

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**КАФЕДРА ВОДОСНАБЖЕНИЯ, ВОДООТВЕДЕНИЯ
И ОХРАНЫ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

«Водозаборные сооружения»

для студентов специальности 1–70 04 03

**«Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»
специализации 1–70 04 03 01**

«Системы водоснабжения и водоотведения»

для дневной, заочной и сокращенной форм обучения

Брест 2017

УДК 628.11(07)
М 54

Методические указания по дисциплине «Водозаборные сооружения» составлены для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов», специализации: 1-70 04 03 01 «Системы водоснабжения и водоотведения». Настоящие указания содержат сведения по расчету и проектированию водозаборных сооружений из поверхностных и подземных источников водоснабжения, необходимый справочный материал, список рекомендуемой литературы.

Составители: Житенёв Б.Н., профессор кафедры ВВиОВР;
Винник Н.С., зав.каф. НГиИГ, м.т.н.;
Андреюк С.В., ст. преподаватель каф. ВВиОВР;
Рыбак Е.С., ассистент кафедры ВВиОВР;
Сук Е.В., ассистент кафедры ВВиОВР.

Содержание

	Введение	4
1	Объем и состав курсового проекта. Исходные данные.	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	8
2.3.1	Конструирование оголовка и расчет входных отверстий	8
2.3.2	Расчет самотечных линий	13
2.3.2.1	Потери напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень)	14
2.3.2.2	Потери напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ	16
2.3.2.3	Потери напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ)	17
2.3.3	Проектирование сороудерживающих решеток	17
2.3.4	Определение размеров берегового колодца в плане при «сухой» установке насосов	19
2.3.4.1	Определение размеров берегового колодца в плане с «сухой» установкой насосов	19
2.3.5	Определение уровней воды в береговом колодце	21
2.4	Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема	23
2.4.1	Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах отдельного типа	24
2.4.2	Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах совмещенного типа	25
2.4.3	Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема при мокрой установке насосов	26
3	Проектирование водозаборного сооружения из подземного источника водоснабжения	31
3.1	Требования, предъявляемые к качеству воды в источниках водоснабжения, выбор места расположения водозабора и размещение сооружений.	31
3.2	Расчет водозабора из подземного источника водоснабжения, оборудованного фильтрами совершенными скважинами, забирающими воду из напорного пласта	33
3.2.1	Расчет дебита одиночной скважины в конкретных гидрологических условиях (согласно заданию)	33
3.2.2	Подбор и расчет фильтров	36
3.2.3	Определение понижения уровней в скважинах	37
3.2.4	Расчет основных параметров насосного оборудования и подбор насосов	38
3.2.5	Разработка схемы установки насосов в скважинах	38
3.3.	Мероприятия по санитарной охране водозабора из подземных источников	49
3.3.1	Границы первого пояса	49
3.3.2	Границы второго пояса	49
3.3.3	Границы третьего пояса	49
	Литература	51

Введение

Водозаборные сооружения являются одним из ответственных элементов системы водоснабжения. Они должны обеспечивать бесперебойный отбор воды в нужном потребителю количестве. Надежность системы водоснабжения в значительной степени зависит от работы водозаборных сооружений, качественный уровень которой обеспечивается правильными проектными решениями в соответствии с действующими техническими нормами и правилами.

В Республике Беларусь имеются достаточные запасы водных ресурсов. Основные потребности на технологические нужды промышленности должны удовлетворяться за счет поверхностных источников. Подземные высококачественные воды следует использовать для питьевого водоснабжения населения.

1 Объем и состав курсового проекта, исходные данные

Курсовой проект на тему «Водозаборные сооружения» выполняется в VII семестре. Предусматривается проектирование водозаборных сооружений из поверхностного и подземного источников водоснабжения.

Вода из поверхностного источника (водотока) используется для технологических нужд одного или нескольких предприятий. К проектированию следует принимать водозаборы руслового или берегового типа, совмещенные, раздельные или с погружными насосами (в соответствии с заданием, выдаваемым руководителем проекта).

При этом следует решить следующие вопросы:

- 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 при «сухой» установке насосов;
- определение уровней воды в береговом колодце;
- определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема;
- определение размеров берегового колодца в плане при «мокрой» установке насосов.

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

Поверхностный источник:

- ситуационный план с нанесением водозаборных сооружений;
- план и разрез берегового колодца (см. образец).

Вода из подземного источника используется на питьевые нужды, производственные нужды промышленных предприятий для которых требуется вода питьевого качества, а также обеспечения пожаротушения в объединенных системах водоснабжения населенного пункта.

При проектировании водозаборных сооружений из подземного источника следует решить следующие вопросы:

- выбор места расположения водозабора и размещение сооружений;
- расчет водозабора из подземного источника водоснабжения, оборудованного фильтровыми совершенными скважинами, забирающими воду из напорного пласта;
- подбор и расчет фильтров;
- определение понижения уровня воды в центральной скважине;
- подбор насосного оборудования.

Графическая часть водозабора подземных вод включает:

- геологический разрез в месте размещения водозабора, $M_{\text{геол.}} = 1:500$ или $1:1000$;
- план, два разреза павильона (камеры) над скважиной $M 1:100$;
- аксонометрическая схема трубопроводов одной скважины;
- генплан сооружений 1-го подъема;
- ситуационный план с нанесением границ первой и второй зон санитарной охраны;
- схема установки насоса в скважине, $M 1:100$;
- основные показатели по водозаборной скважине.

Пояснительная записка и графическая часть курсового проекта 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

При выборе места расположения и типа водозаборных сооружений на водотоках следует учитывать:

- назначение водозабора и предъявляемые к нему требования;
- гидрологические, топографические, геологические, гидрогеологические, ихтиологические условия;
- качество воды;
- требования бесперебойности подачи воды потребителю;
- удаленность от потребителей воды;

- требования судоходства и органов рыбоохраны;
- условия строительства сооружений, последующей эксплуатации их и перспективы водохозяйственных мероприятий на данном водистоичнике;
- экономическую целесообразность принятых решений.

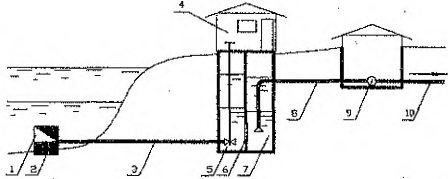
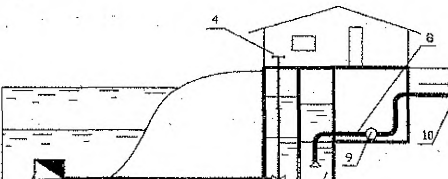
2.2 Разработка конструкции водозаборных сооружений и компоновка основного оборудования

В соответствии с заданием на проектирование следует выполнить проект речного водозаборного сооружения. Тип водозабора (раздельный, совмещенный, с погружным насосом) принимается в соответствии с указаниями руководителя проекта по таблице 1.

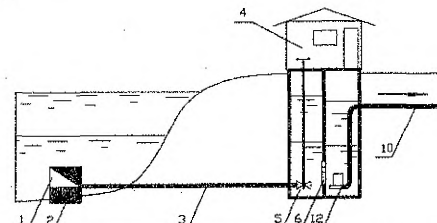
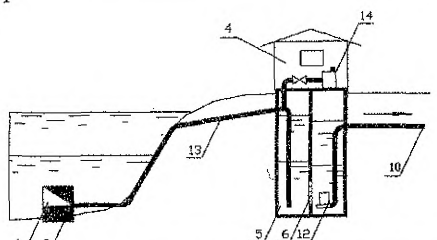
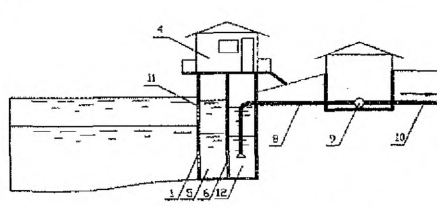
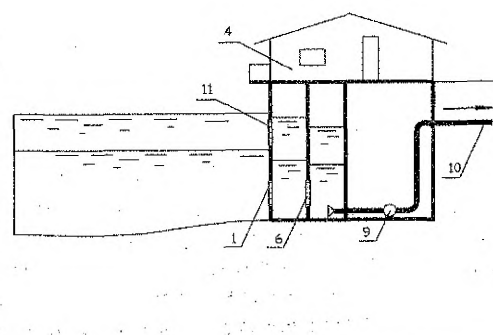
В общем случае водозабор из поверхностных источников должен состоять из:

- водоприемника;
- водоводов (самотечных или сифонных);
- водоприемного колодца;
- насосной станции;
- оборудования и арматуры.

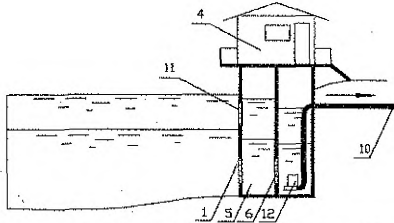
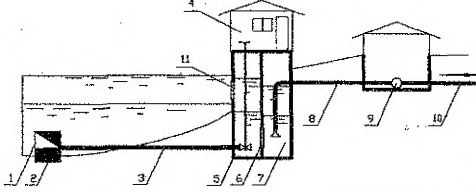
Таблица 2.1 – Схемы водозаборных сооружений из поверхностных источников

Схема водозаборного сооружения	Тип водозаборного сооружения	Область применения
1	2	3
<p data-bbox="199 895 217 916">А</p> 	<p data-bbox="692 895 766 1139">Русловой водозабор раздельного типа с самотечными линиями</p>	<p data-bbox="788 895 990 1139">Пологий берег, сложенный слабыми породами, отсутствие у берега достаточных глубин, широкая пойма. Насосная станция первого полье́ма отнесена на возвышенное место для предотвращения затопления</p>
<p data-bbox="199 1155 217 1176">Б</p> 	<p data-bbox="692 1155 766 1399">Русловой водозабор совмещенного типа с самотечными линиями</p>	<p data-bbox="788 1155 990 1399">Пологий берег, сложенный слабыми породами, отсутствие у берега достаточных глубин, широкая пойма, хорошо изученные гидрологические характеристики водотока</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3
<p>В</p> 	<p>Русловой водозабор с погружными насосами</p>	<p>Пологий берег, сложенный слабыми породами, отсутствие у берега достаточных глубин, широкая пойма. Не требует строительства здания насосной станции первого подъема</p>
<p>Г</p> 	<p>Русловой водозабор с силовными линиями</p>	<p>Пологий берег, сложенный слабыми породами, отсутствие у берега достаточных глубин, широкая высокозатопляемая пойма, тяжелые условия прокладки самотечных линий</p>
<p>Д</p> 	<p>Береговой водозабор раздельного типа</p>	<p>Высокий крутой берег, наличие достаточных глубин у берега, амплитуда колебания уровней воды до 10 м, небольшая производительность, насосы с высотой всасывания более 3...4 м</p>
<p>Е</p> 	<p>Береговой водозабор совмещенного типа с заглубленной насосной станцией первого подъема</p>	<p>Достаточная глубина у берега, небольшая амплитуда колебания уровней воды, насосы с высотой всасывания менее 3...4 м</p>

Окончание таблицы 2.1.

1	2	3
<p>Ж</p> 	<p>Береговой водозабор с погружными насосами</p>	<p>Высокий крутой берег, наличие достаточных глубин у берега, амплитуда колебания уровней воды любая</p>
<p>З</p> 	<p>Комбинированный водозабор с самотечными линиями и водоприемными отверстиями в береговом колодце</p>	<p>Большая амплитуда колебания уровней воды, пологий берег, широкая пойма</p>

Примечание. 1 – водоприемные отверстия с сороудерживающими решетками; 2 – оголовок; 3 – самотечная линия; 4 – береговой колодец; 5 – водоприемная камера берегового колодца; 6 – сетка; 7 – всасывающая камера берегового колодца; 8 – всасывающие трубопроводы насосов первого подъема; 9 – насосы первого подъема; 10 – водоводы первого подъема; 11 – верхние водоприемные отверстия; 12 – погружные насосы первого подъема; 13 – сифонные линии; 14 – вакуумные насосы для «зарядки» сифона.

