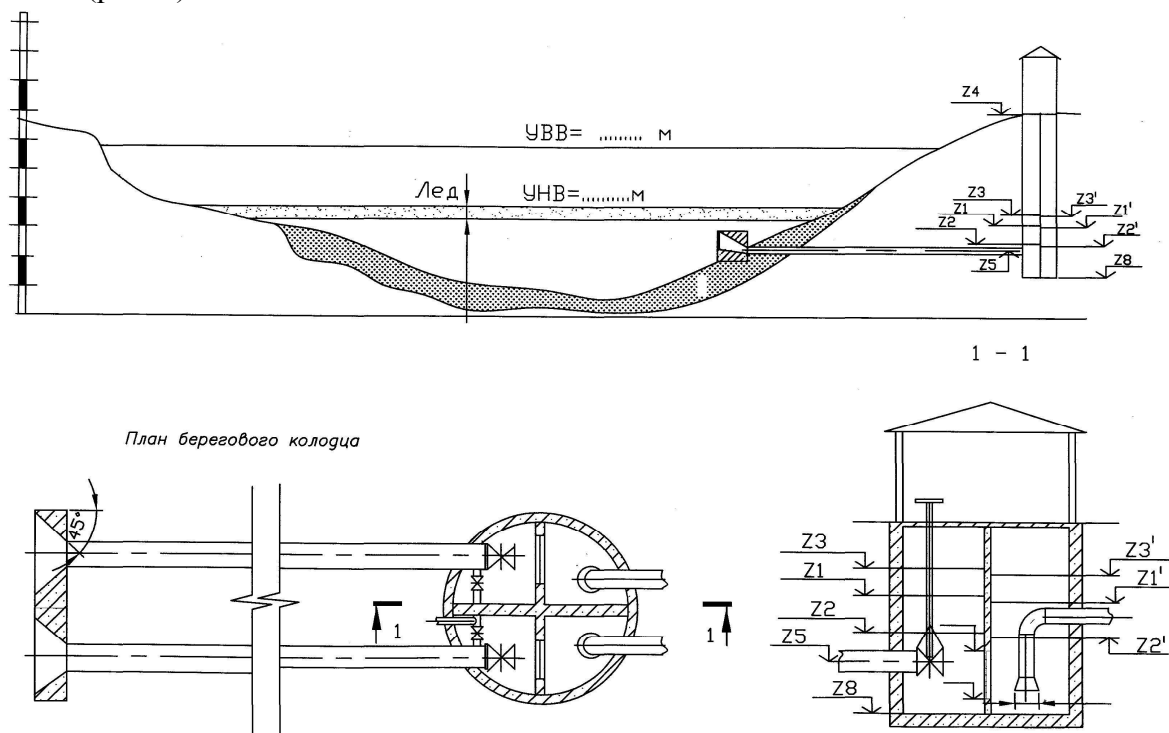


Рис. 1 Профиль реки и схема руслового водозабора

Водоприемник чаще устраивают в виде наклонного стояка с воронкой (раструбом). Входные отверстия воронок располагают перпендикулярно течению реки и перекрывают сороудерживающими решетками для предварительной грубой механической очистки воды от относительно крупного сора. Решетки обычно представляют собой металлическую раму, сваренную из угловой стали или швеллера с металлическими стержнями из полосовой или круглой стали.

В зависимости от схемы водоприемника и условий эксплуатации сороудерживающие решетки можно устанавливать вертикально или наклонно.

В зависимости от характера засорения решетки (попадания на нее бревен, топляков, торфа, сучьев, водорослей и т.п.) применяют различные очистные механизмы и устройства: грейферы, ковши механические, свободные и направляемые грабли, специальные тралы, которыми можно перемещать сор вдоль забральной стенки водоприемника. Оборудование для очистки решеток обычно прикрепляется к тросам кранов, обслуживающих водоприемник станции, или устанавливается на специальных (решеткоочистительных) машинах, передвигающихся вдоль фронта решеток. Для борьбы с обмерзанием решеток применяют покрытие стержней решеток гидрофобными материалами (каучуком, эбонитом, резиной, деревом) или изготавливают их из этих материалов либо применяют обогрев ее элементов.

Площадь входных отверстий водоприемников определяют, исходя из скорости входа воды с учетом стеснения сороудерживающими решетками, по формуле:

$$F_{\text{бр}} = 1.25 \cdot \frac{q_{\text{расч}}}{v_{\text{вх}}} \cdot K, \text{ м}^2$$

где 1.25 – коэффициент, учитывающий засорение отверстий;
 $q_{\text{расч}}$ – расчетный расход одной секции, одного трубопровода, $\text{м}^3/\text{с}$;

$$q_{\text{расч}} = \frac{\alpha \cdot Q_{\text{max сут}}}{T_1 \cdot n}, \text{ м}^3/\text{с}$$

где α – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водопровода, принимаем $\alpha = 1,09 \dots 1,1$;

$Q_{\text{max сут}}$ – максимальный суточный расход, $\text{м}^3/\text{сут}$;

T_1 – продолжительность работы насосной станции первого подъема при круглосуточной работе, $T_1 = 24$ ч;

n – число секций, трубопроводов;

$v_{\text{вх}}$ – скорость входа воды в водоприемные отверстия, рекомендуется $v_{\text{вх}} = 0,1 \dots 0,3 \text{ м/с}$;

K – коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки;

$$K = (a + c) / a$$

где a – расстояние между стержнями в свету, мм ($a = 30 \dots 50 \text{ мм}$);

c – толщина стержней, мм ($c = 6 \dots 12 \text{ мм}$).

По полученной площади $F_{\text{бр}}$ (по приложению 1, табл. 1) принимают стандартную решетку, представляющую собой металлическую раму (из уголков и швеллеров) с металлическими вертикальными стержнями.

Размеры входных отверстий принимаются конструктивно с учетом стандартных размеров решеток. Принятые решетки проверяются на скорость движения воды на случай отключения при аварии одной линии самотечных труб, приняв расход по одной линии $0,7 q_{\text{расч. водоз}}, \text{ м}^3/\text{с}$, ($q_{\text{расч. водоз}} = 2 \cdot q_{\text{расч. м}^3/\text{с}}$).

$$v_{\text{вх}} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot q_{\text{расч. водоз}} \cdot K}{F_{\text{бр}}^{\text{табл}}}, \text{ м/с}$$

Полученное значение $v_{\text{вх}}$, должно быть не более $0,3 \text{ м/с}$.

2.3.2 Расчет самотечных линий

Береговой колодец размещается на берегу в месте, где отметка земли на 1 м (см. профиль) превышает отметку верхнего уровня воды в источнике. Исходя из надежности работы водозабора, принимают не менее двух самотечных линий, проложенных с обратным уклоном из стальных труб. Стальные трубы хорошо сопротивляются ударам пла-

вающих предметов и не разрушаются при образовании под ними местных временных промоин

Расчет самотечной линии заключается в определении диаметра водовода и потерь напора в нем, исходя из следующих требований: скорость движения воды должна быть не менее скорости течения в реке при УНВ и не менее незаилающей скорости, равной 0,7 м/с (СНиП 2.04.02-84) откуда диаметр самотечных труб:

$$d = \sqrt{\frac{q_{расч}}{0.785 \cdot V_{расч}}}, \text{ м}$$

Принимается стандартный диаметр, округляя полученный по расчету в меньшую сторону, и проверяется скорость движения воды в трубе

$$V = \frac{q_{расч}}{F_{сам}}, \text{ м/с} > 0.7 \text{ м/с}$$

2.3.2.1 Потери напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень)

Потери напора определяют как сумму потерь на местные сопротивления $\sum h_{мест.}$, поскольку при малой длине трубопровода (самотечных труб), они составляют значительную величину, и потери напора по длине определяются:

$$\sum h_{УНВ} = \sum h_{мест} + h_{дл};$$

$$\sum h_{мест} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4;$$

где h_1 – потери напора в решетке (на входе), принимают $h_1 = 0.1$ м;
 h_2 – потери на вход;

$$h_2 = \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g};$$

ζ – коэффициент гидравлического сопротивления при входе в раструб;

$\zeta = 0,1$;

V – скорость движения воды, после сопротивления, м/с;

h_3 – потери напора в фасонных частях (тройнике) и арматуре (задвижке) на самотечных линиях ($\zeta_{тр} = 0,1, \zeta_{зadv} = 0,1$):

$$h_3 = \sum \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{(\zeta_{тр} + \zeta_{зadv})}{2 \cdot g} v^2, \text{ м}$$

h_4 – потери напора на выходе (на вход в колодец, $\zeta = 1$);

$$h_4 = \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g},$$

$h_{дл}$ – потери напора по длине, определяют при работе двух линий самотечных труб;

$$h_{дл} = A \cdot K \cdot l \cdot q_{расч}^2, \text{ м}$$

где A – удельное сопротивление, $\text{с}^2/\text{м}^6$ (приложение 1, табл. 3)

K – поправочный коэффициент (приложение 1, табл. 4)

l – длина трубопровода, м (определяется по профилю после назначения места расположения оголовка и берегового колодца)

$q_{расч}$ – расчетный расход, м³/с.

2.3.2.2 Потери напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ

Согласно СНиП 2.04.02-84 при первой категории надежности и аварийной работе должен быть подан расход не менее 70% расчетного расхода водозабора, определяемого по формуле $Q_{ав} = 0,7 \cdot q_{расч.водоз}$, м³/с.

Тогда скорость при аварии:

$$V_{ав} = \frac{Q_{ав}}{F_{сам}} \text{ м/с}$$

потери напора (см. п. 2.3.2.1):

$$\Sigma h_{ав} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{дл}, \text{ м}$$

2.3.2.3 Потери напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ)

Скорость в самотечной линии должна быть больше, чем скорость в реке $V_{реки}$ при УВВ, поэтому весь расход идет по одной линии (одна отключается).

$$V_{УВВ} = \frac{q_{расч.водоз.}}{F}, \text{ м/с}$$

потери напора:

$$\Sigma h_{УВВ} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{дл}, \text{ м};$$

2.3.2.4 Промывка самотечных труб

При эксплуатации не исключено засорение входных решеток и труб. Для удаления сора и наносов их промывают обратным током воды. Воду на промывку подают по нагнетательной линии от насосной станции.

Скорость промывной воды определяется:

$$V_{пром} = A \cdot (D \cdot d)^{0.25} > 2.5 \text{ м/с},$$

где A – коэффициент, (согласно СНиП 2.04.02-84 $A=7,5 \dots 10$);
 D – диаметр самотечной линии, м;
 d – диаметр промывных частиц, мм.

Расход промывной воды составит:

$$q_{пром} = V_{пром} \cdot F_{сам}, \text{ м}^3/\text{с}$$

Далее рассчитывается диаметр трубопровода подачи воды на промывку самотечных линий:

$$d_{пр} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{пром}}{\pi \cdot V_{пром}}}, \text{ мм}$$

Полученный диаметр округляем до ближайшего стандартного в соответствии с сортаментом.

2.3.3 Проектирование сороудерживающих сеток

Между приемным и всасывающим отделениями берегового колодца устанавливают плоскую съемную сетку, размеры которой определяют по скорости V_c прохода воды через ячейки в свету (принимают не более 0,4 м/с при отсутствии внешних рыбозаградителей):

$$F_{бр} = 1,25 \frac{q_{расч}}{V_c} K_c$$

Зная расход, скорость определяют коэффициент, учитывающий стеснение входа стержнями сеток,

$$K_c = \left(\frac{a+c}{a} \right)^2,$$

где a – расстояние между проволоками сетки, (2...5 мм);
 c – диаметр проволоки (1,0...1,5 мм);

Вычисляют $F_{бр}$ и принимают стандартную сетку (приложение 1, табл. 2), скорость входа $V_{вх}$ проверяют с новой площадью подобранной сетки, она должна быть не более 0,4 м/с.

$$V_{вх} = \frac{1,25 \cdot q_{расч} \cdot K_c}{F_{бр}^{табл}}, \text{ м/с}$$

Затем проверяют скорость прохождения воды при отключении одной линии самотечных труб (при аварии) $V_{ав}$.

$$V_{вх} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot q_{расч.водоз.} \cdot K_c}{F_{бр}^{табл}} \leq 0,4 \text{ м/с}$$

При расчете полученное значение должно быть не более 0,4 м/с. В этом случае сетка выбрана правильно.

2.3.4 Определение размеров берегового колодца в плане

Площадка для строительства берегового водоприемника (колодца) должна быть выбрана выше на 0,5...1,0 м отметки УВВ расчетной. Глубина заложения водоприемного колодца берегового водозабора принимается с таким расчетом, чтобы он не был подмыт течением реки. Береговой колодец состоит из наземной и подземной частей. Подземная часть колодца обычно круглая в плане, имеет две приемные и две всасывающие секции. В приемном отделении водозабора устанавливается не менее двух секций с целью обеспечения бесперебойности его работы. Высота окна и сетки подбирается по данным расчетов. Размеры колодца в плане назначаются из условия размещения оборудования в приемных и всасывающих секциях (отделениях) и конструктивно принимаются 3; 3,5; 4,0; 4,5 м и т.д.

Размеры и число секций всасывающего отделения зависят от диаметра всасывающих труб и их количества. Число секций должно быть не менее двух для насосных станций I и II категории. При установке крупных насосных агрегатов число секций и труб принимается равным числу насосов. В одной секции можно располагать две или несколько всасывающих труб небольших диаметров, расстояние между которыми необходимо принимать в соответствии с табл. 5, приложение 1. Компонировка труб в плане диктует размеры секций всасывающего отделения. При этом приемное отделение рекомендуется принимать несколько больших размеров в плане, чем всасывающее.

Диаметр самотечных труб, тип и размеры промывного оборудования определены выше. При проектировании всасывающих труб учитываются требования: трубы не должны иметь резких поворотов и внезапных расширений. Диаметр всасывающей линии определяется по расчетному расходу одной секции и скорости во всасывающей трубе $V_{вс}$:

$$d_{вс} = \sqrt{\frac{q_{расч}}{0,785 \cdot V_{вс}}},$$

Скорости движения воды в трубопроводах насосных станций принимаются в соответствии с таблицей 1.

Таблица 1

Скорости движения воды в трубопроводах насосных станций

Диаметр труб, мм	Скорости движения воды в трубопроводах насосных станций, м/с	
	во всасывающем	в напорном
≤ 250	0,6...1	0,8...2
300...800	0,8...1	1,0...3
≥ 800	1,2...2	1,5...4

Полученный диаметр округляют до ближайшего стандартного $d_{вс}$. Диаметр воронки на концах всасывающих труб принимается:

$$D_{вор} = (1,3 \dots 1,5) d_{вс}, \text{ м}$$

Расстояние от дна колодца до раструба всасывающей трубы принимается:

$$h_1 = 0,8 \cdot D_{вор}, \text{ но не менее } 0,5 \text{ м}$$

Расстояние от стенки колодца до раструба: $a = 0,7 D_{вор}$, расстояние между раструбами: $b = 1,5 D_{вор}$ (см. рис. 2).

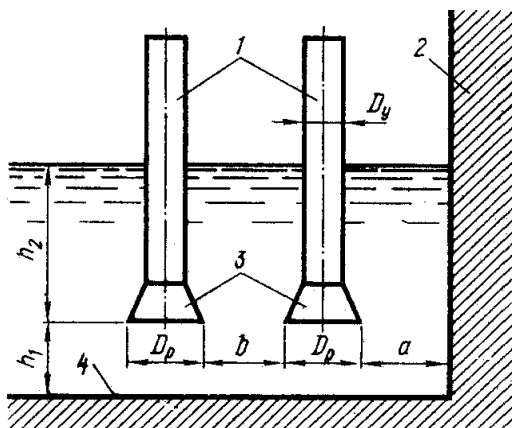


Рис. 2 Схема расположения всасывающих труб в береговом колодце

1 - всасывающие трубы, 2 - стенки колодца, 3 - раструб, 4 - дно колодца

При определении размеров колодцев минимальные расстояния до внутренних поверхностей колодца надлежит уточнять в соответствии со СНиП 2.04.02 – 84:

- от стенок труб при диаметре труб до 400 мм – 0,3 м, от 500 до 600 мм – 0,5 м, более 600 мм – 0,7 м;
- от плоскости фланца при диаметре труб до 400 мм – 0,3 м, более 400 мм – 0,5 м;
- от края раструба, обращенного к стене, при диаметре труб до 300 мм – 0,4 м, более 300 мм – 0,5 м;
- от низа трубы до дна при диаметре труб до 400 мм – 0,25 м, от 500 до 600 мм – 0,3 м, более 600 мм – 0,35 м.

Из условия монтажа оборудования и эксплуатации назначается диаметр колодца, толщина стен принимается равной 10% от глубины колодца. Во многих случаях толщина стен и дна составляет 0,4...1,0 м, толщина перегородок 0,2...0,3 м, бетонного основания 0,8...1,0 м. Для удобства эксплуатации над водоприемником устраивается павильон из кирпича или сборных железобетонных элементов. В береговых водоприемниках предусматривается следующее оборудование: затворы, задвижки и колонки управления ими, устройства для очистки и промывки сеток, удаления осадков, подъема решеток и сеток, лестницы, насосные агрегаты и электроустройства.

2.3.5 Определение уровней воды в береговом колодце

Уровни воды в береговом колодце составят:

- в межень (УНВ) при работе двух линий

$$\nabla Z_1 = \nabla Z_{УНВ} - \Sigma h_{УНВ}, \text{ м}$$

- в межень при аварийной работе одной линии

$$\nabla Z_2 = \nabla Z_{yHB} - \Sigma h_{AB}, \text{ м}$$

- в паводок при работе одной линии

$$\nabla Z_3 = \nabla Z_{yBB} - \Sigma h_{yBB}, \text{ м.}$$

Отметки уровней воды в отделении всасывающих линий принимают ниже, чем в приемном, на 0,1 м:

$$\nabla Z_1' = \nabla Z_1 - 0.1, \text{ м;}$$

$$\nabla Z_2' = \nabla Z_2 - 0.1, \text{ м;}$$

$$\nabla Z_3' = \nabla Z_3 - 0.1, \text{ м.}$$

Отметка пола берегового колодца:

$$\nabla Z_4 = Z_{yBB} + 1, \text{ м;}$$

Отметка выхода верха самотечных труб в приемное отделение берегового колодца должна быть ниже самого низкого уровня воды в нем не менее чем на 0,3 м:

$$\nabla Z_5 = Z_{\min \text{ прием.}} - 0,3 = \nabla Z_2 - 0,3, \text{ м}$$

Глубина прокладки самотечных линий в пределах берега должна быть более глубины промерзания.

