

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

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

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

Методические указания

**к выполнению практических работ по дисциплине
«Насосные станции
и сельскохозяйственное водоснабжение»**

*для студентов специальности
1 - 74 05 01 – «Мелиорация и водное хозяйство»*

УДК 532

Методические указания подготовлены для студентов, изучающих курс «Насосные станции и сельскохозяйственное водоснабжение».

Настоящее пособие содержит порядок выполнения практических работ по вариантам, необходимые методические рекомендации, а также перечень требуемой литературы.

Составители: Мороз В.В., ст. преподаватель
Сенчук Д.Д., ассистент
Новосельцева А.Г., ассистент

Рецензент: Новик С.А., главный специалист отдела комплексного проектирования № 2 УП Институт «Брестстройпроект»

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ ОБЪЕКТА ВОДОСНАБЖЕНИЯ.....	4
1.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУТОЧНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ.....	4
1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧАСОВЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ.....	5
2. ВЫБОР СХЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ТРАССИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ.....	9
3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ.....	11
3.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ ВОДЫ, ОТБИРАЕМЫХ НА УЧАСТКАХ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ (ПУТЕВЫЕ РАСХОДЫ)	11
3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УЗЛОВЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ	12
3.3. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ПОТОКОРАСПРЕДЕЛЕНИЕ	12
3.4. ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ УВЯЗКА КОЛЬЦЕВОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ	13
3.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТУПИКОВОЙ СЕТИ И НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ	16
3.6. РАСЧЕТ ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКИХ ОТМЕТОК И ИЗБЫТОЧНЫХ ДАВЛЕНИЙ	16
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ	21
4.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ	21
4.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА БАКА ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ И ЕГО ПАРАМЕТРОВ	21
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕЗЕРВУАРА ЧИСТОЙ ВОДЫ	24
5.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА РЕЗЕРВУАРА.....	24
5.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ РЧВ	25
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН	26
7. НАЗНАЧЕНИЕ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ.....	40
8. ДЕТАЛИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ.....	41
ЛИТЕРАТУРА	47

ВВЕДЕНИЕ

Среди многих отраслей современной науки, направленных на повышение уровня жизни людей, благоустройства населенных мест и развития промышленности, водоснабжение занимает важное место, а также является одной из важнейших отраслей народного хозяйства.

Вода расходуется различными водопотребителями на самые разные нужды (население, которое использует воду для хозяйственно-питьевых нужд, предприятия).

На практических занятиях необходимо: определить расчетное водопотребление, выбрать схему водоснабжения и произвести трассировку водопроводных сетей, выполнить гидравлический расчет водопроводной сети в час максимального водопотребления, определить высоту и емкость водонапорной башни, параметры резервуара чистой воды, выполнить расчет водозаборных скважин, назначить зоны санитарной охраны подземного источника водоснабжения, выполнить деталировку сети.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ ОБЪЕКТА ВОДОСНАБЖЕНИЯ

1.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУТОЧНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

Исходные данные: Численность населения – 4000 человек, этажность жилой застройки – 4, степень благоустройства – 6, водопотребление ремонтно-механических мастерских – 87 м³/сут., количество голов крупного рогатого скота на комплексе – 980, требуемое давление для зданий комплекса – 0,1 МПа.

Суточная норма водопотребления представляет собой количество воды, расходуемое в течение суток тем или иным потребителем. Величина нормы зависит от вида потребителя и способа расходования ими воды.

$$Q_{\text{сут.ср.}} = \frac{k_n \cdot q_{x/n} \cdot N}{1000},$$

где k_n – коэффициент, учитывающий расход воды на нужды учреждений, организаций и предприятий обслуживания населения, а также неучтенные расходы; принимается от 1,1 до 1,2;

$q_{x/n}$ – среднесуточная норма водопотребления на одного жителя, л/сут.;

N – количество жителей, чел.

Норму хозяйственно-питьевого водопотребления в населенных пунктах принимают в зависимости от степени оснащения зданий санитарно-гигиеническим оборудованием (см. Приложение 1). Указанные нормы предусматривают водопотребление только в жилых домах и общественных зданиях. Выбирают нормы в зависимости от высоты зданий, а также климатических и других условий. В данном расчетном случае при степени благоустройства 6 принимается норма водопотребления 210 л на человека в сутки. Тогда

$$Q_{\text{сут.ср.}} = \frac{1,1 \cdot 210 \cdot 4400}{1000} = 1016 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

Определяются расчетные расходы воды в сутки наибольшего и наименьшего водопотребления:

$$Q_{\text{сут. max}} = K_{\text{сут. max}} \cdot Q_{\text{сут.ср.}} = 1,1 \cdot 1016 = 1118 \text{ м}^3 / \text{сут.},$$

$$Q_{\text{сут. min}} = K_{\text{сут. min}} \cdot Q_{\text{сут.ср.}} = 0,9 \cdot 1016 = 711 \text{ м}^3 / \text{сут.},$$

где $K_{\text{сут. max}}$, $K_{\text{сут. min}}$ – соответственно, максимальный и минимальный коэффициенты суточной неравномерности водопотребления, учитывающие уклад жизни населения, режим работы промышленных предприятий, степень благоустройства зданий и изменение водопотребления по сезонам года и дням ($K_{\text{сут. max}} = 1,1-1,3$, $K_{\text{сут. min}} = 0,7-0,9$).