2.3 Гидравлический расчет сооружений водозабора

2.3.1 Конструирование оголовка и расчет входных отверстий

В состав руслового водозабора входят: оголовок, самотечные линии и береговой колодец. В курсовом проекте следует принять оголовок незащищенного типа, так как река несудоходная и не используется для лесосплава. Выбор месторасположения водоприемника существенно влияет на инвестиции при строительстве, так как чем дальше отнесен водоприемник в русло реки, тем длиннее самотечная или сифонная линия, а это существенно удорожает строительство, поэтому стремятся расположить водоприемник в таком месте, при котором длина самотечной линии будет минимальна. Согласно ТКП 45-4.01-30-2009 (02250) «Водозаборные сооружения» верх оголовка должен размещаться ниже кромки льда на расстоянии не менее чем 0,2 м, а низ входных отверстий должен быть выше дна водоема не менее чем на 0,5 м. Для правильного выбора места расположения водоприемника необходимо выполнить расчет высоты решетки, которой перекрывается входное отверстие (рис. 1).

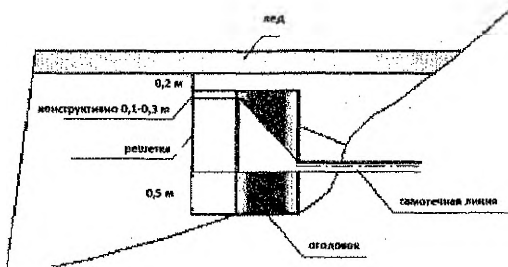


Рисунок 1 – Схема к определению месторасположения оголовка в русле водотока

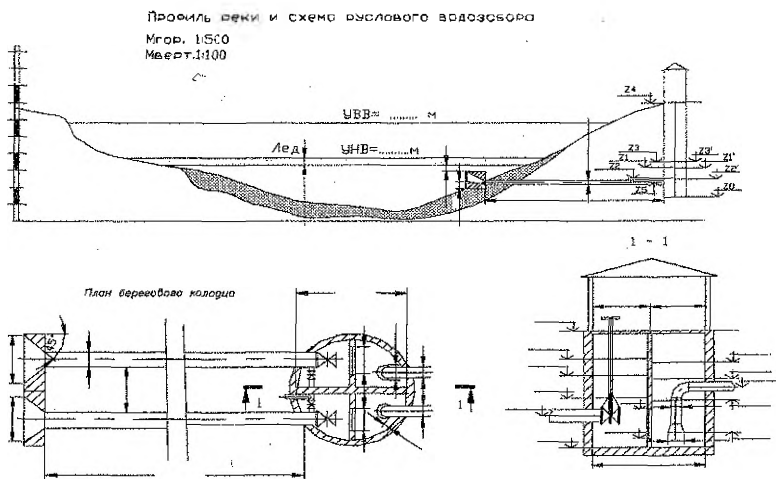


Рисунок 2 – Профиль реки и схема руслового водозабора

Решетки обычно представляют собой металлическую раму, сваренную из угловой стали или швеллера с металлическими стержнями из полосовой или круглой стали.

Для борьбы с обмерзанием решеток применяют покрытие стержней решеток гидрофобными материалами (каучуком, эбонитом, резиной) либо применяют обогрев ее элементов.

Размеры водоприемных отверстий следует определять по средней скорости втекания воды в отверстия (в свету) сороудерживающих решеток

Допустимая скорость втекания воды в водоприемные отверстия береговых незатопляемых водоприемников, без учета требований рыбозащиты, не должна превышать, м/с:

0,6 – для средних условий забора воды;

0,2 – для тяжелых условий забора воды.

Для затопленных водоприемников:

0,3 — для средних условий забора воды;

0,1 — для тяжелых условий забора воды.

Определение площади водоприемного отверстия (брутто) одной секции $F_{бр}$, м², следует производить из условия одновременной работы всех секций водозабора (кроме резервных) по формуле:

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

где 1.25 — коэффициент, учитывающий засорение отверстий;

$q_{расч}$ — расчетный расход одной секции, одного трубопровода, м³/с;

$$q_{расч} = \frac{\alpha \cdot Q_{maxсут}}{3600 \cdot T_1 \cdot n}, \text{ м}^3/\text{с},$$

где α — коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водопровода, принимаем $\alpha = 1.09 \dots 1.1$;

$Q_{maxсут}$ — максимальный суточный расход, м³/сут.;

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

n — число секций, трубопроводов;

$V_{вх}$ — скорость входа воды в водоприемные отверстия, рекомендуется $V_{вх} = 0.1 \dots 0.3$ м/с;

K — коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки;

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

где a — расстояние между стержнями в свету, мм ($a = 30 \dots 50$ мм);

c — толщина стержней, мм ($c = 6 \dots 12$ мм).

По полученной площади $F_{бр}$ (по табл. 2) принимают стандартную решетку, представляющую собой металлическую раму (из уголков и швеллеров) с металлическими вертикальными стержнями.

Таблица 2.2 — Съемные сородерживающие решетки

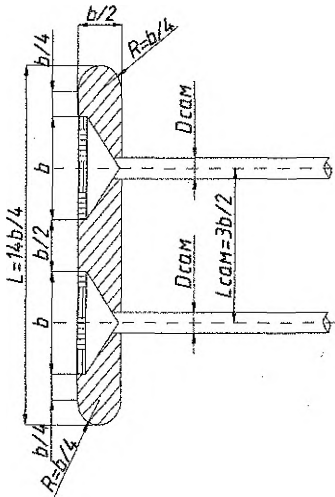
Размер водоприемного отверстия, хН	400х600	600х800	800х1000	1000х1200	1200х1400	1260х2000	1250х2500
Площадь водоприемного отверстия $F_{табл.бр}$, м ²	0,24	0,48	0,8	1,2	1,68	2,52	3,125
Размер решетки, мм хН	500х700	700х900	930х1130	1100х1320	1300х1520	1424х2200	1424х2700
Масса решетки, кг	20	33	52	90	120	253	300

Размеры входных отверстий принимаются по стандартным размерам решеток (табл. 2.2). Принятые решетки проверяются на скорость движения воды на случай отключения при аварии одной линии самотечных труб, приняв расход по одной линии $0,7q_{расч.водоз}, М^3/с$, ($q_{расч.водоз}=2 \cdot q_{расч.М^3/с}$).

$$V_{вх} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot q_{расч.водоз} \cdot K}{F_{бр}^{табл. 2.2}}, \text{ м/с.}$$

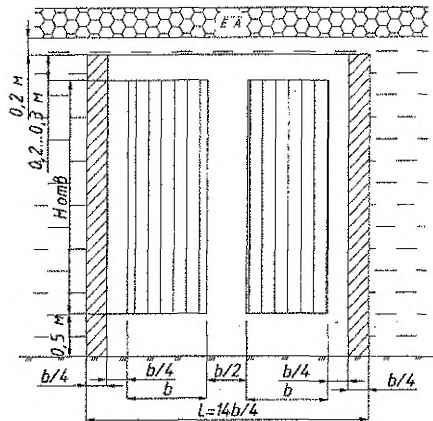
Полученное значение $V_{вх}$, должно быть не более 0,3 м/с для средних условий и 0,1 м/с – для тяжелых условий забора воды.

Размеры оголовка принимаются в соответствии с рис. 3 и 4.



b – ширина водоприемного отверстия (табл.2); L – длина оголовка; $D_{сам}$ – диаметр самотечной линии (см. п.2.3.2.); $L_{сам}$ – расстояние между самотечными линиями

Рисунок 3 – Оголовок, вид сверху



$H_{отв}$ – высота водоприемного отверстия (табл. 2)

Рисунок 4 – Оголовок, вид со стороны водоприемных отверстий

Пример расчета:

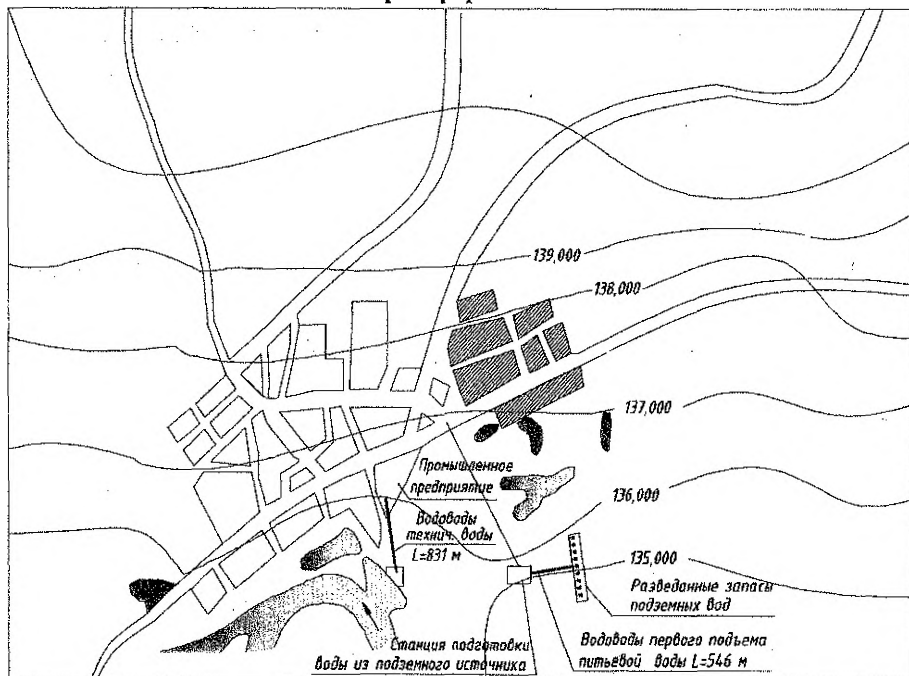


Рисунок 5 – Ситуационный план водозаборных сооружений из поверхностного и подземного источников водоснабжения

Исходные данные.

Проектирование водозаборного сооружения из поверхностного источника водоснабжения

Запроектировать водозабор технической воды с погружными насосами для водоснабжения промышленного предприятия.

Максимальное суточное водопотребление технической воды – $7384 \text{ м}^3/\text{сут.}$;

Относительная отметка «0» соответствует абсолютной – 106 м;

Отметка уровня нижних вод (УНВ) – 109,6 м;

Отметка уровня верхних вод (УВВ) – 110,9 м;

Диаметр вымываемых частиц – 0,1 мм;

Длина водоводов первого подъема – 831 м;

Отметка земли у берегового колодца – 111,9 м;

Отметка земли у станции водоподготовки – 136,0 м;

Профиль водотока в месте строительства – рис. 2.

Из профиля реки в месте водозаборного сооружения видно, что берега пологие, сложенные слабыми грунтами, поэтому к проектированию принимается водозабор руслового типа с погружными насосами.

Пример 1. Конструирование оголовка и расчет входных отверстий

Проектируемый водозабор относится к первой категории надежности, поэтому предусматриваются две секции.

Расчетный расход одной секции, одной самотечной линии:

$$Q_{расч} = \frac{a \cdot Q_{мин.сут}}{T_1 \cdot n} = \frac{1,1 \cdot 7384}{3600 \cdot 24 \cdot 2} = 0,047 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Водоприемное отверстие перекрывается решеткой со стержнями толщиной $c=6$ мм и расстоянием между стержнями в свету $a=30$ мм.

Коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки:

$$K = (a+c)/a = (30+6)/30 = 1,2.$$

Площадь водоприемного отверстия (брутто) одной секции $F_{бр}$:

$$F_{бр} = 1,25 \cdot \frac{Q_{расч}}{v_{ак}} \cdot K = 1,25 \cdot \frac{0,047}{0,1} \cdot 1,2 = 0,7 \text{ м}^2,$$

По таблице 1 принимаем стандартную решетку площадью $0,8 \text{ м}^2$, с размером водоприемного отверстия 800×1000 мм, габаритным размером решетки 930×1130 мм. Принятые решетки проверяются на скорость движения воды на случай отключения при аварии одной линии самотечных труб:

$$V_{ак} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot 0,047 \cdot 1,2}{0,8} = 0,062 \text{ м/с} < 0,3 \text{ м/с},$$

Высота оголовка составит:

$$h_{огол} = 0,5 + 1,00 + 0,15 = 1,65 \text{ м},$$

где $0,5$ м - минимальное расстояние между низом входных отверстий и дном водоема;

$1,00$ м – высота водоприемного отверстия;

$0,15$ м – толщина верхней части оголовка принята конструктивно.

Учитывая, что верх оголовка должен размещаться ниже кромки льда на расстоянии не менее чем $0,2$ м, оголовок следует разместить в месте водотока, в котором расстояние от дна до кромки льда составляет:

$$h = 1,65 + 0,2 = 1,85 \text{ м}.$$

Длина самотечных линий от оголовка до берегового колодца в соответствии с профилем составляет 35 м.