Верх сетки между приемным и всасывающим отделениями должен находиться на 0,1 м ниже низшего уровня воды во всасывающем отделении:

$$\nabla Z_6 = \nabla Z_2' - 0.1, \text{ м}$$

Нижнее основание будет ниже на высоту сетки $P_{с(М)}$ на отметке:

$$\nabla Z_7 = \nabla Z_6 - P_C, \text{ м}$$

Отметка дна колодца принимается на 0.5 м ниже, чем отметка нижнего основания сетки

$$\nabla Z_8 = \nabla Z_7 - 0.5, \text{ м}$$

$$\nabla Z_9 = \nabla Z_2' - h_1 - h_2, \text{ м}$$

где h_1 – расстояние между низом воронки и дном колодца, м

h_2 – расстояние между самым низким уровнем воды во всасывающем отделении и низом воронки, м.

Для проектирования в качестве отметки дна принимаем минимальную отметку из $\Delta Z_8, \Delta Z_9$.

При вычислении отметок отдельных конструкций и оборудования, приведенные цифровые значения могут быть изменены в зависимости от конкретных условий размещения оборудования, при этом необходимо учитывать, чтобы высота приемной секции от выхода самотечных труб (∇Z_5) до дна колодца (Z_8) была не менее 1 м из условия накопления выпадающих в осадок взвешенных частиц, захваченных из реки водоприемником. По условиям монтажа оборудования допускается округление отметок.

Для удаления песка и ила приемное отделение берегового колодца периодически промывается при помощи эжекторной установки, работающей от напорной линии насосной станции первого подъема.

2.4 Расчет подачи и напора насосной станции первого подъема

Подача насосной станции ($\text{м}^3/\text{с}$) равна расчетному расходу водозабора $q_{\text{расч. водоз.}}$:

$$Q_{нс1} = \frac{\alpha \cdot Q_{\max \text{ сум}}}{T_1 \cdot 3600},$$

где T_1 - время работы насосной станции первого подъема, $T_1=24$ ч.

В насосной станции располагаются рабочие и резервные насосы, которые подают воду на очистную станцию. В зависимости от класса сооружений и категории насосной станции в соответствии со СНиП 2.04.02 – 84 принимается требуемое количество рабочих и резервных насосов.

Напор насосов насосной станции:

$$H_n = H_{\Gamma} + \Sigma h_{\text{б.к.-о.с.}}$$

где H_{Γ} – геометрическая высота подъема, м;

$\Sigma h_{\text{б.к.-о.с.}}$ – суммарные потери напора при движении воды от берегового колодца до очистных сооружений, м.

$$H_{\Gamma} = Z_{см} - Z_{\min \text{ в с}} = Z_{см} - Z_2^{\text{I}},$$

где $Z_{см}$ – отметка воды в смесителе:

$$Z_{см} = Z_{oc} + (4 \dots 4,5), \text{ м}$$

Z_{oc} – отметка земли очистных сооружений, принимают в соответствии с заданием на курсовое проектирование;

$Z_{\min \text{ в с}}$ – минимальная отметка воды во всасывающем отделении берегового колодца, м;

$$Z_{\min \text{ в с}} = \nabla Z_2^{\text{I}}$$

$$\Sigma h = h_{\text{в с}} + h_{\text{ком}} + h_{\text{водом}} + h_{\text{б.к.-о.с.}} + h_{\text{излив}}$$

где $h_{\text{в с}}$ – потери на всасывание, $h_{\text{в с}}=0,5$ м;

$h_{\text{ком}}$ – потери в коммуникациях насосной станции первого подъема, $h_{\text{ком}}=3$ м;

$h_{\text{водом}}$ – потери напора в водомере, $h_{\text{водом}}=1$ м;

$h_{\text{б.к.-о.с.}}$ – потери напора при движении воды от берегового колодца до очистных сооружений:

$$h_{\text{б.к.-о.с.}} = 1,1 \cdot h_{\text{дл}} = 1,1 AKl (q_{\text{расч}})^2, \text{ м.}$$

$h_{\text{излив}}$ – потери напора на излив воды на станции водоподготовки, $h_{\text{излив}}=1,5$ м;

1,1 – коэффициент, учитывающий местные потери напора.

Для определения суммарных потерь необходимо знать диаметр водовода, идущего к очистным сооружениям, который можно вычислить, зная расход и скорость, рекомендуемую в пределах $V_{\text{в}}=0,7 \dots 1$ м/с.

$$q_{\text{в}} = \frac{Q_{нс1}}{2}, \text{ м}^3/\text{с.}$$

Принимается две нитки водовода и задается скорость.

Диаметр одной нитки водовода

$$d_{\text{в}} = \sqrt{\frac{q_{\text{в}}}{0,785 \cdot V_{\text{в}}}}, \text{ м.}$$

Принимается стандартный диаметр $d_{\text{в}}$, при этом диаметре необходимо удостовериться, что скорость находится в рекомендуемых пределах [3].

Зная диаметр $d_{\text{в}}$ и длину водовода l (см. исходные данные), определяют потери напора, $\Sigma h_{\text{б.к.-о.с.}}$ и вычисляют напор насосов 1-го подъема. По напору и расходу по полям $Q - H$

подбирают насос типа Д или типа К. Рассчитывается установочная мощность на насосной станции I подъема:

$$N_{уст}^I = n_{раб} \cdot N_{эл} + n_{рез} \cdot N_{эл}, \text{ кВт}$$

2.5 Мероприятия по санитарной охране водозабора

Водозабор должен иметь зону санитарной охраны, а проект ее и санитарные мероприятия, проводимые в зоне, должны быть согласованы с органами санитарно-эпидемиологической службы.

В первом поясе – зоне строгого режима – размещают все водозаборные сооружения. Здесь запрещаются все виды строительства, проживание людей, купание, выпас скота, рыбная ловля и другие виды занятий. Границы первого пояса устанавливают в зависимости от местных санитарно-топографических и гидрогеологических условий, но не менее:

200 м от водозабора вверх по течению реки;

100 м вниз по течению;

100 м от уреза воды при наивысшем уровне по прилегающему к водозабору берегу;

вся акватория водоема и 50 м на противоположном берегу при ширине реки до 100 м;

100 м акватории при ширине реки больше 100 м.

Границы второго пояса – пояса ограничений – устанавливают с учетом возможного загрязнения водоема стойкими химическими веществами и другими видами загрязнений. Границы второго пояса должны обеспечивать качество воды в источнике согласно ГОСТ 2761-74 “Качество воды в источнике водоснабжения”. Такие границы устанавливают:

вверх по течению, исходя из пробега воды от границ пояса до водозабора при расходе 95%-ной обеспеченности в течение 3...5 суток, но не менее одного километра в проточном водоеме и один километр в обе стороны в непроточном водоеме;

вниз по течению не менее 250 м;

боковые границы по водоразделу.

В границах прибрежной полосы водоема на расстоянии не менее 300 м от уреза воды запрещается применение ядохимикатов, органических и минеральных удобрений, авиахимическая обработка, животноводческие фермы располагают не ближе, чем на 500 м от линии уреза при наивысшем уровне воды.

3 Проектирование водозаборного сооружения на подземном источнике

3.1 Выбор места расположения водозабора и размещение сооружений

Выбор места водозабора проводят, исходя из гидрогеологических и геологических условий, природных особенностей конкретного района на основе технико-экономических соображений. Водозаборы для хозяйственно-питьевого водоснабжения размещают в местах, отвечающих санитарным требованиям, вне очагов загрязнения подземных вод (населенных пунктов, предприятий, которые могут сбрасывать вредные и загрязненные стоки, животноводческих ферм, вдали от кладбищ). В месте устройства водозаборов должна быть организована зона санитарной охраны

Для забора подземных вод устраивают вертикальные, горизонтальные и каптажные водозаборные сооружения.

К вертикальным водозаборам относятся: трубчатые (буровые) колодцы – скважины и шахтные колодцы. Скважины устраивают, как правило, при глубоком залегании водоносных пластов (свыше 30 м), а шахтные колодцы – при глубине залегания водоносных пластов до 30 м.

Скважины предназначены для приема как напорных, так и безнапорных вод. Характерной особенностью скважин являются относительно малый диаметр и большая длина (значительный размер по глубине).

Шахтные колодцы имеют диаметр 1...2 м, глубину 20...30 м.

Если колодец проходит всю толщу водоносного пласта до водоупора, то его называют совершенным (рис. 3), если заканчивается в толще водоносного пласта, не доходя до водоупора – несовершенным (рис. 4). Эти определения относятся как к скважинам, так и к шахтным колодцам.

При глубине залегания подземных вод до 8 м устраивают горизонтальные водозаборы.

Если подземные воды выходят на поверхность земли в виде родников (ключей), то для их захвата строят каптажные сооружения.

3.2 Расчет водозаборов подземных вод

При проектировании водозаборных сооружений для захвата воды из подземных источников основной задачей является определение количества притекающей к водозабору воды, которое может быть получено при их эксплуатации.

В курсовом проекте необходимо выполнить расчет группы скважин. Выполняется расчет в следующей последовательности:

- определяется дебит одиночной скважины в конкретных гидрологических условиях;
- определяется количество скважин с учетом их взаимодействия для обеспечения потребителей необходимым количеством воды;
- выбирается тип фильтра и проводится его расчет;
- определяются требуемые величины напора и подачи насосного оборудования, а также глубины погружения насоса.

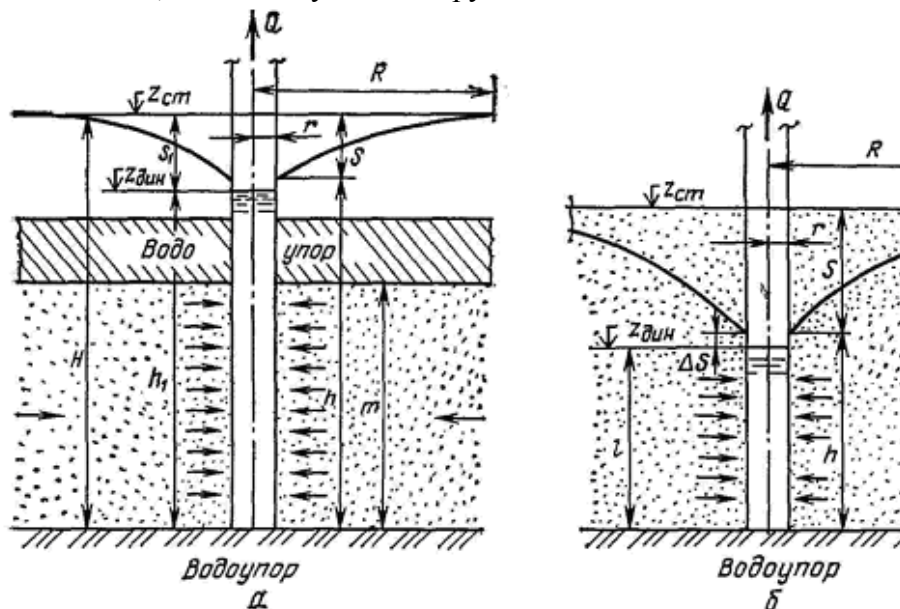


Рис. 3 Совершенный колодец

а – в напорном пласте; б – в безнапорном пласте.

3.2.1 Расчет скважин

Расчет одиночных совершенных колодцев. Гидравлический расчет одиночных совершенных колодцев (скважин) заключается в установлении соотношений между дебитом q , понижением S и радиусом скважины r (при известных коэффициенте фильтрации K_f , мощности водоносного пласта m и других параметрах водоносного пласта (коэффициента пьезопроводности, водоотдачи и т. д.)

При отсутствии данных опытных откачек, дебит ($\text{м}^3/\text{сут}$) колодца (скважины) определяют по формулам:

для совершенных колодцев, заложенных в напорных пластах (рис.2, а):

$$q = 2,73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S}{\lg \frac{R}{r}}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

где m – мощность водоносного пласта, м

S – понижение уровня, м; $S=H-h$ (H – полный напор воды в скважине, то есть разность между статическим уровнем воды в скважине и подошвой водоносного пласта, м). Ориентировочно принимают:

для напорных пластов $S_{дон} \leq 0,75H$;

для безнапорных пластов $S_{дон} \leq 0,5H$.

h – разность между динамическим уровнем воды у внешней стенки скважин и подошвой водоносного пласта, м

R – радиус влияния, м

r – радиус скважины, м.

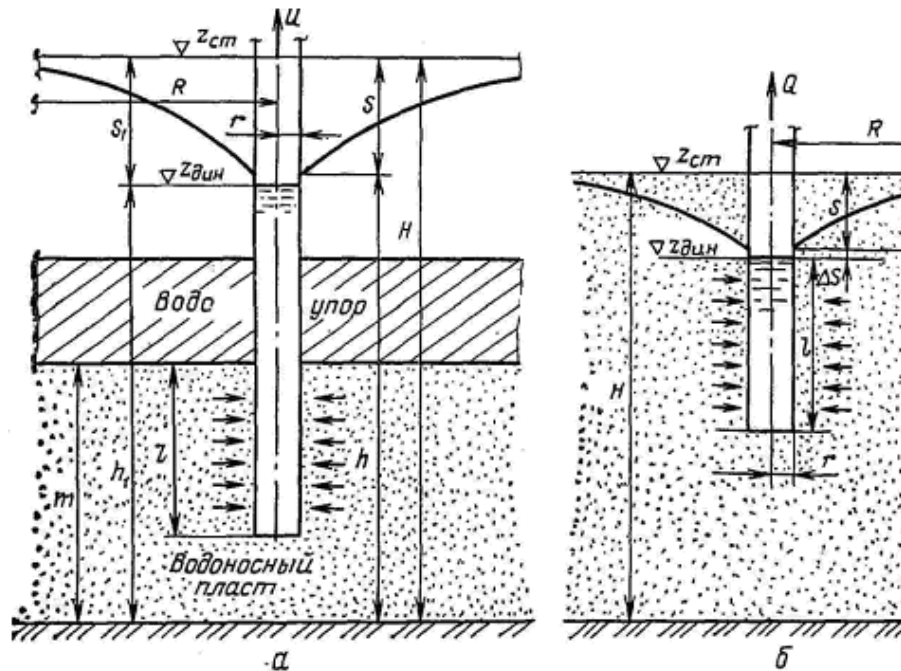


Рис. 4 Несовершенный колодец

*а – в напорном пласте; б – в безнапорном пласте
для совершенных колодцев, заложенных в безнапорных пластах (рис. 2, в):*

$$q = 1,36 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R}{r}}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Коэффициенты фильтрации K_{ϕ} и радиусы влияния R для расчетов принимают в зависимости от характеристики водоносных пород на основании гидрогеологических изысканий (приложение 2, табл. 3).

Расчет несовершенных скважин. Различают два вида несовершенства колодцев: по степени и характеру вскрытия водоносного пласта. В первом случае вскрытие происходит не на полную мощность, при этом искривляются и удлиняются пути фильтрации струек воды, что вызывает дополнительные сопротивления, в результате снижается приток воды. Степень несовершенства в расчетах учитывают коэффициентом ξ_1 . Во втором случае — по характеру вскрытия — несовершенство обусловлено наличием глухих промежутков между входными отверстиями в фильтрах. Глухие промежутки не пропускают воду, а отверстия, чтобы не допустить вынос частиц, имеют ограниченные размеры. Вследствие этого на входе воды в колодец возникают дополнительные гидравлические сопротивления, учитываемые в расчетах коэффициентом ξ_2 .

Приток воды в напорном пласте к несовершенному колодцу определяют по формуле (рис. 3):

$$q = 2,73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S}{\lg \frac{R}{r} + \xi_1 + \xi_2}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

где m – мощность водоносного пласта, м

S – понижение уровня, м

K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/сут

R – радиус влияния, м

r – радиус скважины, м

ξ_1 – находят по приложению 2, табл. 1 в зависимости от отношения m/l и l/m (l – длина фильтра, м)

ξ_2 – зависит от размеров и размещения водоприемных отверстий на поверхности фильтра, диаметра частиц породы, которые накладываются на отверстия, и других факторов и определяют его экспериментально. Для новых правильно подобранных фильтров $\xi_2 \approx 1$.

Расчет группы взаимодействующих скважин. Если требуемый расход воды не может быть обеспечен одной скважиной (например, диаметр фильтра $D > 300$ мм или получено большое понижение S), проектируют группу скважин.

При большом суточном водопотреблении возникает необходимость забора воды сразу из нескольких скважин, то есть происходит захват воды группой скважин (колодцев). Расположение их в плане может быть разным: по квадрату, по кольцу, в один ряд (линейное расположение).

С целью более полного захвата воды и обеспечения более благоприятных условий питания наиболее часто скважины располагают по возможности в одну линию, которую прокладывают перпендикулярно направлению движения подземных вод или под некоторым углом. Если расстояние между скважинами превышает $2R$ ($L > 2R$), то их влияние друг на друга в расчетах не учитывают, и они работают как одиночные. Однако такое расположение экономически невыгодно, так как при этом возрастает стоимость за счет большой длины коммуникаций (сборные водоводы, линии электропередач, диспетчерская служба, эксплуатация дороги и т. п.). Для уменьшения длины коммуникаций и улучшения условий эксплуатации скважины сближают, и они начинают влиять друг на друга, снижая дебит. Расчет группы взаимодействующих скважин заключается в определении их числа, производительности, расстояний между ними, понижения уровней. Проводят его в такой последовательности:

- определяют дебит одиночной скважины;
- радиус влияния R , то есть расстояние от центра скважины до точки восстановления статического уровня, вычисляют по формуле;

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{at}, \text{ м}$$

где a – коэффициент пьезопроводности (скорость распространения давления в пласте), $\text{м}^2/\text{сут}$

для напорных пластов:

$$a = K_{\phi} \cdot m / \mu ;$$

μ – показатель (коэффициент) водоотдачи, зависящий от пород и определяемый опытным путем или по эмпирическим формулам (приложение 2, табл.2);

для безнапорных пластов;

$$a = K_{\phi} \cdot h_{cp} / \mu$$

h_{cp} – средняя мощность водоносного слоя в период откачки, м, $h_{cp} = 0,8H$

t – нормативное время эксплуатации скважины, лет; в зависимости от назначения скважины и условий ее работы принимают в среднем 8...15 лет, максимально 25 лет.