Суточное водопотребление ремонтно-механических мастерских по заданию принимается 87 м³/сут.

Суточное водопотребление животноводческого комплекса:

$$Q_{сут.ср.} = \frac{q \cdot N_{голов}}{1000} = \frac{100 \cdot 980}{1000} = 98 \text{ м}^3 / \text{сут.},$$

где q – расход воды на одну голову скота, л/сут., для коров молочной породы $q = 100$ л/сут. на одну голову, для коров мясной породы

$q = 80$ л/сут. на одну голову;

$N_{голов}$ – число голов скота.

В зависимости от местных условий удельное среднесуточное за поливочный сезон потребление воды на поливку в расчете на одного жителя можно принять в размере $q_{пол} = 5 \dots 10$ л/сут.

Количество поливок надлежит принимать 1-2 в сутки в зависимости от климатических условий.

Суточный расход воды на полив зеленых насаждений принимается, исходя из нормы 5 л/сут. на одного жителя:

$$Q_{сут.полив.} = \frac{q_{полив} \cdot N}{1000} = \frac{5 \cdot 4400}{1000} = 22 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧАСОВЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

Водопотребители расходуют воду в течение суток неравномерно. Поэтому для построения общего суточного графика водопотребления из сети необходимо определить часовые расходы воды каждым потребителем, затем их просуммировать. Степень расходования воды зависит от категории водопотребителя.

Для населенных пунктов часовые расходы воды определяют с учетом коэффициентов часовой неравномерности водопотребления $K_{ч. max}$, $K_{ч. min}$, которые определяются по формулам:

$$K_{ч. max} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max};$$

$$K_{ч. min} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min},$$

где α – коэффициент, учитывающий степень благоустройства и другие местные условия ($\alpha_{max} = 1,2-1,4$, $\alpha_{min} = 0,4-0,6$);

β – коэффициент, учитывающий количество жителей в населенном пункте, см. табл. 1.1.

Таблица 1.1.

Коэффициент	Число жителей, тыс. чел.																
	до 0,1	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	1000 и более
β_{max}	4,5	4	3,5	3	2,5	2,2	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1
β_{min}	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

$$K_{ч. max} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} = 1,2 \cdot 1,48 = 1,78$$

$$K_{ч. min} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} = 0,4 \cdot 0,2 = 0,08$$

Максимальный и минимальный часовые расходы воды населением из водопроводной сети, м³/час, определяют по формулам:

$$Q_{ч. max} = K_{ч. max} \frac{Q_{сум. max}}{24} = 1,78 \frac{1118}{24} = 82,92 \text{ м}^3 / \text{час},$$

$$Q_{ч. min} = K_{ч. min} \frac{Q_{сум. min}}{24} = 0,08 \frac{711}{24} = 2,37 \text{ м}^3 / \text{час}$$

По максимальному коэффициенту часовой неравномерности $K_{ч. max} = 1,78$ принимается соответствующий типовой график распределения расходов по часам суток, Приложение 2.

Таблица 1.2 – Распределение расходов воды по часам суток

Часы суток	Расход воды населением		Ремонтно-механические мастерские		Животноводческий комплекс		Полив	Всего	
	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч		м ³ /ч	м ³ /ч
1	0,9	10,06			0,5	0,49		10,55	0,796
2	0,9	10,06			1	0,98		11,04	0,833
3	0,9	10,06			0,5	0,49		10,55	0,796
4	1	11,18			0,5	0,49	5,5	17,17	1,296
5	1,35	15,09	5	4,35	2,2	2,16	5,5	27,10	2,045
6	3,85	43,04	5	4,35	2,2	2,16		49,55	3,740
7	5,2	58,14	5	4,35	4,7	4,61		67,09	5,064
8	6,2	69,32	6	5,22	4,7	4,61		79,14	5,973
9	5,5	61,49	6	5,22	10,2	10,00		76,71	5,789
10	5,85	65,40	6	5,22	5,4	5,29		75,92	5,729
11	5	55,90	8	6,96	7,2	7,06		69,92	5,277
12	6,5	72,67	9	7,83	6,1	5,98		86,48	6,527
13	7,5	83,85	7	6,09	4,2	4,12		94,06	7,099
14	6,7	74,91	6	5,22	9,1	8,92		89,04	6,720
15	5,35	59,81	6	5,22	6,6	6,47		71,50	5,396
16	4,65	51,99	6	5,22	2	1,96		59,17	4,465
17	4,5	50,31	6	5,22	4,2	4,12		59,65	4,502
18	5,5	61,49	6	5,22	3,6	3,53		70,24	5,301
19	6,3	70,43	6	5,22	8,2	8,04		83,69	6,316
20	5,35	59,81	7	6,09	7,2	7,06		72,96	5,506
21	5	55,90			3,5	3,43	5,5	64,83	4,893
22	3	33,54			4,6	4,51	5,5	43,55	3,287
23	2	22,36			0,8	0,78		23,14	1,747
24	1	11,18			0,8	0,78		11,96	0,903
Всего	100	1118	100	87	100	98	22	1325	100