2.3.2 Расчет самотечных линий

Береговой колодец следует размещать на берегу в месте, где отметка земли на 1 м (см. рис.2) превышает отметку верхнего уровня воды в источнике. Для водозаборов I и II категорий надежности принимается не менее двух секций, т. е. 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. Допускается использование пластмассовых и железобетонных труб.

Расчет самотечной линии заключается в определении диаметра водовода и потерь напора в нем. Расчет диаметров водоводов следует производить по значениям допускаемых скоростей в условиях нормального режима работы водозабора. Скорость движения воды в самотечных и сифонных водоводах при нормальном режиме работы водозаборных сооружений следует принимать по таблице 2.3.

Сифонные водоводы допускается применять в водозаборах II и III категории. Применение сифонных водоводов в водозаборах I категории должно быть обосновано.

Таблица 2.3

Диаметр водоводов, мм	Скорость движения воды, м/с, в водозаборах категории	
	I	II и III
до 500	0,7–1,0	1,0–1,5
500–800	1,0–1,4	1,5–1,9
Св. 800	1,5	2,0

Примечание — При возможном обрастании водоводов дрейсеной, бальгусом, мидиями и т. д. расчет потерь в водоводе следует производить при значении коэффициента шероховатости, равном 0,02.

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

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

$$V = \frac{q_{\text{расч}}}{F_{\text{сам}}}, \text{ м/с} > 0,7 \text{ м/с.}$$

Пример 2. Расчет самотечных линий.

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

$$d = \sqrt{\frac{0,047}{0,785 \cdot 0,7}} = 0,292 \text{ м.}$$

Принимается стандартный диаметр, округляя полученный по расчету в меньшую сторону, $d = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м}$, скорость в трубе составит:

$$v_{\text{ак}} = \frac{0,047}{0,785 \cdot 0,25^2} = 0,96 \text{ м/с} > 0,7 \text{ м/с} - \text{условие выполняется.}$$

2.3.2.1 Расчет потерь напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень)

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

$$\sum h_{\text{УНВ}} = \sum h_{\text{мест.}} + h_{\text{вх.}}; \quad \sum h_{\text{мест.}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4;$$

где h_1 — потери напора в решетке (на входе), принимают $h_1 = 0,1 \text{ м}$;

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 ($\zeta_{tr}=0,1$, $\zeta_{zadv}=0,1$):

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

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, $\text{с}^2/\text{м}^6$ (табл. 2.4);

K – поправочный коэффициент (табл.2.5);

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

$q_{расч}$ – расчетный расход через одну секцию, $\text{м}^3/\text{с}$.

Таблица 2.4 – Удельные сопротивления A для стальных труб

Условный проход d_v , мм	Наружный диаметр d_n , мм	Новые трубы при $v=1\text{м}/\text{с}$	
		d_p , мм	A , $\text{с}^2/\text{м}^6$
100	108	102	224.249
125	133	126	74.326
150	159	152	27.884
200	219	211	5.023
250	273	265	1.527
300	325	315	0.6187
350	377	367	0.2784
400	426	414	0.1483
450	480	468	0.07816
500	530	518	0.04598
600	630	616	0.01859
700	720	704	0.009253
800	820	804	0.004622
900	920	900	0.002563
1000	1020	1000	0.001478

Таблица 2.5 – Поправочные коэффициенты K к значениям удельных сопротивлений A

V , м/с	K	V , м/с	K
0,2	1,244	1,4	0,972
0,3	1,163	1,5	0,968
0,4	1,113	1,6	0,965
0,5	1,081	1,7	0,961
0,6	1,057	1,8	0,958
0,7	1,039	1,9	0,954
0,8	1,021	2	0,951
0,9	1,011	2,2	0,946
1	1	2,4	0,941
1,1	0,993	2,6	0,937
1,2	0,986	2,8	0,934
1,3	0,979	3	0,932

Пример 3. Расчет потерь напора в самотечных линиях при УНВ (работа в межень)

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

$$\sum h_{мест} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \text{ м,}$$

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

h_2 – потери на вход;

$$h_2 = \zeta \cdot \frac{v_{расч}^2}{2 \cdot g}, \text{ м,}$$

ζ – коэффициент гидравлического сопротивления при входе в раструб;
 $\zeta = 0,1$;

$$h_2 = 0,1 \cdot \frac{0,96^2}{2 \cdot 9,81} = 0,005 \text{ м,}$$

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

$$h_3 = \sum \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{(\zeta_{тр} + \zeta_{зав})}{2 \cdot g} v^2 = \frac{(0,1 + 0,1)}{2 \cdot 9,81} 0,96^2 = 0,009 \text{ м}$$

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

$$h_4 = \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1 \cdot \frac{0,96^2}{2 \cdot 9,81} = 0,047 \text{ м}$$

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

$$h_{дл} = A \cdot K \cdot l \cdot q_{расч}^2 = 1,527 \cdot 1,0 \cdot 35 \cdot 0,047^2 = 0,12 \text{ м,}$$
$$\sum h_{гидр} = 0,1 + 0,005 + 0,009 + 0,047 + 0,12 = 0,28 \text{ м.}$$

2.3.2.2 Расчет потерь напора в самотечных линиях при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ

Согласно ТКП 45-4.01-30-2009 (02250) «Водозаборные сооружения» при аварийной работе должен быть подан расход не менее 70% расчетного расхода водозабора для всех трех категорий надежности:

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

При аварии работает одна самотечная линия, тогда скорость движения воды в ней при аварии составит:

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

потери напора (см. п. 2.3.2.1):

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

Пример 4. Расчет потерь напора в самотечных линиях при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ

$$Q_{ав} = 0,7 \cdot 0,094 = 0,067 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$$V_{ав} = \frac{0,067}{0,785 \cdot 0,25^2} = 1,37, \text{ м/с.}$$

Потери напора:

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

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = 0,1 \frac{1,37^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0095 \text{ м};$$

$$h_3 = (0,1 + 0,1) \frac{1,37^2}{2 \cdot 9,81} = 0,019 \text{ м};$$

$$h_4 = 1 \frac{1,37^2}{2 \cdot 9,81} = 0,095 \text{ м};$$

$$h_{av} = 1,527 \cdot 0,972 \cdot 35 \cdot 0,067^2 = 0,233 \text{ м};$$

$$\sum h_{av} = 0,1 + 0,0095 + 0,019 + 0,095 + 0,233 = 0,46 \text{ м}.$$

2.3.2.3 Расчет потерь 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:

$$\sum h_{УВВ} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{дл.} \text{ м}.$$

Пример 5. Расчет потерь напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ).

Скорость в самотечной линии

$$V_{УВВ} = \frac{0,094}{0,785 \cdot 0,25^2} = 1,92, \text{ м/с}.$$

Потери напора:

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = 0,1 \frac{1,92^2}{2 \cdot 9,81} = 0,019 \text{ м};$$

$$h_3 = (0,1 + 0,1) \frac{1,92^2}{2 \cdot 9,81} = 0,038 \text{ м};$$

$$h_4 = 1 \frac{1,92^2}{2 \cdot 9,81} = 0,19 \text{ м};$$

$$h_{av} = 1,527 \cdot 0,954 \cdot 35 \cdot 0,094^2 = 0,45 \text{ м};$$

$$\sum h_{УВВ} = 0,1 + 0,019 + 0,038 + 0,19 + 0,45 = 0,68 \text{ м}.$$

2.3.3 Проектирование сороудерживающих сеток

Между приемным и всасывающим отделениями берегового колодца устанавливается сетка (плоская съемная, либо вращающаяся с автоматической промывкой), размеры которой определяются по скорости V_c прохода воды через

ячейки в свету (принимают не более 0,4 м/с при отсутствии внешних рыбозаградителей):

$$F_{бр} = 1,25 \frac{q_{расч}}{V_0} K_c.$$

Коэффициент, учитывающий стеснение входа воды стержнями сеток, вычисляется по формуле:

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

где a – расстояние между проволоками сетки, (2...5 мм);

c – диаметр проволоки (1,0...1,5 мм).

По вычисленному значению $F_{бр}$ и принимается стандартная сетка (табл.2.6), скорость входа V_{ex} проверяется с новой площадью подобранной сетки, она должна быть не более 0,4 м/с.

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

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

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

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

Таблица 2.6 – Размеры сеток плоских съёмных

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

Пример 6. Проектирование сороудерживающих сеток:

Коэффициент, учитывающий стеснение входа воды стержнями сеток:

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

$$F_{6p} = \frac{1,25 \cdot 0,047 \cdot 1,56}{0,2} = 0,46 \text{ м}^2.$$

Принимаем отверстие для установки сетки размером 800×800 мм и $F=0,64$ м², тогда скорость входа

$$V_{ac} = \frac{1,25 \cdot 0,047 \cdot 1,56}{0,64} = 0,14 \text{ м/с} < 0,4 \text{ м/с}.$$

Скорость воды при отключении одной линии самотечных труб:

$$V_{ac} = \frac{1,25 \cdot 0,7 \cdot 0,094 \cdot 1,56}{0,64} = 0,2 \text{ м/с} < 0,4 \text{ м/с}.$$

Следовательно, сетка выбрана правильно.

2.3.4 Определение размеров берегового колодца в плане

2.3.4.1 Определение размеров берегового колодца в плане с «сухой» установкой насосов

Площадка для строительства берегового водоприемника (колодца) должна быть выбрана выше на 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 не менее двух водоприемных и двух всасывающих камер, по количеству секций. Высота отверстия 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.

При «сухой» установке насосов они размещаются в отдельных помещениях, заблокированных с береговым колодцем (совмещенные) или отдельно стоящих (водозаборные сооружения раздельного типа).

Размеры и число секций всасывающего отделения зависят от диаметра всасывающих труб и их количества. При установке крупных насосных агрегатов число секций и труб принимается равным числу насосов. В одной секции можно располагать одну или несколько всасывающих труб небольших диаметров, расстояние между которыми необходимо принимать в соответствии с рис. 6. Компоновка 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 2.7.

Таблица 2.7 – 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:

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

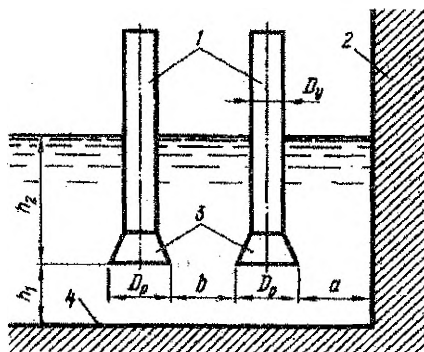
Расстояние от дна колодца до раструба всасывающей трубы принимается:

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

Расстояние от стенки колодца до раструба: $a = (0,8-1,0) D_{вор}$, расстояние между всасывающими линиями в осях: $2,0 D_{вор}$;

между раструбами: $\delta = D_{вор}$

раструбы должны быть заглублены на величину: $h_2 = (0,6-1,2) D_{вор}$.



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

Рисунок 6 – Схема расположения всасывающих труб в береговом колодце

При определении размеров колодцев минимальные расстояния до внутренних поверхностей колодца надлежит принимать:

– 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.

Расстояние от перегородки, разделяющей водоприемную и всасывающие камеры, до фланца задвижки на самотечной линии – 0,7 – 1,0 м.

Расстояние от перегородки, разделяющей водоприемную и всасывающие камеры, до раструба всасывающего трубопровода – 0,7 – 1,0 м.

Из условия монтажа оборудования и эксплуатации назначается диаметр колодца, толщина стен принимается равной 10% от глубины колодца. В проекте толщину стен принять 0,4...0,5 м, а толщину 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 электрические щиты управления

Таблица 2.8 – Строительные размеры задвижек чугунных, параллельных с выдвигаемым штопиделем

Диаметр условного прохода задвижки, мм	100	125	150	200	250	300	350	400
Строительная длина задвижки, мм	190	200	210	230	250	270	290	310

Расчет размеров берегового колодца может быть выполнен по программе: «Расчет размеров берегового колодца.xls».

Размеры берегового колодца в плане с «мокрой» установкой насосов (с погружными насосами) определяются после вычисления основных параметров рабочих насосов, подбора марки и габаритных размеров (см.п. 2.5).

Из условия монтажа оборудования и эксплуатации назначается диаметр колодца, толщина стен принимается равной 10% от глубины колодца. В проекте толщину стен принять 0,4...0,5 м, а толщину 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 электрические щиты управления.