- определяют дебит взаимодействующей скважины по формуле:

$$Q_{вз} = \alpha \cdot q,$$

где α – коэффициент взаимодействия, зависящий от расстояния между скважинами, вычисляют его по экспериментальным данным как $f(R_{пр})$ ($R_{пр}$ – радиус влияния, м); для практических расчетов принимают по приложениям (см. прилож. 2, табл. 4)

- задаются расстояниями между скважинами в зависимости от характеристики и мощности водоносного пласта (прилож. 2, табл. 5 (табл. 24 [2])).

- определяют число рабочих скважин из условия, что требуемый расход Q обеспечивается группой n взаимодействующих скважин, то есть $Q = n \cdot q_{вз}$, откуда

$$n = Q / q_{вз},$$

где Q – суммарный дебит группы взаимодействующих скважин, м³/сут; принимают обычно равным требуемому максимальному суточному расходу потребителей.

Число рабочих скважин n округляют до целого $n_{раб.}$. Число резервных скважин определяют согласно СНиП 2.04.02–84.

- уточняют фактический дебит (м³/сут) взаимодействующей скважины, исходя из принятого числа рабочих скважин и требуемого расхода,

$$q_{вз. факт.} = Q / n_{раб.}$$

- определяют понижение уровня (м):
в каждой скважине

$$S = \frac{0,37}{K_{\phi} \cdot m} \cdot q \cdot \lg R / r;$$

- суммарное (наибольшее) понижение

$$S_{\max} = \frac{0,37}{K_{\phi} \cdot m} (q_1 \cdot \lg R / r_0 + q_2 \cdot \lg R / r_{2-1} + q_3 \cdot \lg R / r_{3-1} + \dots + q_i \cdot \lg R / r_{i-1});$$

где r_0 – радиус скважины № 1 (в которой определяется понижение), м;
 r_{2-1} , r_{3-1} и т. д. – расстояние от скважины № 1 до последующих скважин, м.

В расчетах принимают допущения, что для всех скважин мощность водоносного пласта и коэффициент фильтрации K_{ϕ} одинаковы, в скважинах установлены насосы равной подачи q , поэтому дебиты всех взаимодействующих скважин равны, то есть

$$q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = \dots = q_i$$

- сравнивают полученное расчетом максимальное понижение $S_{\max}$ с допускаемым понижением $S_{\text{доп.}}$. Если $S_{\max} > S_{\text{доп.}}$, то расчет повторяют, увеличив расстояние между скважинами.

Для определения $S_{\text{доп.}}$, зависящего от конструкции скважины, места положения фильтра, глубины установки насоса, мощности пласта и величины слоя воды, предложено несколько формул.

для напорных пластов:

$$S_{\text{доп.}} \approx H - [(0,3 \dots 0,5) \cdot m + \Delta H_n + \Delta H_{\phi}];$$

где ΔH_n – максимальная глубина погружения нижней кромки насоса под динамический уровень в скважине, м (см. рис. 3, 4);

ΔH_{ϕ} – потери напора (в скважине) на входе через фильтр, м;

для безнапорных пластов

$$S_{дон} = (0,5...0,7)H - \Delta H_n - \Delta H_{\phi}.$$

- определяют положение динамического уровня в скважине

$$\Delta Z_{дин} = \Delta Z_{ст} - S_{пр};$$

где $\Delta Z_{дин}$ – отметка динамического уровня, м;
 $\Delta Z_{ст}$ – отметка статического уровня, м;
 $S_{пр}$ – принятое значение понижения уровня, м.

3.2.2 Выбор типа фильтра и его расчет

Фильтр является одним из наиболее ответственных элементов водозаборной скважины. Он служит для крепления ее стенок в пределах водоносного пласта и предупреждения выноса частиц водоносной породы в колодец при фильтровании воды.

Тип и конструкцию фильтра (см. рис. 5), выбирают в зависимости от характера водоносных пород, глубины скважины, дебита скважины, качества забираемой воды, условий режима эксплуатации скважины (табл. 2).

Таблица 2

Рекомендуемые конструкции фильтров и методы бурения водозаборных скважин

Горные породы водоносных горизонтов	Преобладающая (более 50% по массе) крупность частиц	Гравийная обсыпка	Применяемые типы и конструкции скважин
1. Неустойчивые рыхлые (пористые) крупнообломочные породы:			Каркасно-стержневые и трубчатые фильтры из металлических и полимерных материалов с отверстиями (круглыми, прямоугольными, горизонтальными и вертикальными щелями)
1.1. Галечниковые и щебенистые	20...100	Не требуется	
1.2. Гравийные и дресвяные	2...5	Не требуется	Фильтры штампованные с отверстиями «мост». Фильтры кольцевые из полимерных материалов
2. Неустойчивые рыхлые (пористые) песчаные породы (пески):			Каркасно-стержневые и трубчатые фильтры из металлических и полимерных материалов с отверстиями (круглыми, прямоугольными, горизонтальными и вертикальными щелями), с (без) дополнительной водоприемной поверхностью из антикоррозионных материалов
2.1. Гравелистые;	2...5	Не требуется	
2.2 Крупный;	0,5...2	Возможна	Проволочные, проволочные с водоприемной поверхностью из штампованного стального листа; сетчатые, с водоприемной поверхностью из сетки квадратного сечения.
2.3 Средний;	0,25...0,5	Возможна	Сетчатые, с водоприемной поверхностью из сеток гладкого (галунного) плетения, фильтрующая оболочка).
2.4 Мелкие	0,1...0,25	Обязательна	Гравийные и блочные, при наличии крепкой устойчивой кровли – бесфильтровые скважины с водоприемной полостью
2.5 Пылеватый	0,1 и менее	Обязательна	Гравийные и блочные, при наличии крепкой устойчивой кровли – бесфильтровые скважины с водоприемной полостью

Наиболее важным элементом конструкции водозаборной скважины является водоприемная часть, которая в зависимости от состава, состояния и свойств водоносного горизонта и водоупорных пород может быть бесфильтровой или оборудованной фильтрами различных типов.

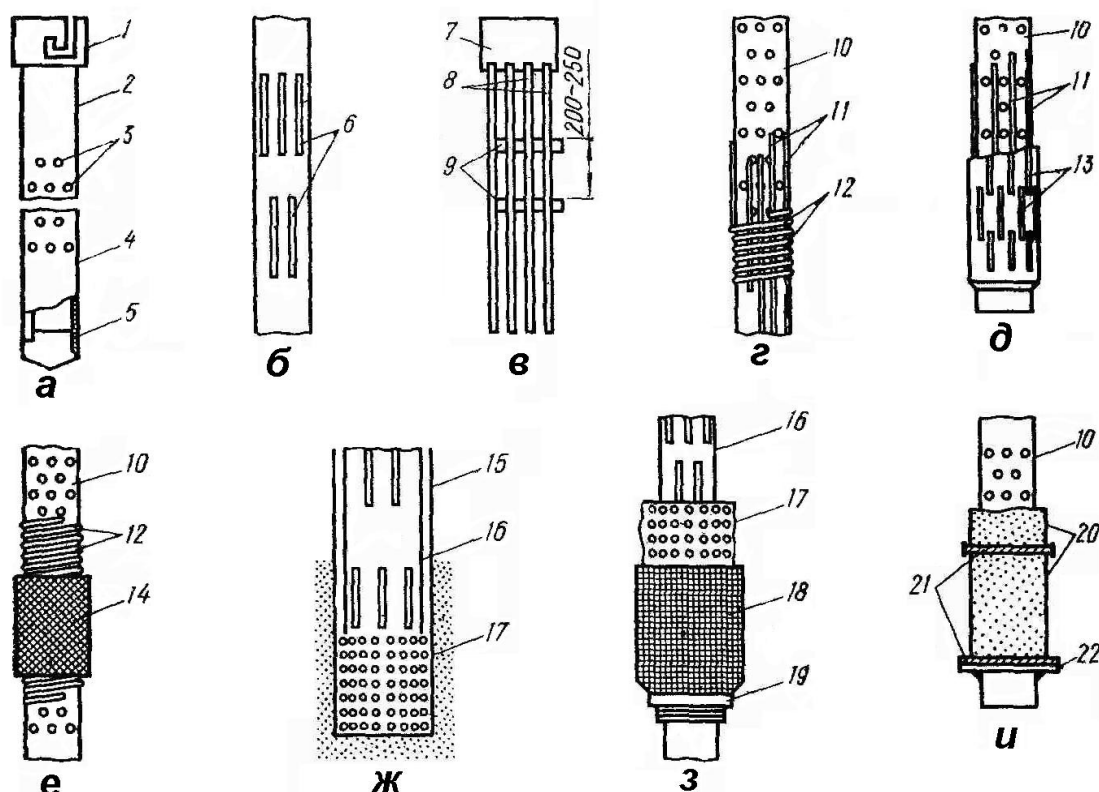


Рис. 5 Типы фильтров водозаборных скважин

а – дычатый; б – щелевой; в – каркасно-стержневой; г – проволочный; д – с водоприемной поверхностью из штампованного стального листа; е – сетчатый; ж – гравийно-засыпной; з – гравийно-кожуховый; и – блочный; 1 – муфта с фигурным вырезом; 2 – надфильтровая труба; 3 – водоприемные отверстия; 4 – отстойник; 5 – пробка; 6 – щели; 7 – соединительный патрубок; 8 – металлические стержни; 9 – опорные пояса жесткости; 10 – дырчатый каркас; 11 – подкладные стержни; 12 – проволочная обмотка; 13 – водоприемная поверхность из штампованного листа; 14 – сетка; 15 – обсадная труба; 16 – щелевой каркас; 17 – гравийная обсыпка; 18 – кожух из сетки квадратного сечения; 19 – хомут для крепления кожуха; 20 – фильтровые блоки; 21 – войлочная или резиновая прокладка; 22 – опорный фланец.

Бесфильтровые скважины. В зависимости от свойств горных пород различают бесфильтровые скважины в устойчивых или в рыхлых водоносных породах. Если для устройства водоприемной части в устойчивых водоносных породах (открытого ствола) не требуется каких-то особых условий, то для устройства бесфильтровой водоприемной части скважины в рыхлых породах требуется ряд условий:

- наличие мощной и прочной кровли – толщи устойчивых пород, перекрывающих водоносные пески (известняки, песчаники, мергели и др.) или искусственное укрепление кровли;
- водоносный горизонт должен обладать достаточным напором;
- возможность точной фиксации глубины залегания и мощности пород кровли намечаемого к эксплуатации водоносного горизонта.

Водоприемная часть бесфильтровой водозаборной скважины в рыхлых породах представляет собой воронку (каверну) под устойчивыми, перекрывающими водоносные пески, породами. Дебит скважины «на каверну» в основном зависит от радиуса воронки и в меньшей степени от ее глубины.

В переслаивающихся толщах горных пород (переслаивание рыхлых песков и плотных пород) можно проектировать и сооружать бесфильтровые скважины с несколькими кавернами вдоль ствола скважины.

Бесфильтровые водозаборные скважины в рыхлых породах отличаются максимальными удельными дебитами, малой металлоемкостью и более низкими эксплуатационными затратами.

При проектировании бесфильтровых скважин в рыхлых водоносных породах следует учитывать следующие обстоятельства:

- водозаборные скважины «на каверну» могут сооружаться только в напорных водоносных горизонтах;
- погружной насос должен устанавливаться выше воронки, динамический уровень в процессе эксплуатации скважины не должен доходить до кровли воронки.

Фильтровые скважины. Гидрогеологические условия чаще всего обуславливают необходимость оборудования водозаборных скважин фильтрами, основное назначение которых заключается в том, чтобы удерживать стенки скважин от обрушения, обеспечивая при этом свободный пропуск воды в ствол скважины. Фильтр водозаборной скважины в рыхлых неустойчивых породах следует рассматривать как вспомогательный каркас, предназначенный для формирования естественного фильтра из горных пород на его внешней поверхности.

Учитывая длительность работы скважины, интенсивность водоотбора, качество подземных вод и режим работы водозаборной скважины, фильтры должны удовлетворять следующим требованиям:

- обеспечивать поступление воды в скважину с минимальными гидравлическими сопротивлениями;
- обладать необходимой механической прочностью, обеспечивающей установку фильтров на проектную глубину с учетом допустимой нагрузки от импульсного воздействия для разрушения кольматирующих отложений;
- обеспечивать поступление воды в скважину без механических примесей за исключением периода строительных откачек;
- быть устойчивыми против коррозии и инкрустации (солеотложению);
- гарантировать долговечность эксплуатации не менее 25 лет.
- материал фильтров должен быть безопасным в санитарно-гигиеническом отношении для использования в питьевом водоснабжении
- обеспечивать ремонтпригодность фильтров с применением устройств по их регенерации химическими, механическими, импульсными и комбинированными способами.

При установке фильтров во временных скважинах и в скважинах, рассчитанных на не продолжительный период работы (менее 2–3 лет), снижаются требования к материалам и их антикоррозионной защите, одновременно допустимо уменьшение скважности и размеров проходных отверстий.

Тип фильтра следует подбирать таким образом, чтобы коэффициент водопроницаемости его был бы равен или превышал коэффициент водопроницаемости водоносных пород или гравийных обсыпок. Размеры проходных отверстий фильтров принимают в зависимости от крупности частиц водоносной породы d_{10} , d_{50} и d_{60} – размеров, меньше которых в водоносном пласте содержится соответственно 10, 50, 60% по массе частиц, а также в зависимости от величины коэффициента неоднородности породы $K_H = \frac{d_{60}}{d_{10}}$.

Таблица 3

Размеры проходных отверстий фильтра водозаборных скважин

Типы фильтров	Размеры отверстий, мм при K_H	
	≤ 2	≥ 2
Дырчатые	$(2,5 \dots 3)d_{50}$	$(3 \dots 4)d_{50}$
Щелевые	$(1,25 \dots 1)d_{50}$	$(1,5 \dots 2)d_{50}$
Трубчатые	$(1,5 \dots 2)d_{50}$	$(2 \dots 2,5)d_{50}$

Типы, конструкции и размеры фильтров выбираются в зависимости от характера породы водоносного горизонта, глубины скважины, дебита и режима эксплуатации в соответствии с таблицей 2. Фильтровая колонна состоит из рабочей части с надфильтровой трубой и отстойником.

Длину рабочей части фильтра для получения максимально возможного дебита теоретически следует выбирать исходя из следующих условий:

а) Однородный напорный водоносный горизонт:

- при мощности водоносного пласта до 15...20 м длина фильтра должна составлять 80...90 % мощности пласта;
- при мощности пласта более 20 м длина фильтра должна быть равна 80% мощности пласта.

б) неоднородный напорный водоносный горизонт: фильтр следует устанавливать в наиболее водопроницаемом участке водоносной толщи, определенном на основе геофизических данных, ситовых анализов, телевизионных или фотографических работ, лабораторных определений коэффициента фильтрации водоносного пласта (фармации).

в) однородный безнапорный водоносный горизонт: фильтр следует устанавливать ниже 1/3 водоносной формации.

г) неоднородный (с частым переслаиванием) безнапорный горизонт: фильтр следует устанавливать в самом низу формации, в песках с наибольшим коэффициентом фильтрации, на 1/3 мощности водоносного горизонта.

Для получения заданного дебита или, к примеру, для определения параметров фильтра для скважин с небольшим дебитом интервал установки рабочей части фильтра определяется проектом и уточняется в процессе проходки скважины в соответствии с документацией, геофизическими и иными исследованиями.

При расчете фильтров определению подлежат их длина, диаметр, скважность и размер проходных отверстий. Перечисленные параметры фильтра определяются с таким расчетом, чтобы входные скорости не превышали 1,5...2 м/мин.

Диаметр фильтра устанавливается исходя из проектного дебита скважины с учетом возможности при необходимости устройства гравийной обсыпки. Диаметр каркаса фильтра следует принимать не менее 100...150 мм с целью возможности выполнения различных способов ремонтных работ. Скорость движения воды в водоподъемных трубах не должна превышать 1,5...2 м/с.

Рабочую часть фильтра следует устанавливать на расстоянии от кровли и подошвы водоносного пласта не менее 0,5...1 м.

Длина надфильтровых труб зависит от конструкции, глубины, дебита скважины и литологического состава водоносного горизонта:

а) когда фильтр установлен на общей колонне, т.е. на колонне, доведенной до устья скважины – длина направляющей колонны максимальная (в этом случае надфильтровая труба одновременно является эксплуатационной колонной).

б) когда фильтр установлен в потай, верхняя часть надфильтровой трубы должна находиться:

- при глубине скважины до 50 м – выше башмака эксплуатационной колонны не менее чем на 3 м;
- при глубине скважины более 50 м – выше башмака эксплуатационной колонны не менее чем на 5 м;
- при любой глубине скважины, если водоносный горизонт представлен плавунами и мелкозернистыми песками – не менее 5 м.

Между эксплуатационной колонной и надфильтровой трубой при необходимости должен быть установлен сальник (пеньковый, деревянный, резиновый, цементный и др.).

Длина отстойников в фильтровых колоннах, как правило, должна приниматься 0,5...1 м и не более 2 м. Отстойник в основном предназначен для установки фонарей-центраторов и закрепления приспособлений для извлечения фильтров.

Конструкции фильтров водозаборных скважин

Фильтры каркасно-стержневые. Наиболее рациональными, обладающими рядом технико-экономических преимуществ по сравнению с другими конструкциями фильтров, являются каркасно-стержневые фильтры. Одинарная фильтрующая поверхность (профилированная проволока) доступна для химической и механической чистки, так как отсутствуют мертвые пространства между фильтрующей и опорной поверхностями. Фильтры на стержневых каркасах рекомендуется применять в скважинах глубиной до 200 м.

Фильтры каркасно-стержневые ФКС изготавливаются из стержней прутковой стали марок Ст3, Ст5 и Ст7 по НД (в агрессивной водной среде - из нержавеющей стали), приваренных по образующей к соединительным патрубкам и опорным кольцам по длине фильтра для жесткости каркаса. Основные параметры фильтров каркасно-стержневых приведены в таблице 4 и на рис. 6.