По данным таблицы 1.2 строим ступенчатый график водопотребления (рис. 1.1).

Назначаем график работы насосной станции II подъема. Поскольку на сети имеется водонапорная башня, для уменьшения ее регулирующей емкости принимается ступенчатый график подачи насосной станции, приближая его тем самым к графику водопотребления. Обычно число ступеней графика подачи назначают не более трех, так как его увеличение приводит к увеличению количества насосов, что снижает экономические показатели насосной станции.

На основании графика водопотребления выбираем двухступенчатый график работы насосной станции II подъема (обычно на второй ступени работа насосной станции составляет не более 16-19 часов), и определяется подача насосной станции II подъема и башни.

Подача насосной станции II подъема:

$$q_{нстII} = \frac{q_{II} \cdot Q_{сут}}{100 \cdot 3,6} = \frac{5,52 \cdot 1325}{100 \cdot 3,6} = 20,32 \text{ л / с ,}$$

где q_{II} – подача насосной станции в час максимального водопотребления, % (по графику);

$Q_{сут}$ – водопотребление населенного пункта, включая ремонтно-механические мастерские и животноводческий комплекс, м³/сут.

Подача водонапорной башни:

$$q_{б} = q_{\max} - q_{нстII} = 26,13 - 20,32 = 5,81 \text{ л / с ,}$$

где q_{\max} – потребление воды в час максимального водопотребления, л/с (см. сводную таблицу водопотребления 1.2).