2.3.5 Определение уровней воды в береговом колодце

Уровни воды в береговом колодце составят:

– в межень (УНВ) при работе двух линий

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

– в межень при аварийной работе одной линии

$$\nabla Z_2 = \nabla Z_{\text{гвб}} - \Sigma h_{\text{аб}}, \text{ м.}$$

– в паводок при работе одной линии

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

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:

$$\nabla Z_4 = Z_{\text{гвб}} + 1, \text{ м.}$$

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:

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

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_c (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

$$\nabla Z_8 = \nabla Z_7 - 0,5, \text{ м.}$$

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

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.

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_9) 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.

Пример 9. Определение уровней воды в береговом колодце

В межень (УНВ) при работе двух линий:

$$\nabla z_1 = \nabla z_{УНВ} - \sum h_{УНВ} = 109,6 - 0,28 = 109,32 \text{ м.}$$

В межень при аварийной работе одной линии:

$$\nabla z_2 = \nabla z_{УНВ} - \sum h_{ав} = 109,6 - 0,46 = 109,14 \text{ м.}$$

В паводок при работе одной линии:

$$\nabla z_3 = \nabla z_{УВВ} - \sum h_{УВВ} = 110,9 - 0,68 = 110,22 \text{ м.}$$

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

$$\nabla z'_1 = \nabla z_1 - 0,1 = 109,32 - 0,1 = 109,22 \text{ м;}$$

$$\nabla z'_2 = \nabla z_2 - 0,1 = 109,14 - 0,1 = 109,04 \text{ м;}$$

$$\nabla z'_3 = \nabla z_3 - 0,1 = 110,22 - 0,1 = 110,12 \text{ м.}$$

Отметка пола берегового колодца

$$\Delta Z_4 = \nabla z_{УВВ} + 1 = 110,9 + 1 = 111,9 \text{ м}$$

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:

$$\Delta Z_5 = Z_{\min \text{ пр.}} - 0,3 = \Delta Z_2 - 0,3 = 109,14 - 0,3 = 108,84 \text{ м (из условия горизонтальности прокладки самотечных линий)}$$

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

$$\Delta Z_6 = \Delta Z_5 - 0,1 = 108,84 - 0,1 = 108,74 \text{ м.}$$

Нижнее основание будет ниже на высоту сетки $P_c = 0,93$ м на отметке:

$$\Delta Z_7 = \Delta Z_6 - P_c = 108,74 - 0,93 = 107,81 \text{ м.}$$

Отметка дна колодца на 1 м ниже:

$$\Delta Z_8 = \Delta Z_7 - 0,5 = 107,81 - 1 = 106,81 \text{ м,}$$

$$\Delta Z_9 = \Delta Z_2 - (h_1 + h_2) = 109,14 - (0,5 + 0,76) = 107,88 \text{ м.}$$

В качестве отметки дна принимаем минимальную отметку ΔZ_8

2.4 Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема

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

$$Q_{нст} = \frac{\alpha \cdot Q_{\max \text{ ком}}}{T_1 \cdot 3600},$$

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 с ТКП 45-4.01-200-2010 (02250) «Насосные станции систем водоснабжения. Правила проектирования» прини-

мается требуемое количество рабочих ($n_{\text{раб.нас.}}$) и резервных насосов. Подача одного рабочего насоса составит:

$$Q_{\text{раб.нас.}} = Q_{\text{нз.1}} \cdot n_{\text{раб.нас.}}$$

Напор насосов насосной станции:

$$H_n = H_r + \Sigma h_{\text{нас.ст-о.с.}}$$

где H_r – геометрическая высота подъема, м;
 $\Sigma h_{\text{нас.ст-о.с.}}$ – суммарные потери напора при движении воды от берегового колодца до очистных сооружений, м.

$$H_r = Z_{\text{см}} - Z_{\text{мин.ас}} = Z_{\text{см}} - Z_2'$$

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

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

$Z_{\text{ос}}$ – отметка земли очистных сооружений, принимают в соответствии с заданием на курсовое проектирование;

$Z_{\text{мин.ас}}$ – минимальная отметка воды во всасывающем отделении берегового колодца, м;

$$Z_{\text{мин.ас}} = \nabla Z_2'$$

2.4.1 Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах раздельного типа

В водозаборных сооружениях раздельного типа насосная станция первого подъема расположена в отдельном сооружении, отнесенном от берегового колодца иногда на значительное расстояние, что обуславливает значимые потери напора по длине во всасывающих трубопроводах (рис. 7):

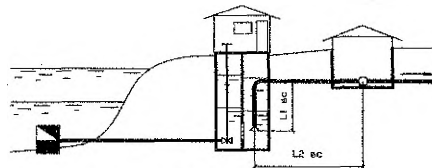


Рисунок 7

$$\Sigma h_{\text{в.с.}} = h_{\text{мест.ас}} + h_{\text{дл.ас}}$$

$$h_{\text{мест.ас}} = \frac{(\zeta_{\text{растр}} + \zeta_{\text{повор}}) v_{\text{ас}}^2}{2 \cdot g}$$

где $\zeta_{\text{растр}}$ – коэффициент потерь напора при входе в раструб, равный 0,1;

$\zeta_{\text{повор}}$ – коэффициент потерь напора при повороте на 90 градусов, равный 0,4;

$v_{\text{ас}}^2$ – скорость движения воды во всасывающей линии

$l_{\text{ас}} = L1_{\text{ас}} + L2_{\text{ас}}$ (см. рис. 8).

$$h_{\text{дл.ас}} = A_{\text{ас}} \cdot K_{\text{ас}} \cdot l_{\text{ас}} \cdot (q_{\text{расч}})^2$$

$$\Sigma h_{\text{нас.ст-о.с.}} = h_{\text{а.с.}} + h_{\text{ком}} + h_{\text{вододом}} + h_{\text{б.к-о.с.}} + h_{\text{излив}}$$

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

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

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

I, I – коэффициент, учитывающий местные потери напора.

Для вычисления суммарных потерь определяется диаметр водовода, идущего к очистным сооружениям, который вычисляется по расходу и рекомендуемой скорости, см. табл.7.

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

Принимается две нитки водовода и задается скорость.

Диаметр одной нитки водовода:

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

Принимается стандартный диаметр $d_{\text{водов}}$, при этом диаметре необходимо удостовериться, что скорость находится в рекомендуемых пределах (табл.7).

2.4.2 Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах совмещенного типа

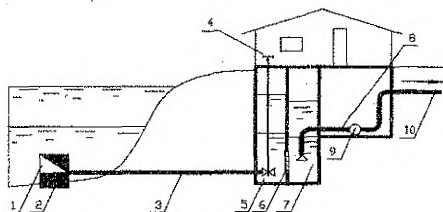


Рисунок 8 – Фулевой водозабор совмещенного типа с полузаглубленной насосной станцией первого подъема

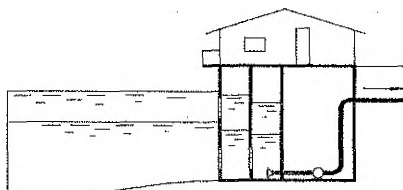


Рисунок 9 – Береговой водозабор совмещенного типа с заглубленной насосной станцией первого подъема

В водозаборных сооружениях совмещенного типа насосная станция расположена в одном сооружении с береговым колодцем. Это обуславливает небольшую длину всасывающих трубопроводов, а значит и малые потери в них.

Помещение насосной станции может быть полузаглубленным, заглубленным, незаглубленным. В этом случае потери во всасывающих трубопроводах можно принять 0,1 м для заглубленных, до 0,5 м для незаглубленных.

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

где $h_{\text{в.с.}}$ – потери во всасывающих трубопроводах (0,1-0,5 м);

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

$h_{\text{ком}}=1$ м;

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

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

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

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

1,1 – коэффициент, учитывающий местные потери напора.

Для вычисления суммарных потерь определяется диаметр водовода, идущего к очистным сооружениям, который находится по расходу и рекомендуемой скорости (см. табл. 7).

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

Принимаются две нитки водовода и задается скорость.

Диаметр одной нитки водовода

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

Принимается стандартный диаметр $d_{\text{водоз}}$, при этом диаметре необходимо удостовериться, что скорость находится в рекомендуемых пределах (табл. 7).

2.4.3 Определение основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах с «мокрой» установкой насосов (с погружными насосами)

При проектировании всасывающего отделения берегового колодца с погружными насосами важнее всего заложить благоприятные гидравлические условия для работы агрегатов. Поток воды должен быть однородным и установившимся, без завихрений и вовлечения воздуха.

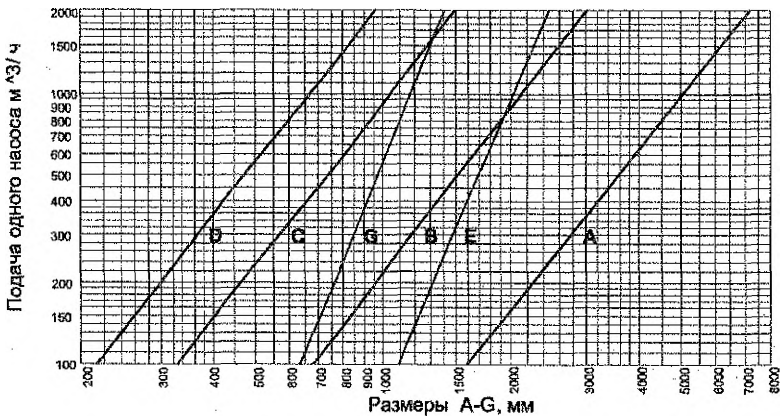


Рисунок 10 – Определение основных размеров всасывающей камеры при «мокрой» установке насосов [12]

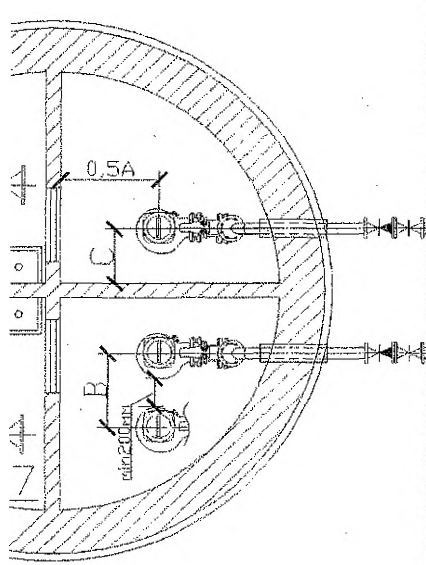


Рисунок 11 – Схема всасывающей камеры при «мокрой» установке насосов [12]
 На диаграмме оптимальные размеры в зависимости от подачи единичного насоса.

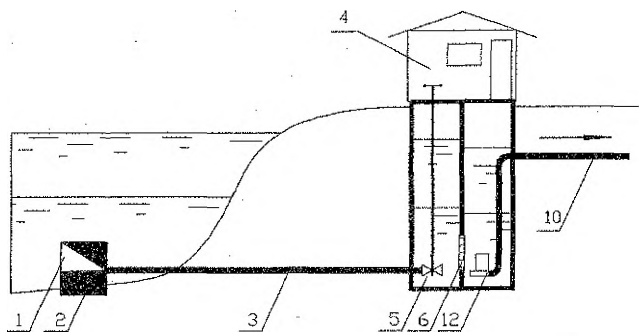


Рисунок 12 – Схема руслового водозабора с «мокрой» установкой насосов

При «мокрой» установке насосов (рис.12) потери напора следует вычислять по формуле:

$$\sum h = h_{обв} + h_{водоом} + h_{б.л.-о.с} + h_{излив}$$

где $h_{обв}$ – потери в отдельных элементах обвязки насоса (рис.13), м

$$h_{обв} = \sum \zeta \frac{v_e^2}{2 \cdot g} = \frac{(2 \cdot \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 + \zeta_4)}{2 \cdot g} v_e^2, \text{ м}$$

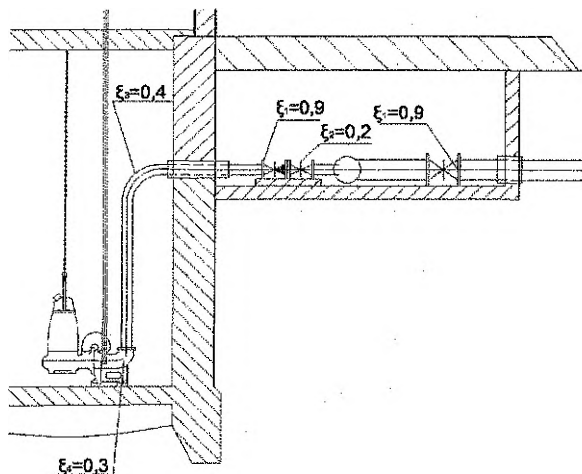


Рисунок 13 – Местные потери напора в элементах обвязки при «мокрой» установке насосов [12]

$h_{\text{водом}}$ – потери напора в водомере, $h_{\text{водом}} = 1$ м, (учитываются при наличии водомера);

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

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

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

Зная диаметр d_0 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 $Q - H$ подбирается насос и рассчитывается установочная мощность на насосной станции I подъема:

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

Пример 10. Расчет основных технических параметров работы насосной станции первого подъема в водозаборах с «мокрой» установкой насосов (с погружными насосами)

$$Q_{\text{п.с.1}} = \frac{1,1 \cdot 7384}{24 \cdot 3600} = 0,094 \text{ м}^3/\text{с}$$

Для повышения надежности на водозаборе предусматриваются две независимые секции с установкой одного насоса в каждой, откуда подача одного насоса составит: $Q_{\text{погруж.нас.}} = \frac{0,094}{2} = 0,047 \text{ м}^3/\text{с} = 47 \text{ л/с} = 169,2 \text{ м}^3/\text{ч.}$

Напор насосов определяется:

$$H_2 = Z_{CM} - Z_{мин ос} = Z_{CM} - Z'_2 = 140,0 - 109,04 = 30,96 = 31 \text{ м};$$

$$Z_{CM} = Z_{ос} + (4 \dots 4,5) = 136,0 + 4 = 140,0 \text{ м}.$$

Водовод технического назначения прокладывается в две нитки. Диаметр одной нитки водовода:

$$d_a = \sqrt{\frac{q_a}{0,785 v_a}} = \sqrt{\frac{0,047}{0,785 \cdot 0,9}} = 0,25 \text{ м}.$$

Принимается стандартный $d_a = 250 \text{ мм}$, при этом диаметре фактическая скорость в водоводе $v_a = 1,04 \text{ м/с}$, что находится в рекомендуемых пределах.