Таблица 4

Основные параметры фильтров каркасно-стержневых

Наименование параметра		Значение параметра, мм									
Диаметр фильтра наружный, D_f		109	122	151	170	196	247	305	357	413	462
Диаметр патрубков и опорных колец, D_n		89	102	127	146	168	219	273	325	377	426
Длина патрубка	верхнего, l_v	200	200	300	300	300	300	300	300	300	300
	нижнего, l_n	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200
Ширина опорного кольца, b		30	30	30	30	30	30	30	30	50	50
Расстояние между кольцами, a		200	200	200	200	250	250	300	300	350	350
Диаметр стержня, d_c		10	10	12	12	14	14	16	16	18	18
Количество стержней, шт		8	8	10	12	14	16	16	20	24	32

Примечание: длина фильтра должна быть не менее 1 м и не более 5 м.

Фильтры трубчатые стальные с отверстиями (щелевыми ФТСЩ или круглыми ФТСК). Фильтры изготавливаются из стальных труб: обсадных - по ГОСТ 632, электросварных - по ГОСТ 10706, стальных бесшовных - по ГОСТ 8732. Длина фильтра не должна превышать 5 м.

Отверстия (щелевые или круглые) выполняются в трубах в шахматном порядке. Щелевые отверстия должны иметь ширину 10...30 мм и длину 30...100 мм и располагаются продольно по длине трубы. Расстояния между щелями по горизонтали рассчитывается исходя из параметров щели и принятой скважности фильтра с учетом прочностных характеристик. Расстояния между щелями по вертикали принимается не менее 10...20 мм.

Круглые отверстия (рис 7) выполняются диаметром $d_{отв.} = 10...24$ мм с расстояниями между отверстиями вдоль оси трубы $(1,55...1,7)d_{отв.}$, по окружности трубы – $(2,1...3,5)d_{отв.}$. Скважность фильтров с учетом прочностных характеристик не должна превышать 30 %. Фильтры должны иметь присоединительную резьбу по ГОСТ 632 или фаску под сварку.

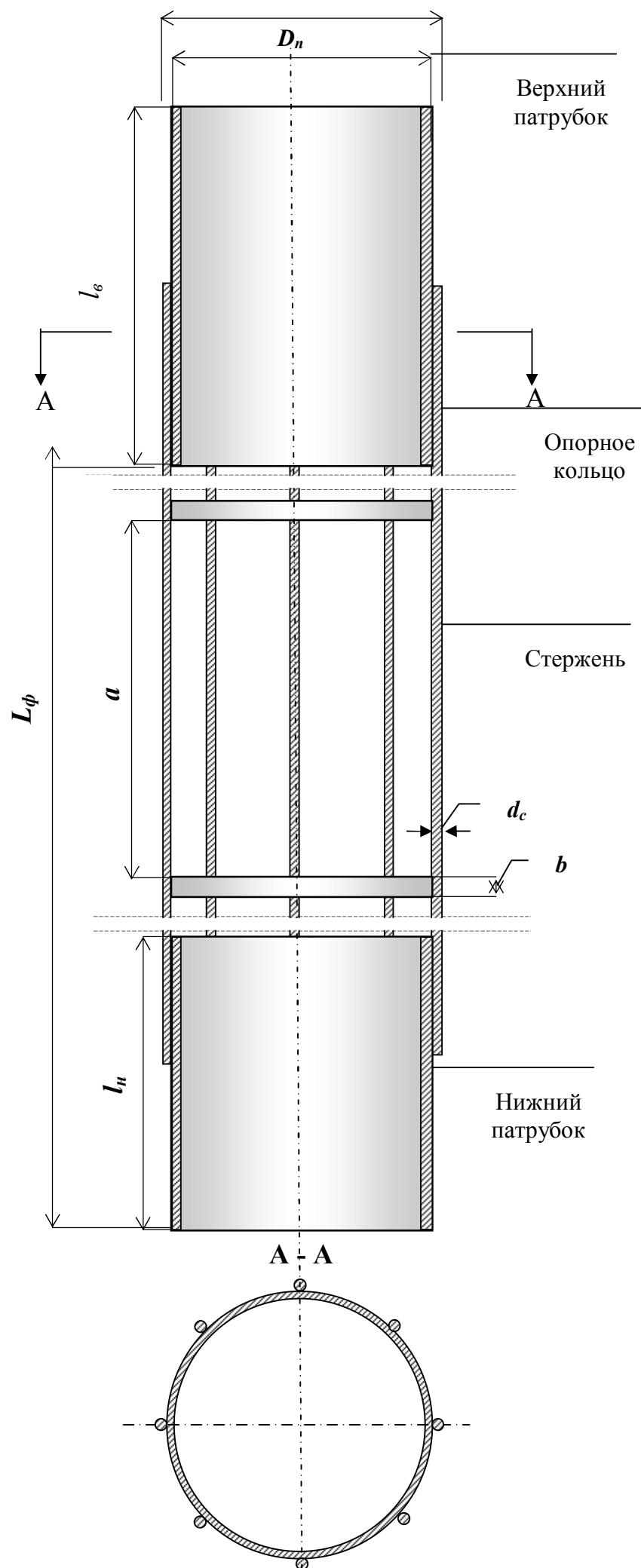
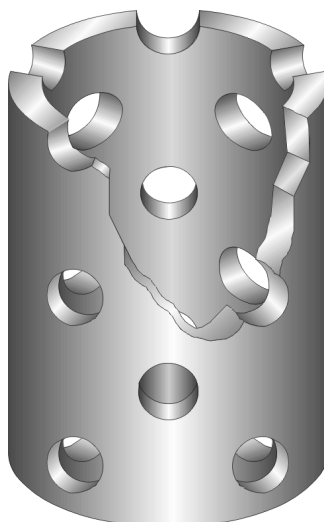


Рис. 6 Фильтр каркасно-стержневой



**Рис. 7 Фильтры трубчатые стальные
с круглыми отверстиями**

Фильтры трубчатые полимерные с отверстиями (щелевыми ФТПЩ или круглыми ФТПО). Фильтры изготавливаются из поливинилхлоридных, полиэтиленовых и винипластовых труб. Фильтры из поливинилхлоридных труб с щелевыми отверстиями изготавливаются в соответствии с параметрами, приведенными на рис.8 и в таблице 5. Диаметры и количество отверстий фильтров из полиэтиленовых и винипластовых труб, а также взаимное расположение отверстий определяются на основании расчетов на прочность, исходя из глубины установки фильтра. Соединяются фильтры с помощью муфт, сварки, на резьбах и на винтах.

Фильтры трубчатые с штампованными отверстиями типа «мост» ФТМ. Фильтры изготавливаются из листовой стали с толщиной листа 3...6 мм длиной 2000, 2500, 3000, 4000 и 5000 мм штамповкой отверстий типа «мост». Секции фильтров соединяются с помощью муфт на винтах или сваркой, а также с помощью специальной резьбы. Конструкция и параметры фильтров и их соединений приведены на рис. 6.9, табл. 6.4 и 6.5 [9].

Для защиты фильтров от коррозии производится их антикоррозионное покрытие материалами, разрешенными для использования в питьевом водоснабжении.

Размеры мостиковой перфорации приведены на рис. 6.9, табл. 6.6 [9].

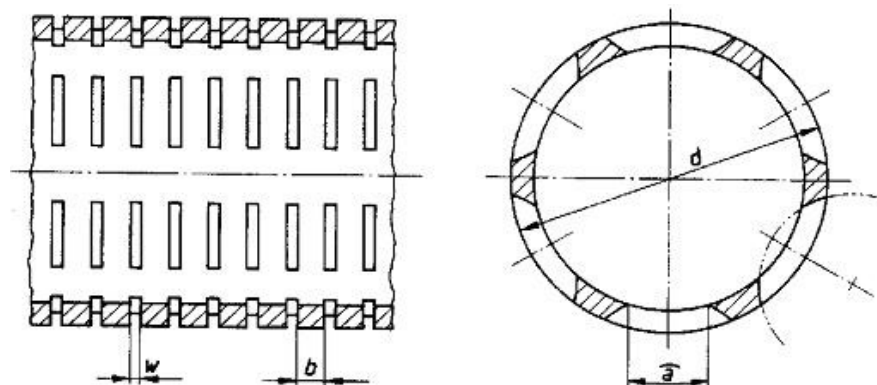
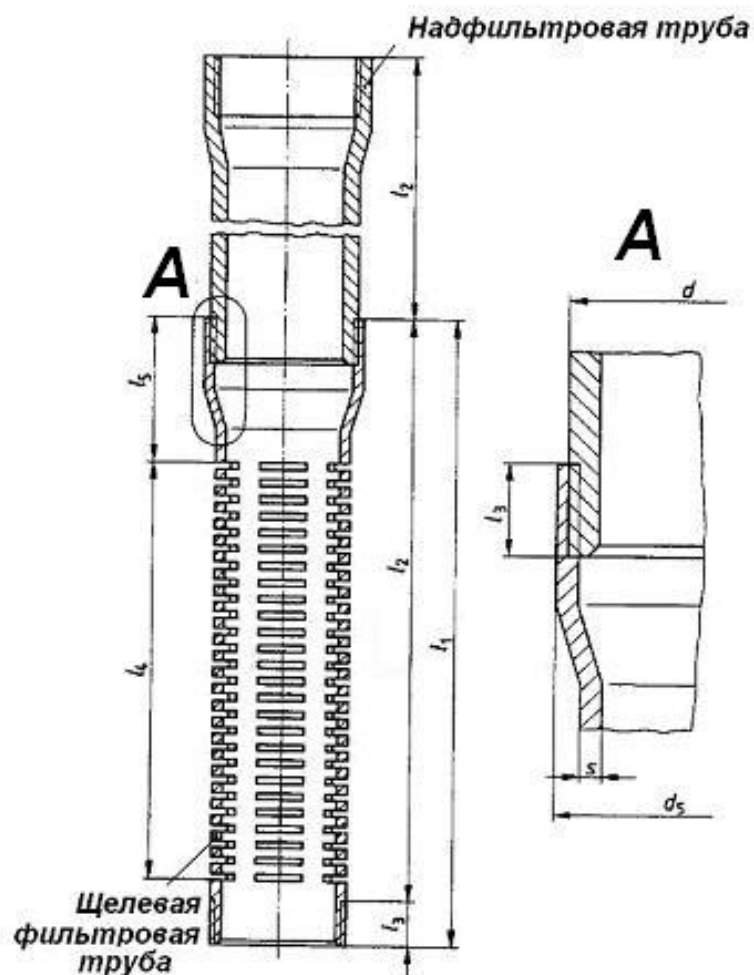


Рис. 8 Трубчатые поливинилхлоридные фильтры с щелевыми отверстиями

Таблица 5

Параметры щелевых фильтров

Условный проход Dy	d		d ₅ , максимальный размер	S		ℓ ₃	ℓ ₂ ± 10			ℓ ₅ ±25	ℓ ₄ ± 25		
	Номи- нальный размер	Предельное отклонение		Номи- нальный размер	Предель- ное откло- нение		ℓ ₂ =	ℓ ₂ =	ℓ ₂ =		ℓ ₂ = 2000	ℓ ₂ = 3000	ℓ ₂ = 4000
							2000	3000	4000				
							Вес, включая резьбу, кг						
40	48	+ 0,2	56	3,5	+ 0,5	25	0,97	1,91	-	60	880	1880	-
50	60	+ 0,2	68	4,0	+ 0,6	35	1,36	2,68	-	70	870	1870	-
80	88	+ 0,3	98	4,0	+ 0,6	50	2,05	4,03	-	80	860	1860	-
100	113	+ 0,3	125	5,0	+ 0,7	60	3,17	6,20	-	90	850	1850	-
125	140	+ 0,4	154	6,5	+ 0,8	60	9,6	14,25	18,9	160	1800	2800	3800
150	165	+ 0,4	183	7,5	+ 1,0	60	12,9	19,1	25,4	170	1770	2770	3770
200	225	+ 0,5	247	10,0	+ 1,2	70	22,7	33,7	44,7	180	1760	2760	3760
250	280	+ 0,5	297	12,5	+ 1,5	85	32,42	47,97	63,52	220	1720	2720	3720
300	330	+ 0,6	350	14,5	+ 1,7	85	44,30	65,55	86,80	220	1720	2720	3720
350	400	+ 0,7	430	17,5	+ 2,0	85	64,74	95,79	126,83	240	1700	2700	3700
400	450	+ 0,8	485	19,5	+ 2,2	95	81,53	120,25	159,37	240	1700	2700	3700

Фильтры с проволоочной обмоткой. Фильтры изготавливаются на основе каркасов из каркасно-стержневых или трубчатых стальных или полимерных фильтров с щелевыми или круглыми отверстиями (рис. 9, табл. 6, приложение 2).

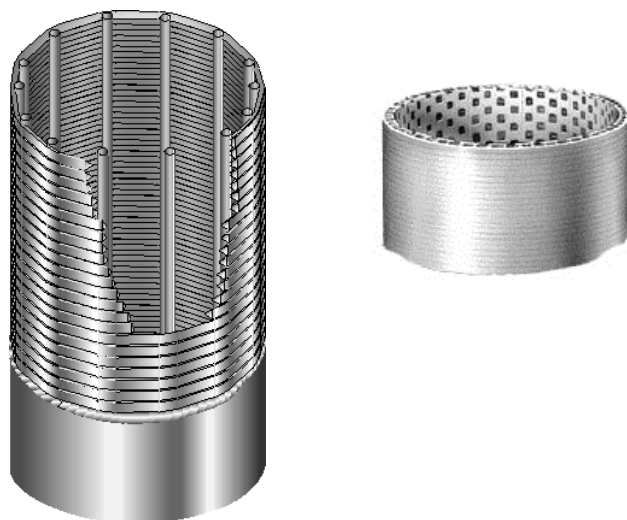


Рис. 9 Фильтры с проволоочной обмоткой

На фильтрах трубчатых стальных с отверстиями (щелевыми или круглыми) на расстоянии 40...65 мм должны устанавливаться по окружности продольные стальные стержни круглого или профильного сечения с поперечным размером не менее 8...10 мм. Продольные стержни не должны перекрывать щелевые или круглые отверстия. На фильтры навивается проволока из нержавеющей стали трапециевидного или прямоугольного сечения с поперечными размерами по таблице 6.

При намотке проволоки трапециевидного сечения меньшее основание должна быть обращено к наружной стенке каркаса. Проволока укладывается с зазорами между витками 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0 мм с отклонениями не более 0,1 мм. Проволока должна быть закреплена от продольного перемещения любым способом.

Таблица 6

Размеры поперечного сечения проволоки

Диаметр фильтра D_y	Вид сечения					
	трапециевидного			прямоугольного		квадратного
	a $б$			a $б$		a a
	a	$б$	$в$	a	$б$	a
50 – 175	2,5	2,3	2,5	2,5	2,3	2,5
200 – 300	3,5	2,3	3,5	3,5	2,3	3,5
350 – 450	4,2	2,7	4,2	4,2	2,7	4,2

Фильтры сетчатые. Фильтры сетчатые изготавливаются на основе каркасов из каркасно-стержневых или трубчатых стальных фильтров с отверстиями (щелевыми или круглыми) рис. 5. На трубчатых стальных фильтрах с отверстиями (щелевыми или круглыми) должны устанавливаться на расстоянии 40...65 мм по окружности продольные стальные стержни круглого сечения диаметром 5...8 мм.

На каркас наматывается проволока из нержавеющей стали круглого сечения диаметром 2...3 мм с шагом 12...15 мм или полимерная решетка с толщиной каркаса 2...3 мм и ячейками 10x10 мм, поверх которых укладывается сетка из латуни или нержавеющей стали или

полимерных материалов с размерами ячеек не более 0,1 мм. Поверх сетки может навиваться проволока диаметром 2...3 мм с шагом 20...30 мм.

Фильтры полимерные кольцевые ФПК. Фильтры изготавливаются из колец клиновидного поперечного сечения, сужающегося в направлении к оси фильтра, путем набора на стальные стержни или перфорированные трубы, создающими поперечные щели и закрепляемые с двух сторон опорными фланцами с соединительными муфтами. Конструкция и параметры фильтра приведены на рисунке 10 и таблице 7.

Кольца изготавливаются из полимерных материалов: полистирола, полипропилена и полиэтилена. Соединение секций фильтров осуществляется с помощью муфт с резьбами согласно ГОСТ 632. Кольца фильтров должны соответствовать требованиям ГОСТ 380.

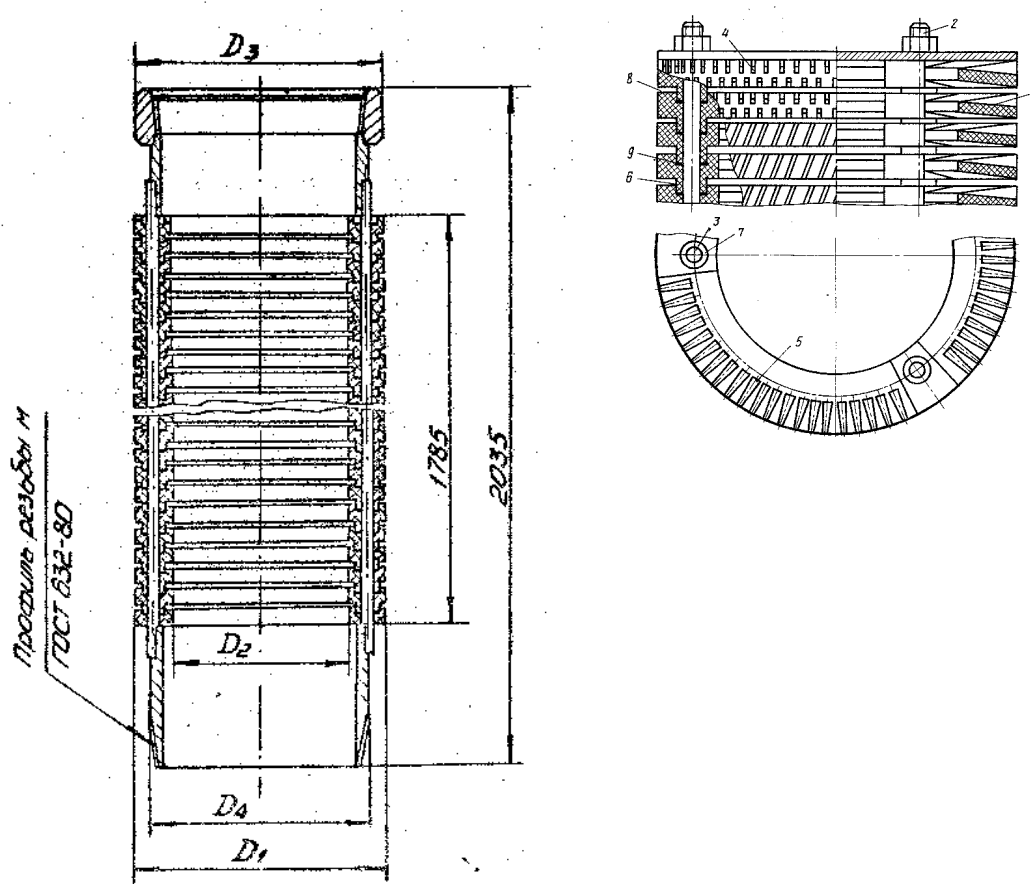


Рис. 10 Полимерный кольцевой фильтр

- 1 – кольца фильтра; 2 – стержни отверстия; 3 – крепежные отверстия;
4 – осевые канавки; 5 – радиальные канавки; 6 – распорные элементы;
7 – углубления; 8 – кольцевая щель.