Потери напора по длине:

$$\sum h = h_{обс} + h_{водовод} + h_{б.к-о.с} + h_{измв},$$

$$h_{обс} = \sum \zeta \frac{v_a^2}{2 \cdot g} = \frac{(0,9 + 2 \cdot 0,2 + 0,4 + 0,3)}{2 \cdot 9,81} \cdot 1,04^2 = 0,11 \text{ м}$$

$$h_{б.к-о.с} = 1,1 \cdot 0,2784 \cdot 1 \cdot 831 \cdot 0,094^2 = 2,24 \text{ м}.$$

Суммарные потери:

$$\sum h = 0,11 + 1 + 2,24 + 1,5 = 4,85 \text{ м}.$$

Напор насосов:

$$H_n = 31,00 + 4,85 = 35,85 \text{ м}.$$

Подача насоса:

$$Q_{\text{погруж.нас.}} = 47 \text{ л/с}.$$

По графику полей насосов, например, фирмы Flygt (рис.14) по данным параметрам подходит насос 3202, принимается полустационарная установка (рис. 15).

Потребляемая мощность одного насосного агрегата составляет 28 кВт.

Предусматривается установка двух рабочих насосов, тогда установочная мощность составит:

$$N_{\text{уст}}^I = n_{\text{раб}} \cdot N_{\text{эл}} = 2 \cdot 28 = 56 \text{ кВт}.$$

По установочным размерам и рекомендациям (рис. 12, 13) проектируется всасывающая камера берегового колодца.

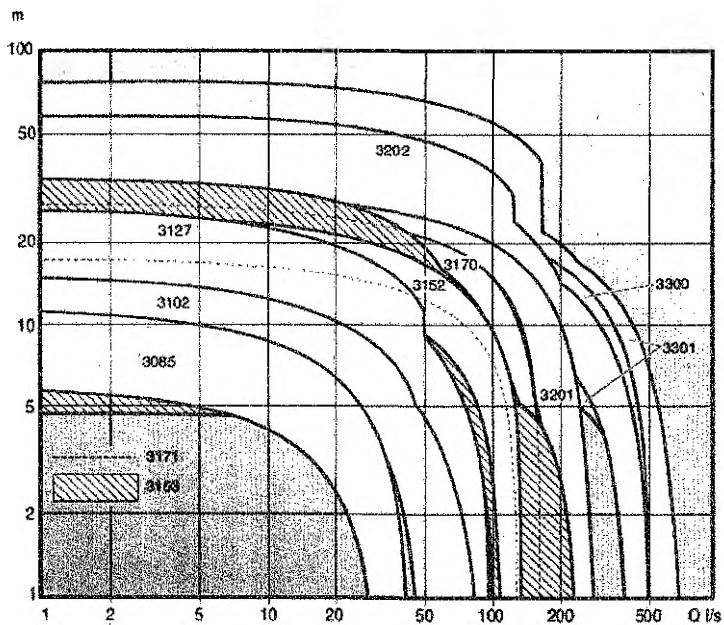
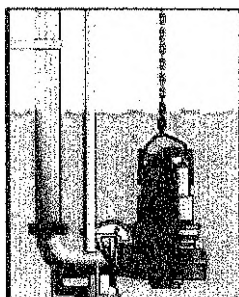


Рисунок 14



Р Для полустационарной установки в водоприёмных колодцах. Насос устанавливается с двойными направляющими стержнями на нагнетательном патрубке.

Рисунок 15

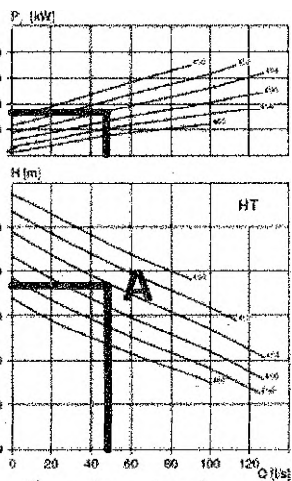


Рисунок 16

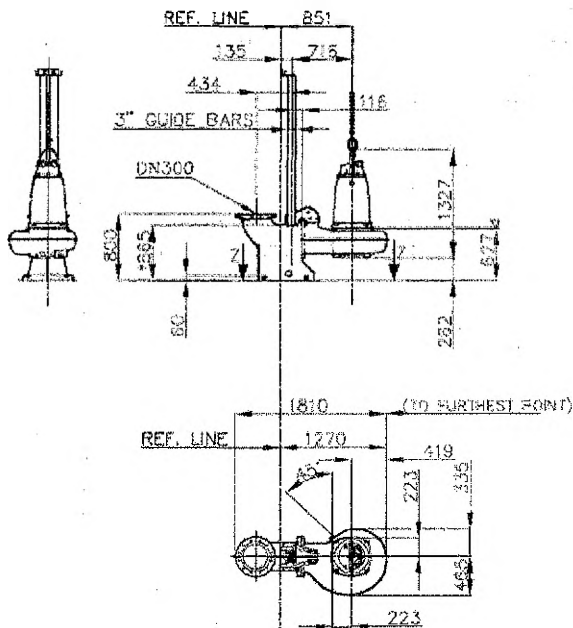


Рисунок 17 – Установочные размеры насосов серии 3202 с полустационарной установкой.

3. Проектирование водозаборного сооружения из подземного источника водоснабжения

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;
- определяется понижения уровней в скважинах и сравнивается с допустимой величиной приведенной в задании;
- рассчитываются основные параметры насосного оборудования и по каталогам подбираются насосы;
- разрабатывается схема установки насосов в скважинах.

3.1 Требования, предъявляемые к качеству воды в источниках водоснабжения, выбор места расположения водозабора и размещение сооружений

Состав воды пресноводных подземных источников водоснабжения должен соответствовать следующим требованиям:

- сухой остаток – не более 1000 (1500)* мг/дм³;

- содержание хлоридов – не более 350 мг/дм³;
- содержание сульфатов – не более 500 мг/дм³;
- общая жесткость – не более 7 (10)* ммоль/дм³.

Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения с учетом их санитарной надежности выбирают в следующем порядке:

- межпластовые напорные воды;
- межпластовые безнапорные воды;
- грунтовые воды, искусственно наполняемые, и подрусловые подземные воды;
- поверхностные воды (реки, водохранилища, озера, каналы).

По качеству воды источники водоснабжения делятся на 3 класса (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Требования предъявляемые к качеству воды в источниках водоснабжения

Наименование показателя	Показатели качества источника		
	1 класс	2-й класс	3-й класс
Мутность, мг/дм ³ не более	1,5	1,5	13,0
Цветность, град. не более	20	20	50
Водородный показатель pH	6-9	6-9	6-9
Железо мг/дм ³ не более	0,3	10	20
Марганец, мг/дм ³ не более	0,1	1	2
Сероводород, мг/дм ³ не более	отсутствие	3	10
Фтор, мг/дм ³ не более	1,5-0,7	1,5-0,7	5
Окисляемость перманганатная, мгО ₂ /дм ³ не более	2	5	15
Общие колиформные бактерии в 100 см ³ , не более	отсутствие	100	1000

Возможность использования пригодных для питьевого водоснабжения подземных вод рассматривается и при недостаточных их запасах; восполнение дефицита потребности воды следует производить за счет менее надежных в санитарном отношении водных источников.

Выбор источника водоснабжения при наличии нескольких источников и равной возможности обеспечения требуемого качества и количества воды должен осуществляться путем технико-экономического сравнения вариантов схем обработки воды с учетом санитарной надежности источников.

Из имеющихся источников водоснабжения выбирают лишь те, для которых возможны организация ЗСО и соблюдение соответствующего режима в пределах ее поясов.

Выбор источника водоснабжения производится: при подземном источнике водоснабжения – на основании анализов качества воды, гидрогеологической характеристики используемого водоносного горизонта, санитарно-гигиенической экспертизы местности в районе водозабора, существующих и потенциальных источников загрязнения почвы и водоносных горизонтов.

При этом учитываются балансовые запасы подземных вод, утвержденные в установленном порядке в соответствии с классификацией эксплуатационных запасов и прогнозных ресурсов подземных вод.

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). В настоящее время основным водозаборным сооружением для систем питьевого водоснабжения являются скважины (трубчатые колодцы).

Шахтные колодцы имеют диаметр 1...2 м, глубину 5...30 м. и применяются ограниченно в основном для индивидуального водоснабжения в сельской местности.

Если колодец проходит всю толщу водоносного пласта до водоупора, то его называют совершенным если заканчивается в толще водоносного пласта, не доходя до водоупора – несовершенным. 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 водозабора из подземного источника водоснабжения, оборудованного фильтровыми совершенными скважинами, забирающими воду из напорного пласта

3.2.1 Расчет дебита одиночной скважины в конкретных гидрологических условиях

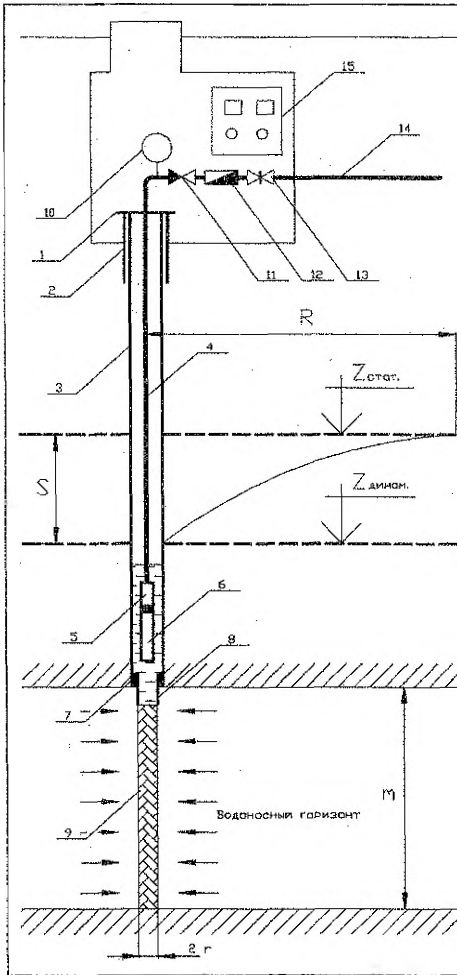
При отсутствии данных опытных откачек, дебит ($\text{м}^3/\text{сут.}$) совершенного колодца (скважины) забирающего воду из напорного пласта (см. рис. 18) определяется по формуле:

$$Q_{\text{сут}} = 2.73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S_{\text{дон}}}{\lg \frac{R}{r}}$$

где K_{ϕ} - коэффициент фильтрации (табл. 3.1);

m – мощность водоносного пласта, м;

$S_{\text{дон}}$ – допустимое понижение статического уровня, м.



- 1 – оголовок;
- 2 – защитная обсадная труба;
- 3 – эксплуатационная обсадная труба;
- 4 – водоподъемная труба;
- 5 – погружной насос;
- 6 – электродвигатель насоса;
- 7 – сальник;
- 8 – надфильтровая труба;
- 9 – фильтр;
- 10 – манометр;
- 11 – обратный клапан;
- 12 – водомер (счетчик воды);
- 13 – задвижка;
- 14 – напорный трубопровод;
- 15 – электрический щит управления

Рисунок 18 – Схема совершенной водозаборной фильтровой скважины (трубчатого колодца)

Из формулы следует, что расход воды из скважины прямо пропорционален понижению статического уровня (глубине откачки) S . Чем больше S , тем больше дебит одной скважины, следовательно, скважин потребуется меньше, строительная стоимость водозабора снизится. Однако с увеличением S , увеличивается высота подачи воду насосами и расход энергии, затрачиваемой на водопъем. Оптимальное понижение уровня воды в скважине устанавливают технико-экономическими расчетами.

R – радиус влияния, м;

r – радиус фильтра скважины, м.

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), $\text{м}^2/\text{сут}$.

t – срок эксплуатации, суток принимается не менее 25 лет.

Для напорных пластов:

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

где μ – показатель (коэффициент) водоотдачи, зависящий от пород и определяемый опытным путем или по эмпирическим формулам (табл. 3.2).

Таблица 3.2 – Примерное значение коэффициентов фильтрации K_{ϕ} в разных породах для практических расчетов

Водоносная порода	Преобладающая крупность частиц, мм	Коэффициент фильтрации, K_{ϕ} , 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 3.3 – 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
Песчаники	0,001...0,03

Таблица 3.4 – Рекомендуемые расстояния между водозаборными скважинами (м)

Водоносная порода	Производительность скважины, $\text{м}^3/\text{ч}$		
	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 3.5 – Значения коэффициента взаимодействия $\alpha_{вз}$ от принятого расстояния между скважинами в зависимости от R

Отношение расстояния между скважинами к радиусу влияния: $\frac{L_{сва}}{R}$	2	1	0,5	0,2	0,02	0,002
$\alpha_{вз}$	1	0,97	0,9	0,81	0,64	0,53

Таблица 3.6

Количество рабочих скважин	Количество резервных скважин на водозаборе категории		
	I	II	III
От 1 до 4	1	1	1
От 5 до 12	2	1	—
13 и более	20 %	10 %	—

Примечания.

1. В зависимости от гидрогеологических условий и при соответствующем обосновании количество резервных скважин может быть увеличено.
2. Для водозаборов всех категорий следует предусматривать наличие на складе резервных насосов: один — при количестве рабочих скважин до 12; 10 % от количества рабочих скважин тоже более 12.
3. Категории водозаборов по надежности подачи воды следует принимать согласно СНБ 4.01.01.

3.2.2 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 granulометрического состава контактирующей породы водоносного пласта или гравийной обсыпки (табл. 3.7).

Таблица 3.7 – Размеры проходных отверстий фильтра водозаборных скважин

Типы фильтров	Размеры отверстий, мм при K_H	
	≤ 2	≥ 2
Проволочные	(2,5...3) d_{50}	(3...4) d_{50}
Щелевые	(1,25...1) d_{50}	(1,5...2) d_{50}
Сетчатые	(1,5...2) d_{50}	(2...2,5) d_{50}

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

$$Q_{\text{выт}} \leq FV_{\text{ф}}$$

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

F — площадь фильтрующей поверхности фильтра, m^2 ;

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

где D_{ϕ} — диаметр фильтра (см. задание), м;

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

В водоносных пластах мощностью до 10 м можно принимать:

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

в пластах большей мощности:

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

где $\beta = 0,5...0,8$;

$V_{ex. доп.}$ — допустимая скорость фильтрации при выходе воды из пласта в фильтр (входная скорость), м/сут, определяется по формулам:

- для дырчатых, шелевых, проволочных и сетчатых фильтров:

$$\geq V_{ex. доп.} = 65 \cdot \sqrt{K_{\phi}}, \text{ м/сут.},$$

- для гравийных и блочных фильтров:

$$V_{ex. доп.} = 1000 \cdot K_{оп. \phi} \cdot \left(\frac{d_{50}}{D_{50}} \right)^2,$$

3.2.3 Определение понижения уровней в скважинах

Понижение уровня для группы скважин зависит от расстояний между ними и определяется по формуле:

$$S = \frac{0,37}{K_{\phi} m} \sum_{i=0}^{i=n} q_{сваж. \text{ п. об. } i} \cdot \lg R/r,$$

$$S_{\max} = \frac{0,37}{K_{\phi} m} \left(Q_{свт1} \lg R/r_0 + Q_{свт2} \lg \frac{R}{r_{2-1}} + \dots + Q_{свт5} \lg \frac{R}{r_{5-1}} \right),$$

где $Q_{свт 1-5}$ — дебиты скважин, $m^3/\text{сут.}$;

r_0 — радиус скважины, м;

r_{2-1}, \dots, r_{5-1} — расстояния от центральной скважины до скважины, в которой определяется понижение, м.

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:

$$\Delta S = \frac{Q_{свт} \cdot \xi_2}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m}, \text{ м},$$

где $Q_{свт}$ — расход воды из скважины, $m^3/\text{сут.}$;

ξ_2 — фильтрационное сопротивление, величина которого принимается по рис. 3.3 в зависимости от типа, конструкции фильтра и характеристики водоносных пород (коэффициента фильтрации K_{ϕ}).

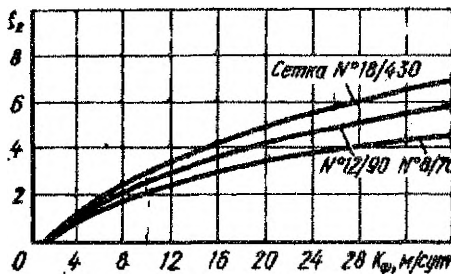


Рисунок 19 – График функции ζ_2 для определения потерь напора в сетчатых фильтрах

3.2.4 Расчет основных параметров насосного оборудования и подбор насосов

Вода из скважин погружными насосами подается в распределительную чашу фильтров станции очистки. Требуемый напор погружного насоса:

$$H_{\text{н}} = H_{\text{г}} + \Sigma h_{\text{скваж-о.с.}}$$

где $H_{\text{г}}$ – геометрическая высота подъема воды;

$\Sigma h_{\text{скваж-о.с.}}$ – потери напора в трубопроводах от скважины до водоочистой станции

$$\Sigma h_{\text{скваж-о.с.}} = h_{\text{водом}} + h_{\text{длине}} + h_{\text{излив}}$$

$h_{\text{водом}}$ – потери в водомере (счетчике воды), принять – 1 м.;

$h_{\text{длине}}$ – общие потери в трубопроводах при движении воды;

$h_{\text{излив}}$ – потери напора на излив, принять – 1,5 м.

Подача погруженного насоса соответствует дебиту скважины.

Потери напора в щели между погруженным электродвигателем и обсадной колонной:

$$h_{\text{щели}} = \frac{0,04 \cdot l_e + 0,3(D_c - D_e)}{12,1 \cdot (D_e + D_o)^2 \cdot (D_c - D_o)^3} \cdot Q_c^2, \text{ м.}$$

где l_e – длина электродвигателя, м;

D_c – внутренний диаметр обсадной колонны, м;

D_e – диаметр электродвигателя, м;

Q_c – расход воды, забираемой из скважины, м³/с.

3.2.5 Разработка схемы установки насосов в скважинах

При установке насосов в скважине следует руководствоваться следующим (рис.21):

- производительность насоса должна на 25% быть ниже дебита скважины;
- при расчете динамического уровня воды в обсадной трубе следует учитывать потери напора в фильтре и потери напора в щели между электродвигателем насоса и обсадной трубой;

- всасывающие отверстия насоса следует заглублять под динамический уровень на расстояние, равное $A + (1...7)$ м (см. рис 20 и 21).
- длина надфильтровой трубы $3...5$ м;
- минимальное расстояние между двигателем насоса и фильтром 1 м;
- расстояние между кровлей водоупора и фильтром не менее $0,5...1,0$ м.

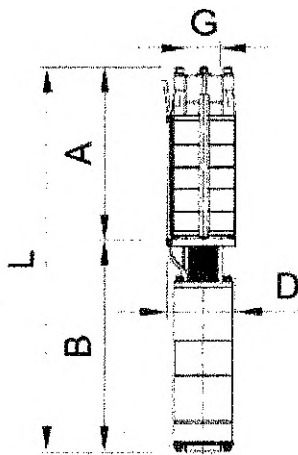
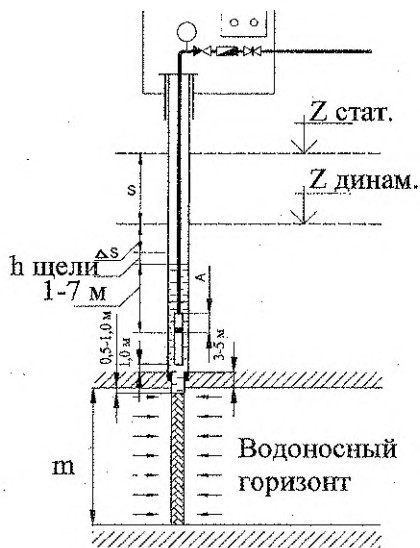


Рисунок 20 – Основные установочные размеры погружных скважинных насосов

Рисунок 21 – Схема установки насоса в скважине

Пример 3.1 Расчет водозабора из подземного источника водоснабжения, оборудованного совершенными скважинами, забирающими воду из напорного пласта.

Исходные данные (см. рис. 22):

Отметка площадки водозабора: $Z_2 = 135,0$ м;

Отметка кровли водоупора: $Z_3 = 104,8$ м;

Отметка подошвы водоупора: $Z_4 = 91,5$ м;

Отметка подошвы водоносного горизонта: $Z_5 = 55,0$ м;

Отметка статического уровня воды: $Z_6 = 108,1$ м;

Допустимое понижение статического уровня: $S_{\text{дон}} = 18,3$ м;

Порода водоносного горизонта: песок мелкий;

Производительность водозабора: $Q_{\text{сут макс}} = 6068$ м³/сутки;

Радиус фильтра водозаборной скважины: $r = 0,075$ м;

Длина водоводов 1-го подъема $L_{1 \text{ подз}} = 546$ м;

Отметка воды в распределительной чаше станции водоподготовки

$Z_7 = 139,0$ м.

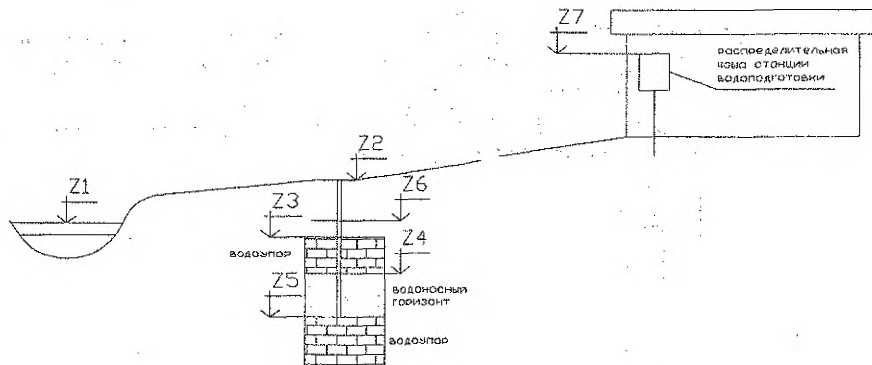


Рисунок 22 – Исходные данные для расчета водозабора из подземного источника водоснабжения, с фильтровыми совершенными скважинами, забирающими воду из напорного пласта

Где Z1- отметка уровня верхних вод УВВ, в поверхностном источнике водоснабжения м. (см. исходные данные); Z2 – отметка земли площадки водозабора; Z3 – отметка кровли водоупора, м; Z4 – отметка подошвы водоупора, (кровли водоносного горизонта), м; Z5 – отметка кровли водоупора, ограничивающего водоносный горизонт снизу (подошва водоносного горизонта), м; Z6 – отметка статического уровня подземных вод, м; Z7 – отметка уровня воды в распределительной чаше станции водоподготовки

Решение:

Мощность водоносного горизонта:

$$m = Z4 - Z5 = 91,5 - 55,0 = 36,5 \text{ м.}$$

По таблице 3.1 для песка мелкого принимается значение коэффициента фильтрации:

$$K_{\phi} = 7.5 \text{ м/сутки, а по таблице 3.2 коэффициента водоотдачи } \mu = 0.175.$$

Откуда коэффициент проницаемости составит:

$$a = K_{\phi} \cdot m / \mu = 7.5 \cdot 36.5 / 0.175 = 1554 \text{ м}^2 / \text{сут}$$

Радиус влияния скважины:

$$R = 1.5 \cdot \sqrt{at} = 1.5 \cdot \sqrt{1554 \cdot 25 \cdot 365} = 5648 \text{ м}$$

Тогда дебит одиночной скважины:

$$Q_{\text{сут}} = 2.73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S_{\text{зам}}}{\lg \frac{R}{r}} = 2.73 \cdot 7.5 \cdot \frac{36.5 \cdot 18.3}{\lg \frac{5648}{0.075}} = 2802 \text{ м}^3 / \text{сут} = 2802 / 24 = 117 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

По таблице 3.3, учитывая производительность, принимается расстояние между скважинами $L_{скв} = 80$ м.