Параметры и размеры секции фильтра

Диаметр, мм		Длина, мм	Ширина щели, мм	Скважность, %	Масса, кг
D ₁ наружный	D ₂ внутренний				
188	140	2035	1±0,2	20	31,8
255	203	2035	1±0,2	20,5	44,4
310	260	2035	1±0,2	21	55,3

Гравийные и блочные фильтры. Конструкции гравийных и блочных фильтров представлены на рис. 5. Максимальный размер отверстий фильтра не должен быть более минимального диаметра частиц гравийной обсыпки примыкающей к стенкам фильтра и принимается по таблице 8.

Таблица 8

Параметры песчано-гравийной и гравийной обсыпки для фильтров

Минимальный диаметр зерен D _{min} , мм	0,5	0,75	1,0	2,0	3,0	5,5	8,0
Максимальный диаметр зерен D _{max} , мм	1,0	1,5	2,0	3,0	5,5	8,0	16,0
Средний диаметр зерен D ₅₀ , мм	0,75	1,12	1,5	2,5	4,25	6,75	12
Максимальный размер отверстий фильтра, мм	0,5	0,75	1,0	2,0	3,0	4,0	4,0

В зависимости от гранулометрического состава водоносных пород в качестве обсыпки необходимо использовать хорошо окатанные гравий, песчано-гравийные смеси и пески с $K_n < 1,5...3$, которые должны поставляться калиброванными и тарированными со специальных карьеров. Основным требованием при устройстве гравийно-обсыпных фильтров отвечает отсортированный и отмытый гравий и песок. Такой гравий обеспечивает создание хорошо проницаемых обсыпок с минимальными входными сопротивлениями.

Диаметр частиц обсыпки гравийных фильтров определяют по формуле:

$$D_{50} = (8...12)d_{50},$$

где D_{50} – размер, меньше которого в гравийной обсыпке содержится 50% частиц по массе, мм;

d_{50} – размер частиц, меньше которых в водоносном пласте содержится 50% по массе, мм;

При устройстве многослойных фильтров диаметры частиц гравийной обсыпки подбирают по соотношению: $D_2/D_1 = 4...6$,

где D_1 и D_2 – средние диаметры частиц соседних слоев гравийной обсыпки.

Толщина каждого слоя гравийно-кожуховых фильтров не менее 30 мм и гравийных засыпных фильтров не менее 50 мм.

Диаметр частиц гравия блочных фильтров из пористого бетона и пористой керамики определяют по формуле:

$$D_{cp} = (10...16) \cdot d_{50},$$

где D_{cp} – средний диаметр частиц гравия в блоке фильтра.

Подбор и расчет фильтров

Основные параметры фильтра (диаметр, длина, размер проходных отверстий) должны определяться с некоторым запасом с учетом возможности внесения необходимых изменений в процессе сооружения скважины в соответствии с фактическими условиями.

Размеры проходных отверстий фильтров назначаются в зависимости от гранулометрического состава контактирующей породы водоносного пласта или гравийной обсыпки (табл. 3).

Размеры фильтра определяют исходя из условий создания допускаемых скоростей движения воды при поступлении ее из водоносного пласта в скважину:

$$Q_{\max} \leq FV_{\phi}$$

где $Q_{\max}$ – максимальный расход воды, забираемый из скважины, м³/сут;
 F – площадь фильтрующей поверхности фильтра, м²;

$$F = \pi \cdot D_{\phi} \cdot l_{\phi},$$

где D_{ϕ} – диаметр фильтра, м.

l_{ϕ} – длина рабочей части фильтра, м.

В водоносных пластах мощностью до 10 м можно принимать:

$$l_{\phi} = m - (1 \dots 2), \text{ м},$$

в пластах большей мощности:

$$l_{\phi} = \beta \cdot m, \text{ м}$$

где $\beta = 0,5 \dots 0,8$

V_{ϕ} – допустимая скорость фильтрации при выходе воды из пласта в фильтр (входная скорость), м/сут, определяется по формулам:

- для дырчатых, щелевых, проволоочных и сетчатых фильтров:

$$\triangleright V_{\text{вх}} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}}, \text{ м/сут},$$

- для гравийных и блочных фильтров:

$$V_{\text{вх}} = 1000 \cdot K_{\phi} \cdot \left(\frac{d_{50}}{D_{50}} \right)^2,$$

Диаметр фильтра определяется по формуле:

$$D_{\phi} = \frac{Q_{\max}}{\pi \cdot l_{\phi} \cdot V_{\phi}}$$

Диаметр фильтра не должен превышать 300 мм.

Диаметр фильтра D_{ϕ} мм выбирают исходя из требуемого дебита скважины и параметров водоподъемного оборудования, который может быть равным или менее диаметра обсадных труб D_o , т.е.

$$D_{\phi} \leq D_o$$

По условиям эксплуатации внутренний диаметр обсадных труб необходимо принимать исходя из диаметра устанавливаемого погружного насоса.

3.3 Определение требуемых величин подачи и напора насосного оборудования, глубины погружения насоса.

Насосы, устанавливаемые в скважинах для постоянной эксплуатации, подбирают по расходу из одной скважины и напору. Часовую подачу насоса принимают равной фактическому часовому расходу скважины:

$$Q_{\text{нас}} = Q_{\text{факт.ч}}, \text{ м}^3/\text{ч}$$

Напор насоса определяют по высотной схеме:

$$H_n = H_r + \sum h; H_r = Z_1 - Z_{\text{дин}}$$

где Σh - суммарные потери напора на сборных водоводах, м

Z_1 – уровень воды в распределительной чаше фильтров обезжелезивания, м

Вода из скважин насосами подается в распределительную чашу фильтров. Уровень воды в распределительной чаше фильтров обезжелезивания:

$$Z_1 = Z + (4 \dots 4,5), \text{ м}$$

Статический уровень воды в скважине находится на глубине C , м от поверхности земли. Отметка динамического уровня в скважине:

$$Z_{\text{дин}} = Z_{\text{СКВ}} - C - S$$

Для определения Σh необходимо вычислить диаметр и потери напора в сборных водоводах, по которым транспортируют воду от скважин к РЧВ. Принимаются сборные водоводы из стальных труб. Скорость в сборных водоводах $V=0,7 \dots 1,2$ м/с, минимальный диаметр 100 мм. Гидравлический расчёт сборных водоводов сводят в таблицу 9.

Таблица 9

Определение диаметров и потерь напора на сборных водоводах

Участок	Расчетный расход, л/с	Диаметр участка d, мм	Скорость на участке v, м/с	A, с ² /л ²	K	Длина участка, м	Потери напора h, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1-2							
2-3							
3-4							
....							

Σh

При поступлении воды из водоносного пласта и движении ее в направлении к водоприемным отверстиям погружного насоса возникают потери напора, которые обуславливают дополнительное понижение уровня воды в скважине. Это понижение необходимо учитывать при расчете глубины погружения насоса.

Потери напора возникают в фильтре скважины и в щели между погруженным электродвигателем и эксплуатационной обсадной колонной.

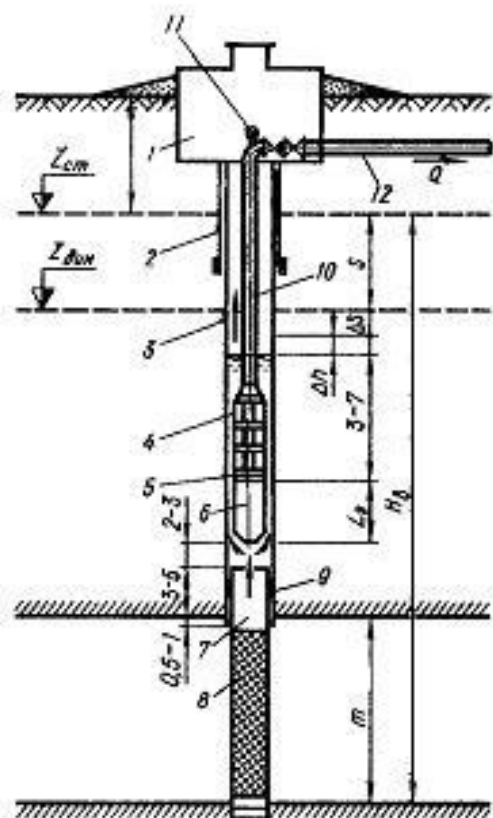


Рис. 11 Схема оборудования водозаборной скважины для определения глубины погружения насоса

1 – оголовок; 2 – защитная обсадная колонна; 3 – эксплуатационная обсадная колонна; 4 – насос; 5 – всасывающие отверстия; 6 – погружной электродвигатель; 7 – надфильтровая труба; 8 – рабочая поверхность фильтра; 9 – сальник; 10 – водоподъемная труба; 11 – манометр; 12 – напорный трубопровод.

Потери напора в фильтре, определяется по формуле:

$$\Delta S = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot \zeta_2}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m}, \text{ м}$$

где $Q_{\text{сут}}$ – расход воды из скважины, м³/сут

Потери напора в щели между погруженным электродвигателем и обсадной колонной, определяют по формуле:

$$\Delta h = \frac{0,04 \cdot l_э + 0,3(D_c - D_э)}{12,1 \cdot (D_c + D_э)^2 \cdot (D_c - D_э)^2} \cdot Q_c^2, \text{ м}$$

где $l_э$ – длина электродвигателя, м, принимается из параметров погружного насоса;

D_c – внутренний диаметр обсадной колонны, м, принимается из маркировки насоса;

$D_э$ – диаметр электродвигателя, м, (принимается из параметров подобранного насоса);

Q_c – расход воды, забираемой из скважины, л/с;

Минимальная глубина погружения насоса в скважину, считая от поверхности земли до водоприемных отверстий насоса:

$$H = C + S + \Delta S + \Delta h + (3 \dots 7), \text{ м}$$

$$H_c = Z_1 - Z_{\text{дин}}$$

Схема для определения минимальной глубины погружения насоса представлена на рис. 5.

На рис. 6 представлена схема обустройства водозаборной скважины.

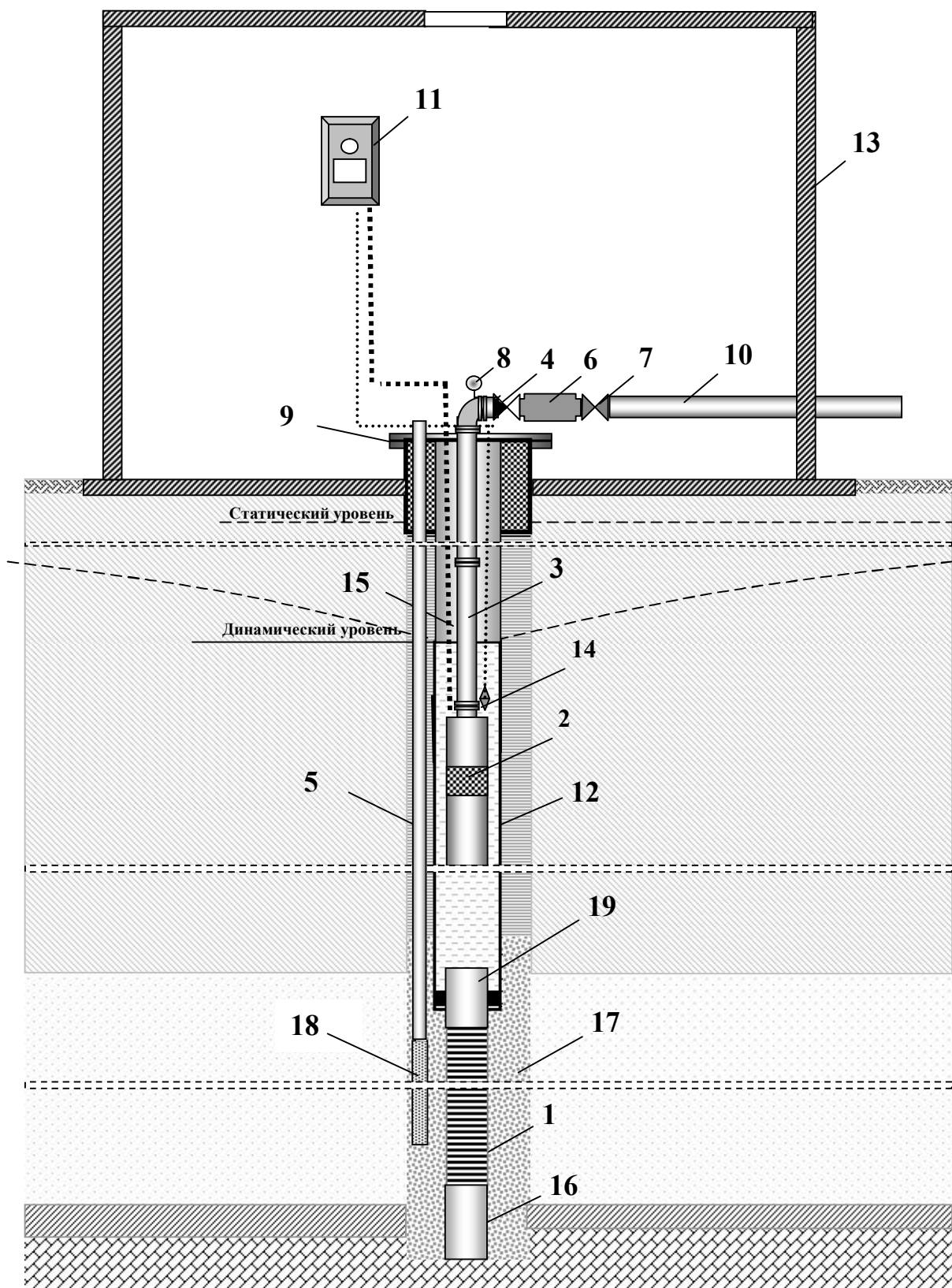


Рис. 12 Схема обустройства водозаборной скважины

1-фильтр; 2-погружной насос; 3-водоподъемная колонна труб; 4-обратный клапан; 5-пьезометр; 6-водомер; 7-задвижка; 8- манометр; 9-оголовок; 10 –соединительный трубопровод; 11-станция управления; 12- обсадная труба; 13-павильон (колодец); 14-датчик уровня; 15-электрический кабель; 16- отстойник; 17-гравийная обсыпка; 18-фильтр пьезометра; 19-сальниковое уплотнение

4 Мероприятия по санитарной охране водозабора

Для подземных источников предусматривают три пояса санитарной охраны. В первый пояс санитарной охраны включается участок водоприёмного сооружения. Границы этого пояса должны отстоять от водозаборных сооружений на расстоянии не менее 30 м при использовании артезианских водоносных горизонтов и на расстоянии не менее 50 м при использовании безнапорных грунтовых вод.

На территории первого пояса санитарной охраны запрещается проживание людей, а также не допускается строительство и размещение зданий, сооружений и устройств, не имеющих непосредственного отношения к эксплуатации водопровода и не подлежащих обязательному размещению на территории этого пояса. В зону строгого режима запрещается доступ посторонних людей, содержание скота, а также употребление органических удобрений и ядохимикатов для посадок и посевов.

Границы второго пояса устанавливаются расчетом, учитывающим время продвижения микробного загрязнения воды до водозабора, принимаемое в зависимости от климатических районов и защищенности подземных вод от 100 до 400 сут.

там, где располагается водозаборное сооружение и водоносный горизонт, а также гидрогеологическими характеристиками – мощностью и составом перекрывающих пород и направлением движения подземных вод. При наличии гидравлической связи водоносного горизонта с открытыми водоёмами, часть этих водоёмов также следует включать во второй пояс санитарной охраны. Во втором поясе санитарной охраны не допускаются какие-либо работы, связанные с нарушением пород, перекрывающих сверху используемый водоносный пласт.

Граница третьего пояса зоны подземного источника водоснабжения определяется расчетом, учитывающим время продвижения химического загрязнения воды до водозабора, которое должно быть больше принятой продолжительности эксплуатации водозабора, но не менее 25 лет.

5 Примеры расчетов

Пример 1. Запроектировать сооружения для забора воды из открытого источника.

Исходные данные. Водозаборные сооружения расположены в створе реки на расстоянии 1300 м от населенного пункта. Расчетный суточный расход $Q_{\max \text{ сут}} = 24483 \text{ м}^3/\text{сут}$. Грунт основания водозабора - песок мелкозернистый. Длина водовода первого подъема - 1024 м. Станция водоподготовки расположена на отметке 111,19 м.

Данные о реке:

Минимальный расход реки – $10,61 \text{ м}^3/\text{с}$,

Уровень низкой воды (межень) (УНВ) – 101,49 м,

Уровень высокой воды (паводок) (УВВ) – 105,73 м,

Расчетная толщина льда $d = 0,59 \text{ м}$,

Расчетная скорость воды: при УНВ $V_{\min} = 0,58 \text{ м/с}$,
при УВВ $V_{\max} = 0,90 \text{ м/с}$,

Средневзвешенный диаметр частиц $d = 0,1 \text{ мм}$,

Мутность – 165 мг/л.

В соответствии с данными на проектирование принимается следующий состав сооружений: водозаборное сооружение, насосная станция I подъема, водоводы I подъема.

Так как река несудоходна, берега пологие, глубины небольшие, проектируется водозабор руслового типа с незащищенным оголовком. Для обеспечения надежности работы водозабора самотечные водоводы к береговому приемному колодцу прокладываются в две линии.

Насосная станция I подъема находится на расстоянии 50 м от берегового колодца. Длина водовода I подъема составляет 1024 м.

Расчет водозаборных сооружений. Водозабор должен обеспечить пропуск максимального суточного расхода $Q_{\max \text{ сут.}}$:

$$q_{\text{расч. водоз.}} = \frac{a \cdot Q_{\max \text{ сут.}}}{T_1 \cdot 3600};$$

$$q_{\text{расч}} = \frac{\alpha \cdot Q_{\max \text{ сут.}}}{n \cdot T_1 \cdot 3600} = \frac{1,1 \cdot 24483}{2 \cdot 24 \cdot 3600} = 0,156 \text{ м}^3/\text{с}$$

где α – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водопровода, принимаем $\alpha = 1,09 \dots 1,1$;

$Q_{\max \text{ сут.}}$ – максимальный суточный расход;

T_1 – продолжительность работы насосной станции первого подъема принимаем круглосуточную; $T_1 = 24$;

n – число секций трубопроводов.

Конструирование оголовка и расчет входных отверстий. Руслевой водозабор состоит из приемного оголовка, самотечной линии и берегового колодца. Принимается оголовок незащищенного типа, так как река несудоходна и не используется для лесосплава. Согласно СНиП 2.04.02–84 верх оголовка должен размещаться ниже кромки льда не менее чем на 0,2 м, а низ водоприемного окна должен быть выше дна водоема не менее чем на 0,5 м.

Водоприемник устраивается в виде наклонного стояка с воронкой (раструбом). Входные отверстия воронок располагаются перпендикулярно течению реки и перекрываются сороудерживающими решетками. Площадь входных отверстий (м^2) водоприемников определяется, исходя из скорости входа воды с учетом стеснения сороудерживающими решетками:

$$F_{\text{бр}} = 1,25 \cdot \frac{q_{\text{расч}}}{v_{\text{вх}}} \cdot K;$$

где 1,25 – коэффициент, учитывающий засорение отверстий;

$q_{\text{расч}}$ – расчетный расход одной секции, одного трубопровода, $\text{м}^3/\text{с}$;

K – коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки;

$K = (a + c)/a$ (a – расстояние между стержнями в свету, см; c – толщина стержней, см);

$v_{\text{вх}}$ – скорость входа воды в водоприемные отверстия, принимается

$v_{\text{вх}} = 0,2 \text{ м/с}$ (по СНиП 2.04.02-84 $v_{\text{вх}} = 0,1 \dots 0,3 \text{ м/с}$);

$$K = (40 + 10)/40 = 1,25;$$

$$F_{\text{бр}} = 1,25 \cdot \frac{0,156}{0,2} \cdot 1,25 = 1,22 \text{ м}^2$$

Принимается решетка (площадь которой должна быть не менее полученной расчетом) с размерами окна $1200 \times 1400 \text{ мм}$ и $F_{\text{бр}} = 1,68 \text{ м}^2$.

Решетка проверяется на случай отключения при аварии одной линии самотечных труб:

$$0,7 q_{\text{расч. водоз.}} = 0,7 \cdot 0,312 = 0,218 \text{ м}^3/\text{с} \quad (q_{\text{расч. водоз.}} = 2 \cdot q_{\text{расч}} = 2 \cdot 0,156 = 0,312 \text{ м}^3/\text{с}).$$

Тогда скорость входа

$$v_{\text{вх}} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot q_{\text{расч. водоз.}} \cdot K}{F_{\text{бр}}} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot 0,312 \cdot 1,25}{1,68} = 0,2 \text{ м/с}$$

$v_{\text{вх}} = 0,2 \text{ м/с} < 0,3 \text{ м/с}$, что находится в допустимых пределах.

Расчет самотечных линий. Исходя из надежности работы водозабора, принимается водовод из двух самотечных линий, проложенных с обратным уклоном из стальных труб. Стальные трубы хорошо сопротивляются ударам плавающих предметов и не разрушаются при образовании под ними местных временных промоин.

Расчет самотечной линии заключается в определении диаметра водовода и потерь напора в нем, исходя из следующих требований: скорость течения воды должна быть не менее скорости течения в реке при УНВ $v_{реки}=0,5$ м/с и не менее незаиляющей скорости 0,7 м/с (СНиП 2.04.02-84).

Для расчета принимается $v_{расч.}=0,7$ м/с, тогда диаметр самотечных труб:

$$d = \sqrt{\frac{q_{расч}}{0,785 \cdot v_{вх}}} = \sqrt{\frac{0,156}{0,785 \cdot 0,7}} = 0,533 \text{ м}$$

Принимается стандартный диаметр, округляя полученный по расчету в меньшую сторону, $d=500 \text{ мм}=0,5 \text{ м}$, скорость в трубе составит:

$$V = \frac{q_{расч}}{F_{сам}} = \frac{0,156}{0,785 \cdot 0,5^2} = 0,8 \text{ м/с} > 0,7 \text{ м/с}$$

Потери напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень). Потери напора определяются как сумма потерь на местные сопротивления $\sum h_{мест}$ и потери напора по длине:

$$\sum h_{УНВ} = \sum h_{мест} + h_{дл};$$

$$\sum h_{мест} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4;$$

где h_1 – потери напора в решетке (на входе), принимают $h_1=0,1$ м;
 h_2 – потери на вход;

$$h_2 = \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g};$$

ζ – коэффициент гидравлического сопротивления при входе в раструб;

$\zeta=0,1$;

$$h_2 = 0,1 \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,003 \text{ м}$$

h_3 – потери напора в фасонных частях (тройнике) и арматуре (задвижке) на самотечных линиях;

$$h_3 = \sum \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{(\zeta_{тр} + \zeta_{зadv})}{2 \cdot g} v^2 = \frac{(0,1 + 0,1)}{2 \cdot 9,81} 0,8^2 = 0,006 \text{ м}$$

h_4 – потери напора на выходе (на вход в колодец, $\zeta=1$);

$$h_4 = \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1 \cdot \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,033 \text{ м}$$

$h_{дл}$ – потери напора по длине, определяют при работе двух линий самотечных труб;

Длина самотечных линий определяется после привязки берегового колодца и размещения оголовка в русле. Оголовок располагается в таком месте, где выполняются условия: расстояние от низа окна до дна не менее 0,5 м, а от верха оголовка до кромки льда 0,2 м. Береговой колодец проектируется на берегу в месте, которое выдвигается на 0,5...1,0 м над УВВ. По профилю длина самотечной линии составляет $l=29,5 \text{ м}$.

$$h_{дл} = A \cdot K \cdot l \cdot q_{расч}^2 = 0,04598 \cdot 1,021 \cdot 29,5 \cdot 0,156^2 = 0,034 \text{ м}$$

$$\sum h_{УНВ} = 0,1 + 0,003 + 0,006 + 0,033 + 0,034 = 0,18 \text{ м}$$

Потери напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ. Согласно СНиП 2.04.02-84 при аварийной работе должен быть подан расход не менее 70% расчетного расхода водозабора:

$$Q_{ав}=0,7 \cdot q_{рас.водоз}=0,7 \cdot 0,312=0,218 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Тогда скорость при аварии

$$v_{ав} = \frac{Q_{ав}}{F_{сам}} = \frac{0,218}{0,785 \cdot 0,5^2} = 1,11 \text{ м/с}$$

потери напора:

$$\sum h_{ав} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{ол};$$

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = 0,1 \frac{1,11^2}{2 \cdot 9,81} = 0,006 \text{ м};$$

$$h_3 = (0,1 + 0,1) \frac{1,11^2}{2 \cdot 9,81} = 0,012 \text{ м};$$

$$h_4 = 1 \frac{1,11^2}{2 \cdot 9,81} = 0,063 \text{ м};$$

$$h_{ол} = 0,04598 \cdot 0,992 \cdot 29,5 \cdot 0,218^2 = 0,064 \text{ м};$$

$$\sum h_{ав} = 0,1 + 0,006 + 0,0012 + 0,063 + 0,064 = 0,25 \text{ м};$$

Потери напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ). Скорость в самотечной линии должна быть больше, чем скорость в реке $v_{реки}$ при УВВ, поэтому весь расход идет по одной линии (одна отключается).

$$V_{УВВ} = \frac{q_{расч.водоз.}}{F} = \frac{0,312}{0,785 \cdot 0,5^2} = 1,59 \text{ м/с},$$

потери напора:

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = 0,1 \frac{1,59^2}{2 \cdot 9,81} = 0,013 \text{ м};$$

$$h_3 = (0,1 + 0,1) \cdot \frac{1,59^2}{2 \cdot 9,81} = 0,026 \text{ м};$$

$$h_4 = 1 \cdot \frac{1,59^2}{2 \cdot 9,81} = 0,13 \text{ м};$$

$$h_{ол} = 0,04598 \cdot 0,965 \cdot 29,5 \cdot 0,312^2 = 0,127 \text{ м};$$

$$\sum h_{УВВ} = 0,1 + 0,013 + 0,026 + 0,13 + 0,127 = 0,40 \text{ м}.$$

Промывка самотечных труб. При эксплуатации не исключено засорение входных решеток и труб. Для удаления сора и наносов их промывают обратным током воды. Воду на промывку подают по нагнетательной линии от насосной станции.

Скорость промывной воды

$$V_{пром} = A \cdot (D \cdot d)^{0,25} > 2,5 \text{ м/с}$$

где A – коэффициент, согласно СНиП $A=7,5 \dots 10$, принимаем $A=8$; D – диаметр самотечной линии, м; d – диаметр промывных частиц, мм.

$$V_{пром} = 10(0,5 \cdot 0,1)^{0,25} = 4,73 \text{ м/с} > 2,5 \text{ м/с}.$$

Расход промывной воды

$$q_{пром} = v_{пром} \cdot F_{сам} = 4,73 \cdot 0,785 \cdot 0,5^2 = 0,92 \text{ м}^3/\text{с}$$

Далее рассчитывается диаметр трубопровода подачи воды на промывку самотечных линий:

$$d_{np} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{пром}}{\pi \cdot V_{пром}}}, \text{ мм}$$

$$d_{np} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,92}{3,14 \cdot 4,73}} = 0,498 \text{ м} \approx 500 \text{ мм}$$

Полученный диаметр округляем до ближайшего стандартного в соответствии с сортаментом $d_{np}=500 \text{ мм}$.

Определение размеров берегового колодца по высоте. Между приемным и всасывающим отделениями устанавливаются плоские съемные сетки, размеры которых определяются по скорости V_c прохода воды через ячейки в свету (принимается не более 0,4 м/с при отсутствии внешних рыбозаградителей):

$$F_{оп} = 1,25 \frac{q_{расч}}{v_c} K_c.$$

Зная расход, скорость и определив коэффициент, учитывающий стеснение входа стержнями решеток

$$K_c = \left(\frac{a + c}{a} \right)^2,$$

где a – расстояние между проволоками сетки, примем 4 мм; c – диаметр проволоки; $c=1 \dots 1,5$ мм, примем $c=1$ мм;

$$K_c = \left(\frac{4 + 1}{4} \right)^2 = 1,56$$

вычислим

$$F_{оп} = \frac{1,25 \cdot 0,156 \cdot 1,56}{0,3} = 1,01 \text{ м}^2$$

Принимаем отверстие для установки сетки размером 1250×1000 мм и $F=1,25 \text{ м}^2$, тогда скорость входа

$$V_{вх} = 0,24 \text{ м/с} < 0,4 \text{ м/с}.$$

Скорость воды при отключении одной линии самотечных труб:

$$V_{ав} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot 0,312 \cdot 1,56}{1,25} = 0,34 \text{ м/с} < 0,4 \text{ м/с}$$

Следовательно, сетка выбрана правильно.

Определение размеров берегового колодца в плане. Размеры колодца в плане из условия размещения оборудования в приемных и всасывающих секциях (отделениях). Диаметр самотечных труб, тип и размеры промывного оборудования определены выше. Находим диаметры всасывающих труб и связанного с ними оборудования.

Диаметр всасывающей линии определим по расчетному расходу одной секции и скорости во всасывающей трубе $v_{вс}$:

$$d_{вс} = \sqrt{\frac{q_{расч}}{0,785 \cdot v_{вс}}},$$

Принимаем $v_{вс}=1,5 \text{ м/с}$ ($v_{вс}=1,2 \dots 2 \text{ м/с}$), тогда

$$d_{вс} = \sqrt{\frac{0,156}{0,785 \cdot 1,5}} = 0,363 \text{ мм}$$

Ближайший стандартный диаметр $d_{вс} = 350 \text{ мм}$, диаметр воронки на концах всасывающих труб:

$$D_{\text{вор}} = (1,3 \dots 1,5) d_{\text{вс}} = 1,5 \cdot 0,35 = 0,53 \text{ м.}$$

Расстояние от дна колодца до раструба на конце всасывающей трубы должно $h_1 \geq 0,8$, $D_{\text{вор}} = 0,8 \cdot 0,53 = 0,42 \text{ м}$. Расстояние от низа раструба всасывающей трубы до самого низкого уровня воды во всасывающем отделении колодца принимается равным $h_2 = 2 \cdot D_{\text{вор}} = 2 \cdot 0,53 = 1,06 \text{ м}$. Из условия монтажа оборудования и эксплуатации назначаем диаметр колодца 3 м, толщину стенок принимаем 10% от глубины колодца $b = 80 \text{ см}$.

Определение уровней воды в береговом колодце. В межень (УНВ) при работе двух линий

$$\nabla z_1 = \nabla z_{\text{УНВ}} - \sum h_{\text{УНВ}} = 101,49 - 0,18 = 101,31 \text{ м.}$$

В межень при аварийной работе одной линии

$$\nabla z_2 = \nabla z_{\text{УНВ}} - \sum h_{\text{ав}} = 101,49 - 0,25 = 101,24 \text{ м.}$$

В паводок при работе одной линии

$$\nabla z_3 = \nabla z_{\text{УНВ}} - \sum h_{\text{УНВ}} = 105,73 - 0,4 = 105,33 \text{ м.}$$

Отметки уровней воды в отделении всасывающих линий принимают ниже, чем в приемном, на 0.1 м:

$$\nabla z_1' = \nabla z_1 - 0,1 = 101,31 - 0,1 = 101,21 \text{ м;}$$

$$\nabla z_2' = \nabla z_2 - 0,1 = 101,24 - 0,1 = 101,14 \text{ м;}$$

$$\nabla z_3' = \nabla z_3 - 0,1 = 105,33 - 0,1 = 105,23 \text{ м.}$$

Отметка пола берегового колодца

$$\Delta Z_4 = Z_{\text{УНВ}} + 1 = 105,73 + 1 = 106,73 \text{ м;}$$

Отметка выхода самотечных труб в приемное отделение берегового колодца должна быть ниже самого низкого уровня воды в нем не менее чем на 0.3 м:

$$\Delta Z_5 = Z_{\text{мин. пр.}} - 0,3 = \Delta Z_2 - 0,3 = 101,24 - 0,3 = 100,94 \text{ м. (из условия горизонтальности прокладки самотечных линий)}$$

Верх сетки устанавливается на 10 см ниже минимального уровня воды во всасывающем отделении, поэтому

$$\Delta Z_6 = \Delta Z_2' - 0,1 = 101,14 - 0,1 = 101,04 \text{ м.}$$

Нижнее основание будет ниже на высоту сетки $P_c = 1,13 \text{ м}$ на отметке

$$\Delta Z_7 = \Delta Z_6 - P_c = 101,04 - 1,25 = 99,79 \text{ м.}$$

Отметка дна колодца на 1 м ниже

$$\Delta Z_8 = \Delta Z_7 - 0,5 = 99,79 - 1 = 98,79 \text{ м.}$$

$$\Delta Z_9 = \Delta Z_2' - (h_1 + h_2) = 101,24 - (0,5 + 1,06) = 99,68 \text{ м}$$

где h_1 – расстояние между самым низким уровнем воды во всасывающем отделении и низом воронки, м;

h_2 – расстояние между низом воронки и дном колодца, м.

Для удаления песка и ила из первого отделения, береговой колодец периодически промывают при помощи эжекторной установки, работающей от напорной линии насосной станции первого подъема.

Расчет насосной станции первого подъема. Насосную станцию размещаем в 50 м от берегового колодца, в ней предусматриваются рабочие и резервные насосы, которые подают воду на очистные сооружения. Так как сооружения относятся ко второму классу, принимаем несколько (три) рабочих насоса и один резервный.

Подача насосной станции ($\text{м}^3/\text{с}$) равна расчетному расходу водозабора $q_{\text{рас. водоз.}}$

$$Q_{\text{нсл}} = \frac{\alpha Q_{\text{max сум}}}{T_1 \cdot 3600},$$

где T_1 – время работы насосной станции первого подъема, $T_1 = 24 \text{ ч}$.

$$Q_{н.с.1} = \frac{1,1 \cdot 24483}{24 \cdot 3600} = 0,312 \text{ м}^3/\text{с}$$

Подача одного рабочего насоса

$$q_n = \frac{Q_{н.с.1}}{n} = \frac{0,312}{3} = 0,104 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Напор насосов определяется:

$$H_n = H_z + \sum h$$

где H_z – геодезическая высота, м; $\sum h$ – суммарные потери, м.

$$H_z = Z_{см} - Z_{мин\text{ вс}} = Z_{см} - Z'_2 = 115,19 - 101,14 = 14,05 \text{ м},$$

$$Z_{см} – \text{отметка воды в смесителе; } Z_{см} = Z_{ос} + (4 \dots 4,5) = 111,19 + 4 = 115,19 \text{ м};$$

$Z_{мин\text{ вс}}$ – минимальная отметка воды во всасывающем отделении берегового колодца; $Z_{мин\text{ вс}} = Z'_2$.

$$\sum h = h_{вс} + h_{ком} + h_{водом} + h_{б.к-о.с} + h_{излив},$$

$h_{вс}$ – потери на всасывание, $h_{вс} = 0,5 \text{ м}$.