Откуда

$$\frac{L_{скв}}{R} = \frac{80}{5648} = 0.014$$

Интерполяцией по таблице 3.4 находится коэффициент взаимодействия скважин $\alpha_{взм} = 0.61$.

Дебит одной скважины с учетом взаимодействия составит:

$$q_{скв.взм} = q_{скв} \cdot \alpha_{взм} = 2802 \cdot 0.61 = 1709 \text{ м}^3 / \text{сут} = 1709 / 24 = 71.2 \text{ м}^3 / \text{ч}.$$

Вода из скважины подается на станцию водоподготовки с помощью погружного электрического насоса, который для скважины необходимо подобрать таким образом, чтобы дебит скважины превышал номинальную подачу насоса не менее чем на 25%.

В соответствии с таблицей 3.8 при дебете скважины $71.2 \text{ м}^3 / \text{ч}$ (от 50 до $80 \text{ м}^3 / \text{ч}$) производительность насоса должна составлять $40 \text{ м}^3 / \text{ч} = 960 \text{ м}^3 / \text{сут}$.

Откуда потребное количество скважин на водозаборе составит:

Таблица 3.8 – Выбор подачи насоса в зависимости от дебета скважины

Дебет скважины, $\text{м}^3 / \text{час}$	Производительность насоса, $\text{м}^3 / \text{час}$													
	1	2,5	4	6,3	10	15	25	40	65	100	120	160	210	250
1.3...3														
3...5														
5...8														
8...12														
12...20														
20...30														
30...50														
50...80														
80...125														
125...150														
150...200														
200...260														
260...350														
350...450														

Потребное количество скважин:

$$n = Q_{\text{max сум}} / q_{скв.взм} = 6068 / 960 = 6.3 \text{ шт}.$$

Принимается 7 рабочих скважин с дебитом:

$$q_{скв.раб} = 6068 / 7 = 866,9 \text{ м}^3 / \text{сут} = 866,9 / 24 = 36.12 \text{ м}^3 / \text{ч} = 10,03 \text{ л / с}.$$

В соответствии с таблицей 3.5 при количестве рабочих скважин до 8-ми, дополнительно принимается 2 резервные. Таким образом, на водозаборе предусматривается 9 скважин с расстоянием между ними 80 метров и расположением их в ряд (рис. 3.2).

Понижение статического уровня в центральной скважине № 5 с учетом взаимного влияния составит:

$$S_{5(\max)} = \frac{0,37}{K_{\phi} m} (S_1 + \Delta S_6 + \Delta S_4 + \Delta S_3 + \Delta S_7 + \Delta S_2 + \Delta S_1),$$

где

$\Delta S_1 = \Delta S_7$ — срезка уровней в скважине №5 от воздействия скважин № 1,2,3,4,6,7.

$$\Delta S_6 = \Delta S_4 = Q_{\text{сут}4(6)} \lg \frac{R}{r_{5-4(6)}},$$

где

$r_{5-4(6)}$ — расстояние между скважиной №5 и скважинами № 4 и №6 (см. рис. 3.4).

$$\Delta S_3 = \Delta S_7 = Q_{\text{сут}3(7)} \lg \frac{R}{r_{3-3(7)}},$$

$$\Delta S_2 = Q_{\text{сут}2} \lg \frac{R}{r_{5-2}},$$

$$\Delta S_1 = Q_{\text{сут}1} \lg \frac{R}{r_{5-1}},$$

$$S_{5(\max)} = \frac{0,37}{K_{\phi} m} (S_1 + 2 \cdot \Delta S_6 + 2 \cdot \Delta S_3 + \Delta S_2 + \Delta S_1),$$

$$S_{5(\max)} = \frac{0,37}{7,5 \cdot 36,5} \left(886,9 \cdot \lg \frac{5648}{0,075} + 2 \cdot 866,9 \cdot \lg \frac{5648}{80} + 2 \cdot 866,9 \cdot \lg \frac{5648}{160} + 866,9 \cdot \lg \frac{5648}{240} + 1517 \cdot \lg \frac{5648}{320} \right) = 0,001 \cdot (4227,7 + 2 \cdot 1602,7 + 2 \cdot 1341,8 + 1189 + 1080,8) = 12,38 \text{ м}$$

По аналогии выполняется расчет понижения уровней воды в результате взаимодействия в других скважинах.

Полученное максимальное понижение меньше допустимого $S_{\text{доп}} = 18,3$ м.

Если понижение будет больше, следует увеличить расстояние между скважинами и расчет повторить.

Подбор и расчет фильтров

По условию задачи проектируется фильтровая скважина. Водоносный слой сложен мелкими песками с преобладающей крупностью частиц 0.1–0.25 мм, принимается сетчатый фильтр с сеткой № 12/90.

Поскольку мощность водоносного пласта

$m = 36,5 \text{ м} > 10 \text{ м}$, то длина фильтра l_{ϕ} принимается по формуле:

$$l_{\phi} = \beta m.$$

Рекомендуется $\beta=0,5\dots 0,8$

Откуда

$$l_{\phi} = \beta \cdot m = 0,7 \cdot 36,5 = 25,5 \text{ м.}$$

Площадь фильтрующей поверхности составит:

$$F = \pi \cdot D_{\phi} \cdot l_{\phi} = 3,14 \cdot 0,150 \cdot 25,5 = 12,0 \text{ м}^2$$

Скорость фильтрования:

$$V_{\phi} = q_{\text{см. раб}} / F = 886,9 / 12,0 = 73,9 \text{ м / сутки}$$

Допустимая скорость фильтрования составляет

$$V_{\text{вх. доп.}} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \cdot \sqrt[3]{7,5} = 127,1 \text{ м / сут.}$$

Поскольку скорость фильтрации при рабочем расходе V_{ϕ} меньше допустимой $V_{\text{вх. доп.}}$ то фильтр подобран правильно.

В соответствии с рис. 18, при $K_{\phi}=7,5$ м/сутки,

фильтрационное сопротивление сетчатого фильтра с сеткой № 12/90 составит $\xi_2=2$

Потери напора в фильтре:

$$\Delta S = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot \xi_2}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m} = \frac{866,9 \cdot 2}{6,28 \cdot 7,5 \cdot 36,5} = 1,00 \text{ м}$$

Откуда отметка динамического уровня воды (без учета потерь в щели между насосом и обсадной трубой, которые можно рассчитать после подбора насоса) в скважине №5 составит:

$$Z_{\text{динам}} \approx Z_6 - S_5 - \Delta S = 108,1 - 12,38 - 1,00 = 94,72 \text{ м}$$

Погружной насос рекомендуется заглублять под уровень воды на 3-7 метров.

Тогда отметка всасывающих отверстий погружного насоса составит:

$$Z_{\text{отв. нас.}} = Z_{\text{динам}} (3 \dots 7) \text{ м} = 94,72 - 5 = 89,72 \text{ м.}$$

Длина водоподъемной трубы:

$$L_{\text{вод.}} = Z_2 - Z_{\text{отв. нас.}} = 135,0 - 89,72 = 45,28 \text{ м.}$$

Трассирование и расчет системы транспортирования воды первого подъема

В соответствии с ситуационным планом (рис. 5) осуществляется трассирование системы транспортирования воды первого подъема. Водоводы первого подъема (участок 4-5) прокладываются в две нитки, расход по каждой составит 35,2 л/с. Для повышения надежности водопроводные сети первого подъема предусматриваются из стальных труб, их диаметры на участках принимаются в соответствии с таблицей 3.9.

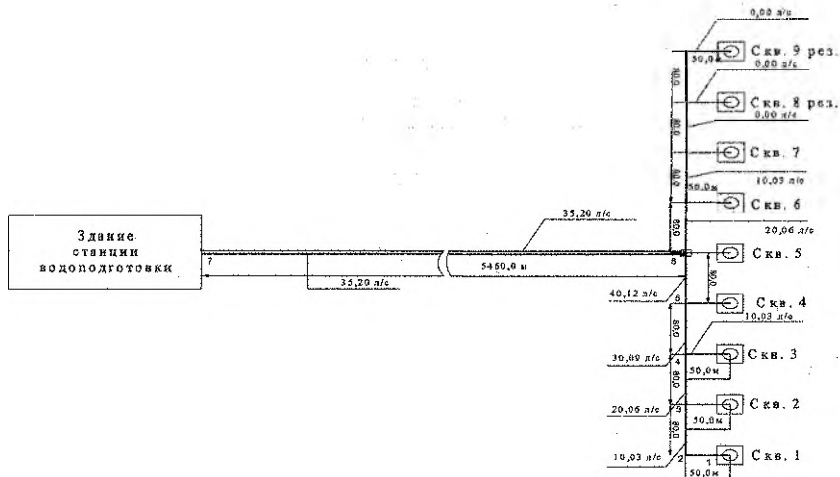


Рисунок 23 – Система транспортирования воды первого подъема

Таблица 3.9 – Предельные экономические расходы

Диаметр условного прохода, мм	Экономический фактор $\Theta = 0,75$			
	Трубы стальные	Трубы чугунные	Трубы асбестоцементные	Трубы пластмассовые
100	<u>11,7</u>	<u>9,4</u>	<u>9,1</u>	<u>8,7</u>
	1,15	1,15	1,17	1,37
125	<u>16,6</u>	<u>15,0</u>	<u>13,8</u>	<u>13,8</u>
	1,19	1,18	1,23	1,35
150	<u>21,8</u>	<u>25,3</u>	<u>23,6</u>	<u>25,9</u>
	1,12	1,40	1,50	1,92
175	<u>29,2</u>	—	—	—
	1,30	—	—	—
200	<u>46,0</u>	<u>45,8</u>	<u>44,0</u>	<u>61,0</u>
	1,34	1,42	1,57	1,95
250	<u>71,0</u>	<u>73,5</u>	<u>71,0</u>	<u>97,7</u>
	1,34	1,46	1,64	1,87
300	<u>103</u>	<u>108</u>	<u>103</u>	<u>241</u>
	1,35	1,48	1,68	3,64
350	<u>140</u>	<u>149</u>	<u>144</u>	—
	1,35	1,53	1,77	—
400	<u>184</u>	<u>197</u>	<u>217</u>	—
	1,36	1,56	2,05	—
500	<u>315</u>	<u>352</u>	<u>505</u>	—
	1,50	1,79	3,09	—

Примечание: Цифры в числителе означают расход воды Q в л/с, цифры в знаменателе – скорость движения воды v в м/с.

По таблице 3.9 по значениям расходов (см. рис.3.4) принимаются диаметры труб на расчетных участках:

Водоподъемная труба: $d=100$ мм;
 Участок 1-2 $d=100$ мм;
 Участок 2-3 $d=100$ мм;
 Участок 3-4 $d=150$ мм;
 Участок 4-5 $d=200$ мм;
 Участок 5-6 $d=200$ мм;
 Участок 6-7 $d=200$ мм.

По таблице 3.9 по значениям диаметров принимаются удельные сопротивления участков для стальных не новых труб и заносятся в таблицу 3.11.