$h_{ком}$ – потери в коммуникациях насосной станции первого подъема, $h_{ком} = 3 \text{ м}$.

$h_{водом}$ – потери напора в водомере, $h_{водом} = 1 \text{ м}$.

$h_{б.к-о.с}$ – потери напора при движении воды от берегового колодца до очистных сооружений, $h_{б.к-о.с} = 1,1 AKl_{в}(q_{расч.водоз})^2 \text{ м}$.

$h_{излив}$ – потери напора на излив воды на станции водоподготовки, $h_{излив} = 1,5 \text{ м}$.

Для определения суммарных потерь, необходимо знать диаметр водовода, идущего к станции водоподготовки. Принимается две нитки водовода и скорость $v_в = 0,8 \text{ м/с}$ (рекомендуется $0,7 \dots 1 \text{ м/с}$)

$$Q_в = \frac{Q_{н.с.1}}{2} = 0,156 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр одной нитки водовода

$$d_в = \sqrt{\frac{q_в}{0,785 v_в}} = \sqrt{\frac{0,156}{0,785 \cdot 0,8}} = 0,498 \text{ м}.$$

Принимается стандартный $d_в = 0,5 \text{ м}$, при этом диаметре фактическая скорость в водоводе $v_в = 0,8 \text{ м/с}$, что находится в рекомендуемых пределах.

Потери напора по длине:

$$h_{б.к-о.с} = 1,1 \cdot 0,04598 \cdot 1,021 \cdot 1024 \cdot 0,156^2 = 1,29 \text{ м}.$$

Суммарные потери:

$$\sum h = 0,5 + 1 + 1,29 + 1,5 + 3 = 7,29 \text{ м}.$$

Напор насосов:

$$H_n = 14,05 + 7,29 = 21,34 \text{ м}.$$

По напору и расходу принимаем насос марки Д800-28 с диаметром колеса $D = 400 \text{ мм}$, $\eta = 86\%$, мощностью насоса $N = 79 \text{ кВт}$. Мощность электродвигателя $N_{эл} = 55 \text{ кВт}$.

Установочная мощность на насосной станции первого подъема

$$N_{уст}^1 = n \cdot N_{эл} + N_{эл.рез.} = 3 \cdot 55 + 1 \cdot 55 = 220 \text{ кВт}.$$

Пример 2. Запроектировать водозаборные сооружения для захвата подземных вод.

Исходные данные для проектирования приведены в табл. 10 и табл. 11

Таблица 10

Геологический разрез

№ пласта	Наименование пород	Мощность пласта, м
1	Растительный слой	1,9
2	Суглинок	37,4

3	Песок (1 водоносный горизонт)	17,7
4	Глины песчаные	20,8
5	Песок (2 водоносный горизонт)	27,8
6	Глина жирная средней плотности	49,9
7	Песок (3 водоносный горизонт)	36,4
8	Глина плотная	17,3

Таблица 11

Сведения о качестве воды в водоносном горизонте

Показатели качества воды	№ горизонта		
	1	2	3
1. Запах и привкус, баллы	3	2	3
2. Мутность, мг/л	1,2	1,2	1,1
3. Цветность, град	16	21	23
4. Сухой остаток, мг/л	1214	1060	1016
5. Концентрация общего железа, мг/л	6	3	4
6. Общая жесткость, мг-экв/л	6,1	5,4	6,6
7. Количество кишечных палочек в 1 литре воды	3	5	3
8. Коэффициент фильтрации, м/сут	250	220	150
9. Отметка статического уровня воды, м	123,1	71,1	58,7
8. 50-ти % размер частиц, мм	0,5	1,5	0,25

Дополнительные общие сведения:

1. Среднесуточная водопотребность – 67000 м³/сутки;
2. Время работы водоподъемника в течении суток – 24 часа;
3. Абсолютная отметка устья скважины – 133,7 м;

В районе расположения населенного пункта подземные воды встречаются на глубине:

39,3 м — пласт мощностью 17,7 м, напорный, водоносные породы — гравий крупный;

77,8 м — пласт мощностью 27,8 м, напорный, водоносные породы — гравий крупный;

155,5 м — мощность пласта 36,4 м, напорный, водоносные породы — гравий средний.

К эксплуатации принят пласт № 3 (1 водоносный горизонт), находящийся на глубине 39,3 м от поверхности земли.

Выбор места расположения скважин. Участок выбираем согласно требованиям СНиП 2.04.02–84. С учетом санитарных требований, возможности организации зоны санитарной охраны, удобства обслуживания водозабора, присоединения скважин к водопроводной сети, устройства водопроводных сооружений и других выбираем место выше населенного пункта, вне зон возможного загрязнения.

В соответствии с выбранными сооружениями принимаем следующую схему водоснабжения: забор воды группой скважин – поступление воды по сборным водоводам в резервуар чистой воды – подача насосной станцией II подъема по водоводам воды в водонапорную башню – поступление воды в сеть.

Расчет скважин. Выполняем его в следующей последовательности:

определяем дебит одиночной скважины и допустимое понижение уровня подземных вод;

определяем число скважин с учетом их взаимодействия для обеспечения потребителей необходимым количеством воды;

выбираем тип фильтра и делаем его расчет;
определяем понижение в скважинах в соответствии с принятыми между ними расстояниями;
подбираем оборудование для подъема воды из скважин;
разрабатываем конструкцию скважин.

Определение дебита одиночной скважины и допустимого понижения. Дебит совершенной скважины, заложенной в напорном пласте, определяем по формуле:

$$q = 2,73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S}{R \cdot \lg \frac{R}{r}}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

где m – мощность водоносного пласта, м
 K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/с
 R – радиус депрессионной воронки, м
 r – радиус скважины, м.

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{at}, \text{ м}$$

где a – коэффициент пьезопроводности (скорость распространения давления в пласте), м²/сут, t – время откачки воды из скважины за период эксплуатации, сут, принимаем нормативное $t = 25 \text{ лет}$;

$$a = K_{\phi} \cdot m / \mu$$

μ – показатель (коэффициент) водоотдачи, зависящий от пород и определяемый опытным путем или по эмпирическим формулам (приложение 2, табл.2 [1]).

Рассчитываем дебит скважин:

Для 1 водоносного горизонта: $m = 17,7 \text{ м}$, $H = 46,9 \text{ м}$, $S = 0,75 \cdot H = 35,1 \text{ м}$, $K_{\phi} = 250 \text{ м/сут}$.

$$a = \frac{250 \cdot 17,7}{0,25} = 17700$$

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{17700 \cdot 25 \cdot 365} = 19063 \text{ м}$$

$$q = 2,73 \cdot 250 \cdot \frac{17,7 \cdot 35,1}{\lg \frac{19063}{0,1}} = 80303 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Для 2 водоносного горизонта: $m = 27,8 \text{ м}$, $H = 43,5 \text{ м}$, $S = 32,6 \text{ м}$, $K_{\phi} = 220 \text{ м/сут}$.

$$a = \frac{220 \cdot 27,8}{0,25} = 24464$$

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{24464 \cdot 25 \cdot 365} = 22411 \text{ м}$$

$$q = 2,73 \cdot 220 \cdot \frac{27,8 \cdot 32,6}{\lg \frac{22411}{0,1}} = 101740 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Для 3 водоносного горизонта: $m = 36,4 \text{ м}$, $H = 117,4 \text{ м}$, $S = 88 \text{ м}$, $K_{\phi} = 150 \text{ м/сут}$.

$$a = \frac{150 \cdot 36,4}{0,25} = 21840$$

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{21840 \cdot 25 \cdot 365} = 21175 \text{ м}$$

$$q = 2,73 \cdot 150 \cdot \frac{36,4 \cdot 88}{\lg \frac{21175}{0,1}} = 246292 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

К расчету принимается первый водоносный горизонт, воды которого обладают наилучшими качествами, дебит скважины $q = 80303 \text{ м}^3 / \text{сут}$.

Понижение S при заданном нормативном времени эксплуатации скважины (25 лет) определяется:

$$S = \frac{q}{2,73 \cdot K_{\phi} \cdot m} \lg R/r = \frac{80303}{2,73 \cdot 250 \cdot 17,7} \lg \frac{19063}{0,1} = 35,1 \text{ м}$$

Определение числа скважин. Дебит скважин с учетом взаимодействия:

$$Q_{\text{вз}} = \alpha \cdot Q,$$

где α – коэффициент взаимодействия, принимается в зависимости от расстояний между скважинами (приложение 2 [1]). Для принятого расстояния между скважинами $l=250 \text{ м}$ (табл.24 [2]), $\alpha=0,6$.

Тогда,

$$Q_{\text{вз.скв}} = 0,6 \cdot 80303 = 48181,8 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Число скважин

$$n = Q_{\text{max сум}} / Q_{\text{вз.скв.}} = 67000 / 48181,8 = 1,39$$

Принимается $n = 2$, откуда фактический дебит одной скважины

$$Q_{\text{факт}} = \frac{Q_{\text{max сум}}}{n} = \frac{67000}{2} = 33500 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Проверяется водозахватывающая способность водоприемной части скважины при полученном дебите $Q_{\phi} = 33500 \text{ м}^3 / \text{сут}$.

В соответствии с рекомендациями СНиП 2.04.02. – 84 и характеристикой водоносной породы (среднезернистые пески с преобладающей крупностью частиц 0,25...0,5 мм) принимается сетчатый фильтр, наружный диаметр которого

$$D_{\text{нар.}} = Q_{\text{факт}} / \pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot U_{\text{вх.}},$$

где $l_{\text{р.ч.}}$ – длина рабочей части фильтра; $l_{\text{р.ч.}} = (0,8...0,9) \text{ м} = 0,85 \cdot 17,7 = 15,04 \text{ м}$.

$U_{\text{вх.}}$ – скорость входа; $U_{\text{вх.}} = 65 \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \sqrt[3]{250} = 409,5 \text{ м} / \text{сут}$

Тогда,

$$D_{\text{нар.}} = \frac{33500}{3,14 \cdot 15,04 \cdot 409,5} = 0,41 \text{ м}$$

Полученный диаметр фильтра неприемлем (диаметр рекомендуется не более 300 мм), принимаем $D_{\text{нар.}} = 300 \text{ мм}$, исходя из условий производства работ и конструкции скважины.

Водозахватывающая способность при $D_{\text{нар.}} = 300 \text{ мм}$:

$$Q_{\text{скв.}} = D_{\text{нар.}} \cdot \pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot U_{\text{вх.}} = 0,3 \cdot 3,14 \cdot 15,04 \cdot 409,5 = 5814,4 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Число рабочих скважин $n = Q_{\text{max}} / Q_{\text{скв.}} = 67000 / 5814,4 = 11,52$, принимается $n_{\text{раб}} = 12$.

Фактический дебит при 12 рабочих скважинах

$$Q_{\text{факт}} = Q_{\text{max сум}} / n_{\text{раб}} = 67000 / 12 = 5583,3 \text{ м}^3 / \text{сут}, \text{ или } 232,6 \text{ м}^3 / \text{ч}, \text{ или } 0,0646 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Уточняется наружный диаметр фильтра по $Q_{\text{факт.}}$

$$D_{\text{нар.}} = 5583,3 / (3,14 \cdot 15,04 \cdot 409,5) = 0,289 \text{ м} = 289 \text{ мм}$$

Принимается трубчатый фильтр с проволоочной обмоткой из нержавеющей стали (толщина проволоки $t = 1,5 \text{ мм}$) и водоприемной поверхностью из сетки, марка фильтра ТП - 10Ф2В, $D_{\text{нар.}} = 299 \text{ мм}$, $d_{\text{вн.}} = 255 \text{ мм}$, скважность 18%.

Определение понижения уровней в скважинах. Понижение уровня для группы скважин зависит от расстояний между ними (рис. 4):

$$S = \frac{0,37}{K_{\phi} m} \sum_{i=0}^{i=n} Q_i \lg R/r$$

Расстояние между скважинами принято 250 м. Понижение в каждой скважине и суммарное (максимальное) понижение в центральной скважине при $n=12$ взаимодействующих скважин определяется в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 6):

$$S_{\text{max}} = \frac{0,37}{K_{\phi} m} \left(Q_1 \lg R/r_0 + Q_2 \lg \frac{r}{r_{2-1}} + \dots + Q_5 \lg \frac{R}{r_{5-1}} \right),$$

где $Q_1, \dots, Q_5$ – дебиты скважины, $Q=5583,3 \text{ м}^3/\text{сут}$; r_0 – радиус скважины, м;
 $r_{2-1}, \dots, r_{5-1}$ – расстояния от центральной скважины до скважины, в которой определяется понижение, м

Понижение в центральной скважине:

$$S_7 = S_1 = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + 2 \lg \frac{19063}{250} + 2 \lg \frac{19063}{500} + 2 \lg \frac{19063}{750} + 2 \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + 2 \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} \right) = 9,83 \text{ м}$$

$$S_2 = S_8 = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + 2 \lg \frac{19063}{250} + 2 \lg \frac{19063}{500} + 2 \lg \frac{19063}{750} + 2 \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} + \lg \frac{19063}{1750} \right) = 9,75 \text{ м}$$

$$S_3 = S_9 = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + 2 \lg \frac{19063}{250} + 2 \lg \frac{19063}{500} + 2 \lg \frac{19063}{750} + \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} + \lg \frac{19063}{1750} + \lg \frac{19063}{2000} \right) = 9,62 \text{ м}$$

$$S_4 = S_{10} = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + 2 \lg \frac{19063}{250} + 2 \lg \frac{19063}{500} + \lg \frac{19063}{750} + \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} + \lg \frac{19063}{1750} + \lg \frac{19063}{2000} + \lg \frac{19063}{2250} \right) = 9,4 \text{ м}$$

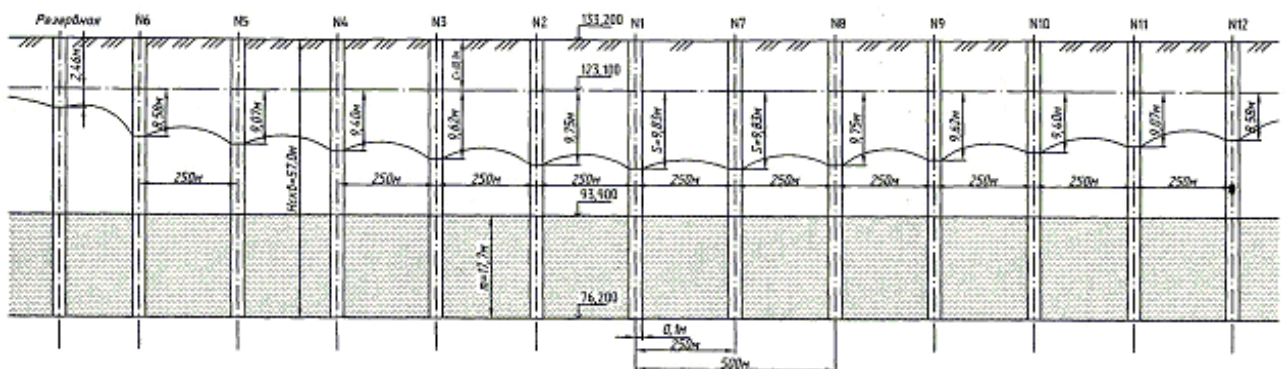
$$S_5 = S_{11} = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + 2 \lg \frac{19063}{250} + \lg \frac{19063}{500} + \lg \frac{19063}{750} + \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} + \lg \frac{19063}{1750} + \lg \frac{19063}{2000} + \lg \frac{19063}{2250} + \lg \frac{19063}{2500} \right) = 9,07 \text{ м}$$

$$S_6 = S_{12} = \frac{0,37 \cdot 5583,3}{250 \cdot 17,7} \left(\lg \frac{19063}{0,1} + \lg \frac{19063}{250} + \lg \frac{19063}{500} + \lg \frac{19063}{750} + \lg \frac{19063}{1000} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{1250} + \lg \frac{19063}{1500} + 4708,33 \cdot \lg \frac{19063}{1750} + \lg \frac{19063}{2000} + \lg \frac{19063}{2250} + \lg \frac{19063}{2500} + \right. \\ \left. + \lg \frac{19063}{2750} \right) = 8,58 \text{ м}$$

$$S_{\max} = 9,83 \text{ м} < S_{\text{дон}} = 35,1 \text{ м.}$$

Понижение в крайней скважине

$$S = \frac{0,37}{250 \cdot 17,7} 5583,3 \lg \frac{19063}{0,1} = 2,47 \text{ м}$$



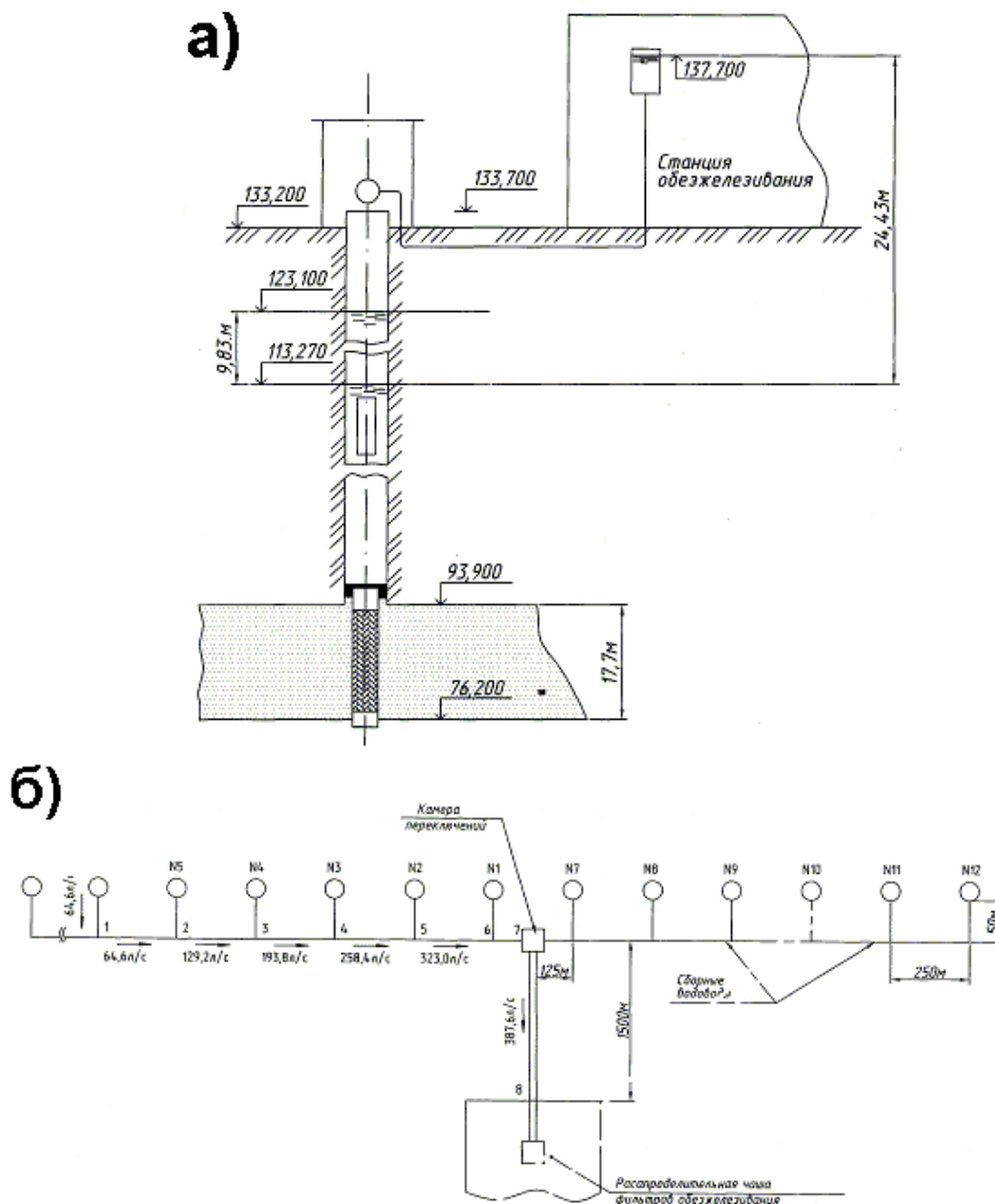
**Рис. 13 Профиль по водозабору группы взаимодействующих скважин
(№1...5 – номера скважин, размеры в метрах)**

Подбор оборудования для подъема воды. Часовая подача насоса принимается равной фактическому часовому расходу скважины, то есть

$$q_{\text{нас}} = q_{\text{факт.}} = 232,6 \text{ м}^3/\text{ч, или } 64,6 \text{ л/с}$$

Напор насоса определяется в соответствии с высотной схемой (рис. 7):

$$H_n = H_r + \sum h; \quad H_r = Z_1 - Z_{\text{дин.}}$$



**Рис. 14 Схема водопроводных сооружений при заборе подземных вод:
а – высотная, б – план головных сооружений.**

Вода из скважин насосами подается в распределительную чашу фильтров. Уровень воды в распределительной чаше фильтров обезжелезивания:

$$Z_1 = Z + 4,5 = 133,2 + 4,5 = 137,7 \text{ м}$$

Статический уровень воды в скважине находится на глубине $C = 133,2 - 123,1 = 10,1 \text{ м}$ от поверхности земли.

Таблица 12

Определение диаметров и потерь напора в сборных водоводах

Участок	Расчетный расход, л/с	Диаметр участка d, мм	Скорость на участке v, м/с	A, c ² /л ²	K	Длина участка, м	Потери напора h, м
1	2	3	4	5	6	7	8
Скв. 6-1	64,6	300	0,84	$0,6187 \cdot 10^{-6}$	1,016	50	0,13
1-2	64,6	300	0,84	$0,6187 \cdot 10^{-6}$	1,016	250	0,66
2-3	129,2	350	1,26	$0,2784 \cdot 10^{-6}$	0,9825	250	1,14
3-4	193,8	350	1,45	$0,2784 \cdot 10^{-6}$	0,97	250	2,53
4-5	258,4	450	1,51	$0,07816 \cdot 10^{-6}$	0,968	250	1,26
5-6	323	500	1,55	$0,04598 \cdot 10^{-6}$	0,9665	250	1,16
6-7	387,6	600	1,3	$0,01859 \cdot 10^{-6}$	0,979	125	0,34
7-8	387,6	600	1,3	$0,01859 \cdot 10^{-6}$	0,979	1500	4,1

 $\Sigma = 11,32$

Отметка динамического уровня в скважине:

$$Z_{\text{дин.}} = Z_{\text{скв.}} - C - S_{\text{max}} = 133,2 - 10,1 - 9,83 = 113,27 \text{ м}$$

Геометрическая высота подъема:

$$H_r = 137,7 - 113,27 = 24,43 \text{ м}$$

Для определения Σh вычисляются диаметры и потери напора в сборных водоводах, по которым транспортируется вода от скважин к станции обезжелезивания. Принимаются сборные водоводы из стальных труб в две нитки. Скорость в водоводах принимается по таблице 5, минимальный диаметр 100 мм. В соответствии с табл. 6 принимаем одну резервную скважину. Расчет сборных водоводов сводим в таблицу 4 (см. рис.7).

Напор погружного насоса $H_n = 24,43 + 11,32 = 35,75 \text{ м}$.

При поступлении воды из водоносного пласта и движении ее в направлении к водоприемным отверстиям погружного насоса возникают потери напора в фильтре скважины и в щели между погруженным электродвигателем и эксплуатационной обсадной колонной, которые обуславливают дополнительное понижение уровня воды в скважине. Это понижение необходимо учитывать при расчете глубины погружения насоса.

Потери напора в фильтре:

$$\Delta S = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot \zeta_2}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m}, \text{ м}$$

где $Q_{\text{сут}}$ – расход воды из скважины, м³/сут

ζ_2 – фильтрационное сопротивление, величина которого принимается в зависимости от типа, конструкции фильтра и характеристики водоносных пород.

$$\Delta S = \frac{64,6 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 7}{6,28 \cdot 250 \cdot 17,7 \cdot 1000} = 1,4 \text{ м}$$

Потери напора в щели между погруженным электродвигателем и обсадной колонной:

$$\Delta h = \frac{0,04 \cdot l_э + 0,3(D_c - D_э)}{12,1 \cdot (D_c + D_э)^2 \cdot (D_c - D_э)} \cdot Q_c^2, \text{ м}$$

где $l_э$ – длина электродвигателя, м;
 D_c – внутренний диаметр обсадной колонны, м;
 $D_э$ – диаметр электродвигателя, м;
 Q_c – расход воды, забираемой из скважины, л/с;

$$\Delta h = \frac{0,04 \cdot 1,08 + 0,3(0,25 - 0,228)}{12,1 \cdot (0,25 + 0,228)^2 \cdot (0,25 - 0,228)} \cdot 0,0646^2 = 0,16 \text{ м}$$

Минимальная глубина погружения насоса в скважину, считая от поверхности земли до водоприемных отверстий насоса:

$$H = C + S + \Delta S + \Delta h + (3 \dots 7), \text{ м}$$

$$H = 10,1 + 9,83 + 1,4 + 0,16 + 5 = 26,49 \text{ м}$$

По расчетным параметрам $Q_n = 232,6 \text{ м}^3/\text{ч}$, $H = 35,75 \text{ м}$ подбирается погружной насос марки ЭЦВ-10-63-65, $\eta = 79\%$; $N_{эл} = 11 \text{ кВт}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1

Съемные сороудерживающие решетки

Размер водо-приемного окна, хН	400х600	600х800	800х1000	1000х1200	1200х1400	1260х2000	1250х2500
Размер решетки, мм хН	500х700	700х900	930х1130	1100х1320	1300х1520	1424х2200	1424х2700
Масса решетки, кг	20	33	52	90	120	253	300

Таблица 2

Съемные сороудерживающие плоские сетки

Размеры отверстия, мм		Размеры сетки, мм	
Ширина	Высота	Высота	Ширина
800х	800	930	930
	1000	1130	
	1250	1380	
	1500	1630	
1000х	800	930	1130
	1000	1130	
	1250	1380	
	1500	1630	
	2000	2130	
1250х	2500	2630	1380
	100	1130	

1500х	800	930	1630
	1000	1130	
	1250	1380	
	1500	1630	
	2000	2130	
	2500	2630	
1750х	1000	1130	1820
	1500	1630	
	2000	2130	
	2500	2630	
2000х	200	930	2130
	1000	1130	
	1500	1380	
	2000	1630	
	2500	2130	

Таблица 3

Удельные сопротивления А для стальных труб

Условный проход d_y , мм	Наружный диаметр d_n , мм	Новые трубы при $v=1\text{ м/с}$		Неновые трубы при $v>1.2\text{ м/с}$	
		d_p , мм	A , $\text{с}^2/\text{м}^6$	d_p , мм	A , $\text{с}^2/\text{м}^6$
100	108	102	224.249	101	328.395
125	133	126	74.326	125	106.09
150	159	152	27.884	151	38.969
200	219	211	5.023	210	6.785
250	273	265	1.527	264	2.0147
300	325	315	0.6187	315	0.79114
350	377	367	0.2784	367	0.36202
400	426	414	0.1483	414	0.18587
450	480	468	0.07816	468	0.09705
500	530	518	0.04598	518	0.05667
600	630	616	0.01859	616	0.02262
700	720	704	0.009253	704	0.01115
800	820	804	0.004622	804	0.005514
900	920	900	0.002563	900	0.003034
1000	1020	1000	0.001478	1000	0.001735

Таблица 4

Поправочные коэффициенты K к значениям удельных сопротивлений A								
$V, \text{ м/с}$	Трубы				$V, \text{ м/с}$	Трубы		
	стальные новые	чугунные новые	нелитые стальные и чугунные	асбесто- цемент- ные		стальные новые	чугунные новые	асбесто- цемент- ные
0,2	1,244	1,462	1,41	1,308	1,4	0,972	0,938	0,953
0,3	1,163	1,317	1,28	1,217	1,5	0,968	0,927	0,944
0,4	1,113	1,226	1,2	1,158	1,6	0,965	0,917	0,936
0,5	1,081	1,192	1,15	1,115	1,7	0,961	0,907	0,928
0,6	1,057	1,115	1,115	1,082	1,8	0,958	0,899	0,922
0,7	1,039	1,078	1,085	1,056	1,9	0,954	0,891	0,916
0,8	1,021	1,047	1,06	1,034	2	0,951	0,884	0,91
0,9	1,011	1,021	1,04	1,016	2,2	0,946	0,871	0,9
1	1	1	1,03	1	2,4	0,941	0,861	0,891
1,1	0,993	0,988	1,015	0,986	2,6	0,937	0,851	0,883
1,2	0,986	0,965	1	0,974	2,8	0,934	0,843	0,876
1,3	0,979	0,951	1	0,963	3	0,932	0,836	0,87

Таблица 5

Расстояния в плане между наружными поверхностями труб

Материал труб	Диаметр, мм	Вид грунта (по номенклатуре СНиП II – 15 – 74)					
		скальные		крупнообломочные породы, песок гравелистый, песок крупный, глины		песок средней крупности, песок мелкий, песок пылеватый, супеси, суглинки, грунты с примесью растительных остатков, заторфованные грунты	
		Давление, МПа (кгс/см ²)					
		≤ 1(10)	>1(10)	≤ 1(10)	>1(10)	≤ 1(10)	>1(10)
Расстояния в плане между наружными поверхностями труб, м							
Стальные	До 400	0,7	0,7	0,9	0,9	1,2	1,2
Стальные	Св. 400 до 1000	1,0	1,0	1,2	1,5	1,5	2,0
Стальные	Св. 1000	1,5	1,5	1,7	2,0	2,0	2,5
Чугунные	До 400	1,5	2,0	2,0	2,5	3,0	4,0
Чугунные	Св. 400	2,0	2,5	2,5	3,0	4,0	5,0
Железобетонные	До 600	1,0	1,0	1,5	2,0	2,0	2,5
Железобетонные	Св. 600	1,5	1,5	2,0	2,5	2,5	3,0
Асбестоцементные	До 500	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Пластмассовые	До 600	1,2	1,2	1,4	1,7	1,7	2,2
Пластмассовые	Св. 600	1,6	–	1,8	–	2,2	–

Примечания: 1. При параллельной прокладке водоводов на разных уровнях указанные в таблице расстояния надлежит принимать исходя из разности отметок заложения труб.

2. Для водоводов, различающихся по диаметру и материалу труб, расстояния следует принимать по тому виду труб, для которого они оказываются большими.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 1

Значения коэффициента ξ_1 , учитывающего фильтрационное несовершенство в водозаборных скважинах по степени вскрытия пласта

lf/m	m/r							
	3	10	30	100	200	500	1000	2000
0,05	1,2	6,3	17,8	40	47	63	74,5	84,5
0,1	1	5,2	12,2	21,8	27,4	35,1	40,9	46,8
0,3	0,65	2,4	4,6	7,2	8,8	10,9	12,4	14,1
0,5	0,33	1,1	2,1	3,2	3,9	4,8	5,5	6,2
0,7	0,12	0,44	0,84	1,3	1,6	2	2,3	2,6
0,9	0,01	0,06	1,15	0,27	0,34	0,43	0,5	0,58

Таблица 2

Ориентировочные значения коэффициентов водоотдачи μ

Породы	μ
Пески пылеватые, супеси	0,1...0,15
Пески мелкие	0,15...0,2
Пески средней крупности и гравелистые	0,2...0,25
Галечно-гравелистые отложения	0,25...0,3
Известняки	0,005...0,1
Песчанники	0,001...0,03

Таблица 3

Примерное значение радиуса влияния $R_{пр}$ в разных породах для практических расчетов

Водоносная порода	Преобладающая крупность частиц, мм	Коэффициент фильтрации, K_f , м/сут
Песок:		
тонкозернистый	0,05...0,1	0,1...5
мелкий	0,1...0,25	5...10
средней крупности	0,25...0,5	10...25
крупный	0,5...1	25...75
гравелистый	1...2	75...100
Гравий:		
мелкий	2...3	75...100
средний	3...5	100...200
крупный	5...10	200...300

Таблица 4

Значения радиуса взаимодействия $\alpha_{вз}$ от принятого расстояния между скважинами в зависимости от R

Расстояние между скважинами l , м	2R	R	0,5R	0,2R	0,02R	0,002R
$\alpha_{вз}$	1	0,97	0,9	0,81	0,64	0,53

Таблица 5

Расстояния между водозаборными скважинами (м)

Водоносная порода	Производительность скважины, м ³ /ч		
	До 20	20-100	100-500
Песок мелкий	50	50-70	70-100
Песок среднезернистый	70-100	100-150	120-150
Песок крупнозернистый	100-120	120-150	150-200
Гравийные и трещиноватые породы	120-150	150-200	200-250

Примечание: меньшие значения принимаются для высоконапорных водоносных пластов, большие – для малонапорных

Таблица 6

Фильтры буровых скважин (ТУ 51-644-74)

Типоразмер секции фильтров	Диаметр, мм		Масса сек- ции, кг	Скважность, %
	наружный	внутренний		
Фильтры трубчатые перфорированные				
T-5Ф1В	168	132	69	13.5...22.5
T-6Ф1В	188	152	91	13.5...19.3
T-8Ф1В	245	203	118	15...18.1
T-10Ф1В	299	255	168	17.6...18.5
T-12Ф1В	325	307	195	18.5
T-14Ф1В	377	359	227	18.5
T-16Ф1В	426	408	259	18
Фильтры трубчатые с проволоочной обмоткой из нержавеющей 				

ТЛ-8Ф4В	245	203	137	15...25
ТЛ-10Ф4В	299	255	190	15...25
ТЛ-12Ф4В	339	307	233	15...25
ТЛ-14Ф4В	391	359	259	15...25
ТЛ-16Ф4В	440	408	294	15...25
Фильтры стержневые (каркасы)				
С-5Ф5В	147	132	69	51.2
С-6Ф5Ф	194	152	77	53.8
С-8Ф5Ф	247	203	88	58.9
С-10Ф5Ф	301	255	105	62.2
С-12Ф5Ф	352	307	161	60.2
С-14Ф5Ф	405	359	178	60.8
С-16Ф5Ф	454	408	202	61.2
Фильтры стержневые с проволоочной обмоткой из нержавеющей стали				
СП-5Ф7В	178	132	80	28.8
			78	38.5
СП-6Ф7В	200	152	89	31.1
			86	42
СП-8Ф7В	251	203	103	33.5
			100	43.7
СП-10Ф7В	307	256	136	27.5
			131	37.5
СП-12Ф7В	359	307	158	38.7
СП-14Ф7В	411	359	180	39.1
СП-16Ф7В	460	408	200	39.2
Фильтры** стержневые с просечным листом из нержавеющей стали				
СЛ-5Ф11В	176	132	81	15...25
СЛ-6Ф11В	198	152	90	15...25
СЛ-8Ф11В	249	203	104	15...25
СЛ-10Ф11В	303	255	122	15...25
СЛ-12Ф11В	355	307	189	15...25
СЛ-14Ф11В	407	359	210	15...25
СЛ-16Ф11В	456	308	237	15...25

Литература

1. В.Н.Смагин, К.А. Небольсина, В.М. Беляков. Курсовое и дипломное проектирование по сельскохозяйственному водоснабжению. М.; ВО “Агропромиздат”, 1990, 336 с.
2. А.Е. Белан, П.Д. Хоружий. Проектирование и расчет устройств водоснабжения. Киев. Будивельник, 1981.
3. Ф.А.Шевелев, А.Ф.Шевелев. Таблицы для расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М.; Стройиздат, 1984.
4. А.С.Москвитин, Справочник по специальным работам. Трубы, арматура и оборудование водопроводно-канализационным сооружениям. 2-е издание переработанное. М.; 1970.
5. В.С. Оводов. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. 3-е издание переработанное и дополненное. -М; Колос, 1984.
6. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения.-М; 1985.
7. Б.В. Карасев. Насосные и воздухоудные станции. Минск. Высшая школа. 1990.
8. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений.: В 3-х т. – Т. 1. Системы водоснабжения. Водозаборные сооружения. / Научно-методическое руководство и общая редакция докт. техн. наук, проф. Журбы М.Г. Вологда – Москва: ВоГТУ, 2001. – 209 с.
9. Гуринович А.Д. Системы питьевого водоснабжения с водозаборными скважинами: Планирование, проектирование, строительство и эксплуатация: Монография / А.Д. Гуринович. – Мн.: УП “Технопринт”, 2004. – 244 с.: ил.