Скорости движения воды на участках определяются по формуле:

$$V = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2}, \text{ м/с,}$$

где $q_{расч}$ – расчетный расход на участке, л/с;
 d - диаметр участка, мм.

$$V_{водоп} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 10,03 \cdot 1000}{3,14 \cdot 100^2} = 1,28 \text{ м/с,}$$

$$V_{1-2} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 10,03 \cdot 1000}{3,14 \cdot 100^2} = 1,28 \text{ м/с,}$$

Таблица 3.10 – Удельные сопротивления A для стальных труб

Условный проход d_n , мм	Наружный диаметр $d_{нн}$ мм	Новые трубы при $v=1\text{м/с}$		Пеновые трубы при $v>1.2\text{м/с}$	
		d_0 , мм	$A, \text{с}^2/\text{л}^2 \cdot 10^6$	d_p , мм	$A, \text{с}^2/\text{л}^2 \cdot 10^6$
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 3.11

Поправочные коэффициенты K к значениям удельных сопротивлений A								
V , м/с	Трубы				V , м/с	Трубы		
	стальные новые	чугунные новые	Не новые стальные и чугу- нные	асбесто- цементные		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

$$V_{3-4} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 20,06 \cdot 1000}{3,14 \cdot 150^2} = 1,14 \text{ м/с},$$

$$V_{4-5} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 30,09 \cdot 1000}{3,14 \cdot 200^2} = 0,96 \text{ м/с},$$

$$V_{5-6} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 40,12 \cdot 1000}{3,14 \cdot 200^2} = 1,28 \text{ м/с},$$

$$V_{6-7} = \frac{4 \cdot q_{расч} \cdot 10^3}{3,14 \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 35,20 \cdot 1000}{3,14 \cdot 200^2} = 1,12 \text{ м/с}.$$

Поправочный коэффициент K для участков принимается по таблице 3.11 для не новых стальных труб.

Потери напора на участках водопроводных труб первого подъема вычисляются по формуле:

$$h_i = 1,1 \cdot A \cdot K \cdot l \cdot q_{расч}^2,$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий местные потери напора.
Данные по гидравлическому расчету заносятся в таблицу 3.12.

Таблица 3.12 – Гидравлический расчет трубопроводов транспортирования воды первого подъема

Участок	Расчетный расход, л/с	Диаметр участка d, мм	Λ , с ² /м ²	Скорость на участке v, м/с	K	Длина участка, м	Потери напора h, м
1	2	3	5	4	6	7	8
Водоподъемная труба	10,03	100	328.395·10 ⁻⁶	1,28	1,0	45,28	1,49
1-2	10,03	100	328.395·10 ⁻⁶	1,28	1,0	50	1,82
2-3	10,03	100	328.395·10 ⁻⁶	1,28	1,0	80	2,91
3-4	20,06	150	38.969·10 ⁻⁶	1,14	1,01	80	1,38
4-5	30,09	200	6.785·10 ⁻⁶	0,96	1,03	80	0,54
5-6	40,12	200	6.785·10 ⁻⁶	1,28	1,0	80	0,96
6-7	35,20	200	6.785·10 ⁻⁶	1,12	1,01	546	5,05
Всего							14,15

Подбор насосного оборудования скважин

Вода из скважин погружными насосами подается в распределительную чашу фильтров станции очистки. Отметка воды в ней, согласно заданию на проектирование, составляет:

$$Z_7 = 141,8 \text{ м}$$

Напор погружного насоса:

$$H_n = H_r + \sum h_{\text{скваж-о.с.}}$$

где H_r - геометрическая высота подъема воды:

$\sum h_{\text{скваж-о.с.}}$ - потери напора в трубопроводах от скважины до водоочистой станции

$$H_r = Z_7 - Z_{\text{доннал}} = 139,0 - 94,72 = 44,28 \text{ м,}$$

$$\sum h_{\text{скваж-о.с.}} = h_{\text{водом}} + h_{\text{длине}} + h_{\text{излив}}$$

$h_{\text{водом}}$ - потери в водомере (счетчике воды), 1 м;

$h_{\text{длине}}$ - потери в трубопроводах при движении воды (табл. 3.12).

$h_{\text{излив}}$ - потери напора на излив, 1,5 м;

$$\sum h_{\text{скваж-о.с.}} = 1 + 14,15 + 1,5 = 16,65 \text{ м.}$$

Потребный напор погружного насоса составит:

$$H_n = 44,28 + 16,65 = 60,93 \text{ м.}$$

Подача насоса:

$$Q_{\text{нас}} = 10,03 \text{ л/с} = 36,12 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По каталогу подбираем насос ЭЦВ 8-40-60

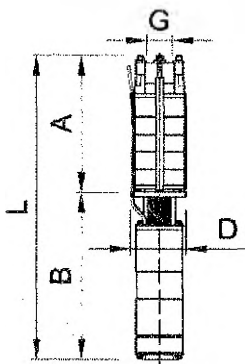


Рисунок 24 – Насос ЭЦВ 8-40-60, основные присоединительные размеры

Таблица 3.13 – Соответствие внутреннего диаметра обсадной трубы типоразмеру насоса

Внутренний диаметр обсадной трубы, не менее, мм	98	150	199	250	301
Типоразмер насоса	4"	5", 6"	8"	10"	12"

В соответствии с таблицей 3.12 принимается стальная обсадная труба 219x5 Д по ГОСТ 10704-76, по каталогу определяются основные размеры насоса (таблица 3.14) и вычисляются потери напора в щели между насосом и обсадной трубой:

Таблица 3.14 – Основные размеры насоса ЭЦВ 8-40-60

Типоразмер агрегата	Электродвигатель		Габаритные и присоединительные размеры (мм)					Масса агрегата (кг)
	Модель	P ₂ (кВт)	D	L	A	B	G	
эцв 8-40-60	пэдв 6-11	11	186	1310	418	892	82	89,0

$$h_{\text{щели}} = \frac{0,04 \cdot l_s + 0,3(D_c - D_s)}{12,1 \cdot (D_c + D_s)^2 \cdot (D_c - D_s)^3} \cdot Q_c^2 = \frac{0,04 \cdot 0,892 + 0,3 \cdot (0,2 - 0,186)}{12,1 \cdot (0,2 + 0,186)^2 \cdot (0,2 - 0,186)^3} \cdot (10,03 \cdot 10^{-1})^2 = 0,8 \text{ м}$$

Т. е. отметка динамического уровня в скважине №5 составит:

$$Z_{\text{динам}} \approx Z_6 - S_s - \Delta S - \Delta h = 108,1 - 12,38 - 1,00 - 0,8 = 94,72 - 0,8 = 93,92 \text{ м}.$$

Всасывающие отверстия насоса будут погружены под уровень на расстояние: $H = 93,92 - 89,72 = 4,2 \text{ м}$, что находится в рекомендуемых пределах (3...5 м).

3.3 Мероприятия по санитарной охране водозабора из подземных источников

Согласно постановлению Центрального Исполнительного Комитета (ЦИК) и Совета Народных Комиссаров (СНК) Союза Советских Социалистических Республик (СССР) от 17 мая 1937 года в целях предотвращения загрязнения воды в окрестностях водозабора подземных вод установлены три пояса санитарной охраны.

В настоящее время зоны санитарной охраны проектируются в соответствии с Санитарными правилами и нормами СанПиН 10-113 РБ 99 «ПИТЬЕВАЯ ВОДА И ВОДОСНАБЖЕНИЕ НАСЕЛЕННЫХ МЕСТ». Зоны санитарной охраны источников водоснабжения и водопроводов хозяйственно-питьевого назначения.

3.3.1 Границы первого пояса

Водозаборы подземных вод должны располагаться вне территории промышленных предприятий и жилой застройки. Расположение на территории промышленного предприятия или жилой застройки возможно при надлежащем обосновании. Граница первого пояса устанавливается на расстоянии не менее 30 м от водозабора при использовании защищенных подземных вод и на расстоянии не менее 50 м при использовании недостаточно защищенных подземных вод.

3.3.2 Граница второго пояса

Граница второго пояса ЗСО определяется гидродинамическими расчетами, исходя из условий, что микробное загрязнение, поступающее в водоносный пласт за пределами второго пояса, не достигает водозабора. Основными параметрами, определяющими расстояние от границ второго пояса ЗСО до водозабора, является время продвижения микробного загрязнения с потоком подземных вод к водозабору (T_m). При определении границ второго пояса T_m принимается по таблице 3.15.

3.3.3 Граница третьего пояса

Граница третьего пояса ЗСО, предназначенного для защиты водоносного пласта от химических загрязнений, также определяется гидродинамическими расчетами.

При этом следует исходить из того, что время движения химического загрязнения к водозабору должно быть больше расчетного T_x .

T_x принимается как срок эксплуатации водозабора (обычный срок эксплуатации водозабора - 25—50 лет).

Если запасы подземных вод обеспечивают неограниченный срок эксплуатации водозабора, третий пояс должен обеспечить соответственно более длительное сохранение качества подземных вод.

Расчет зон санитарной охраны достаточно сложен (рис.25), целесообразно выполнить его на ЭВМ, например, по программе «Zone».

Таблица 3.15 – Время T_n расчета границ 2-го пояса ЗСО

Гидрогеологические условия	T_n (в сутках)	
	В пределах I и II климатических районов	В пределах III климатического района
1. Недостаточно защищенные подземные воды (грунтовые воды, а также напорные и безнапорные межпластовые воды, имеющие непосредственную гидравлическую связь с открытым водоемом)	400	400
2. Защищенные подземные воды (напорные и безнапорные межпластовые воды, не имеющие непосредственной гидравлической связи с открытым водоемом)	200	100

*Территория РБ в соответствии с СНБ 2.04.02 «Строительная климатология» – 2000 отнесена ко II климатическому району.

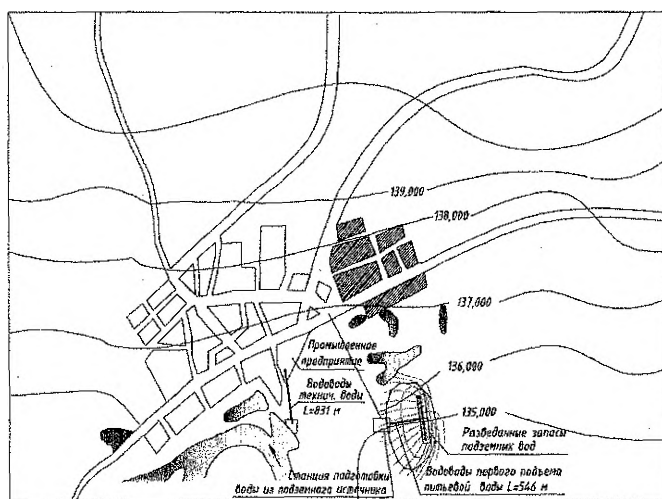


Рисунок 25 – Пример расчета зон санитарной охраны, 2-й и 3-й пояса по программе «Zone»

Литература

1. Водозаборные сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-4.01-30-2009 (02250). Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009
2. Водоснабжение питьевое. Общие положение и требования: СНБ 4.01.01-03. – Минск, 2004.
3. Наружные водопроводные сети и сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-4.01-32-2010 (02250). – Минск.
4. Водоснабжение питьевое. Общие положение и требования: СНБ 4.01.01-03. – Минск, 2004.
5. Наружные водопроводные сети и сооружения. Правила проектирования: ТКП 45-4.01-197-2010 (02250). – Минск.
6. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества: СанПиН 10-124 РБ 99. – Минск.
7. Строительство. Монтаж наружных сетей и сооружений водоснабжения и канализации: СТБ 2072-2010. – Минск.
8. Насосные станции систем водоснабжения. Правила проектирования: ТКП 45-4.01-200-2010. – Минск, 2011.
9. Сети водоснабжения и канализации из полимерных труб. Правила проектирования и монтажа: ТКП 45-4.01-29-2006 (02250). – Минск.
10. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений / Под ред. проф. М.Г. Журбы. – в 3-х т. – М.-Вологда, 2001. – I и III том.
11. Шевелев, Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб / Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. – М.: Стройиздат, 1986.
12. Березин, С.Е. Насосные станции с погружными насосами. Расчет и проектирование / С.Е. Березин [и др.]. – М.:ОАО «Издательство «Стройиздат», 2008. – 160 с.: ил.

Учебное издание

Составители:

*Житенёв Борис Николаевич
Винник Наталья Семеновна
Андреюк Светлана Васильевна
Рыбак Екатерина Сергеевна
Сук Евгения Владимировна*

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ

«Водозаборные сооружения»
для студентов специальности 1–70 04 03
«Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»
специализации 1–70 04 03 01
«Системы водоснабжения и водоотведения»

для дневной, заочной и сокращенной форм обучения

Ответственный за выпуск: Житенёв Б.Н.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная верстка: Митлошук М.А.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано в печать 30.01.2017 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага «Performer».
Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 3,02. Уч. изд. л. 3,25. Заказ №1211. Тираж 50 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.