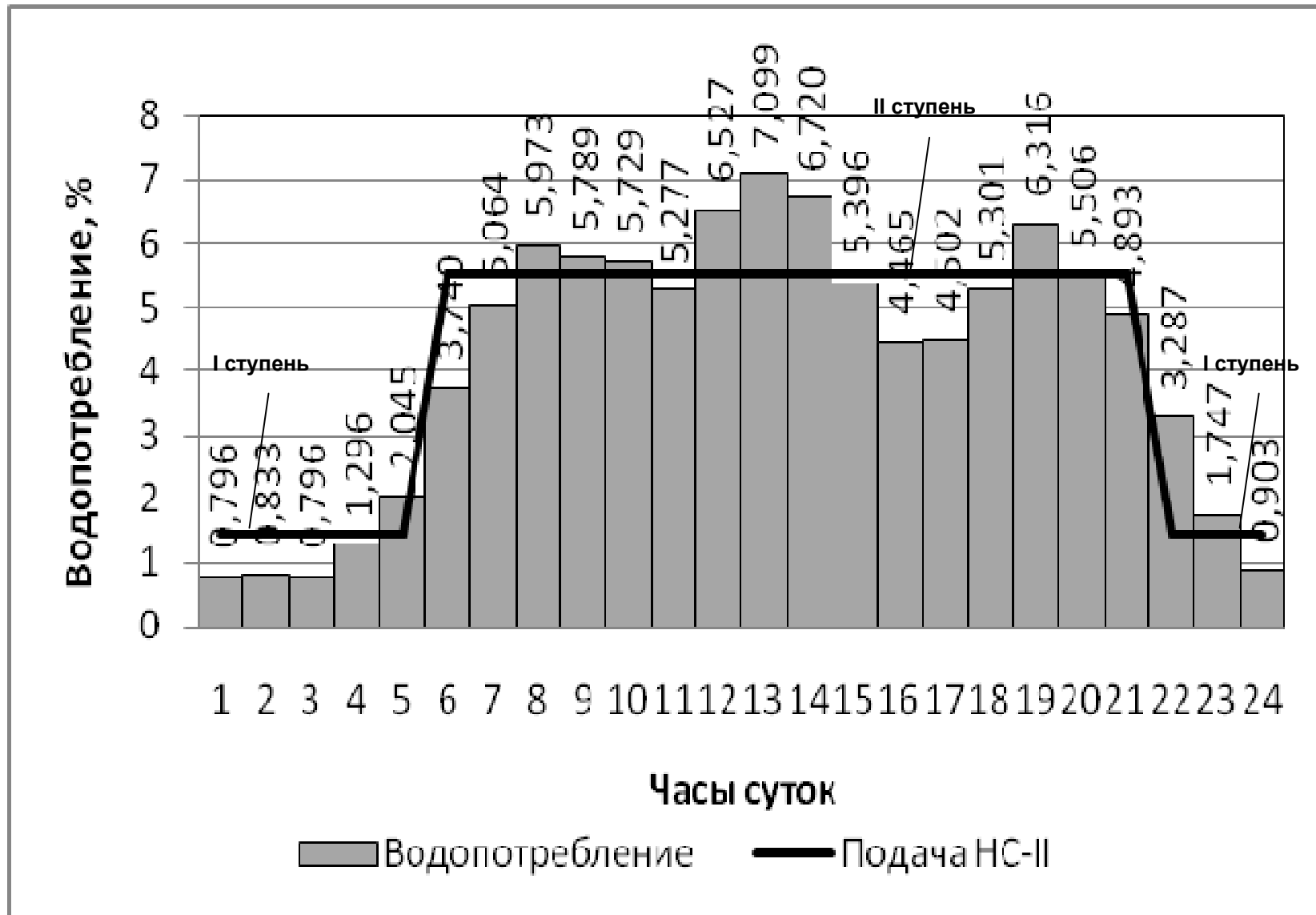


Рисунок 1.1 – Сводный график водопотребления, совмещенный с графиком подачи насосной станции II подъема

2. ВЫБОР СХЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ТРАССИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Схема питания водопроводной сети определяется количеством и месторасположением насосных станций и напорно-регулирующих сооружений. Наиболее распространены системы водоснабжения, в которых сеть питается от одной насосной станции и имеется одно напорно-регулирующее сооружение.

По характеру взаимного расположения насосной станции, водонапорной башни и сети различают схемы с односторонним (сеть с проходной башней), двухсторонним (сеть с контррезервуаром) и комбинированным питанием сети.

Трассирование водопроводной сети, в процессе которого ей придают определенное геометрическое очертание в плане, зависит от планировки объекта водоснабжения и размещения на его территории отдельных водопотребителей, рельефа местности, наличия естественных и искусственных препятствий для укладки труб. Правила трассировки вытекают из требований, предъявляемых к водопроводной сети. По форме сети делят на кольцевые, то есть состоящие из одного или нескольких замкнутых контуров, и разветвленные, или тупиковые. Кольцевые сети обладают следующими преимуществами перед тупиковыми: гарантируют надежную и бесперебойную подачу воды; смягчают действия гидравлических ударов; имеют меньшие диаметры труб; обеспечивают циркуляцию воды.

Недостатком кольцевой сети являются большая протяженность, а следовательно, и высокая стоимость. Для большинства объектов водоснабжения сети проектируют кольцевыми, особенно когда система объединена с противопожарной из условия надежности подачи воды.

Тупиковые сети проектируют в малых водопроводах при числе жителей менее 500 чел. Однако тупиковые сети могут быть и в крупных районных водопроводах при снабжении водой объектов, находящихся на значительном расстоянии.

В данном расчетном случае принимается кольцевая система водоснабжения, а отдельно стоящие потребители соединены с кольцевой сетью тупиковыми водопроводами.

Кольца по возможности должны иметь форму, вытянутую вдоль основного направления движения воды, и охватить равномерно всю территорию населенного пункта. В кольцевых сетях обычно можно наметить основные линии – магистральные, их основное назначение – транспортирование воды. Системы магистральных линий соединяют перемычками магистрального назначения. Они нужны для обеспечения надежности и выравнивания основных продольных магистралей. Расстояние между продольными магистральными линиями обычно назначают 300-500 м, расстояние между перемычками – до 800 м. Все магистральные линии объекта водоснабжения, нанесенные на плане, для расчета разбивают на отдельные участки. Начальные и конечные точки каждого расчетного участка называют узлами и обозначают порядковыми номерами. Узлы назначают во всех точках, где имеются сосредоточенные расходы воды, а также в точках пересечений линий. Порядок трассировки следующий:

1. Намечаются внешние границы колец, они должны проходить внутри жилой застройки.

2. Проводятся перемычки магистрального назначения.

3. Все магистральные линии разбиваются на отдельные участки.

4. Начальные и конечные точки каждого участка нумеруются.

Трассировка водопроводной сети поселка представлена на рис. 2.

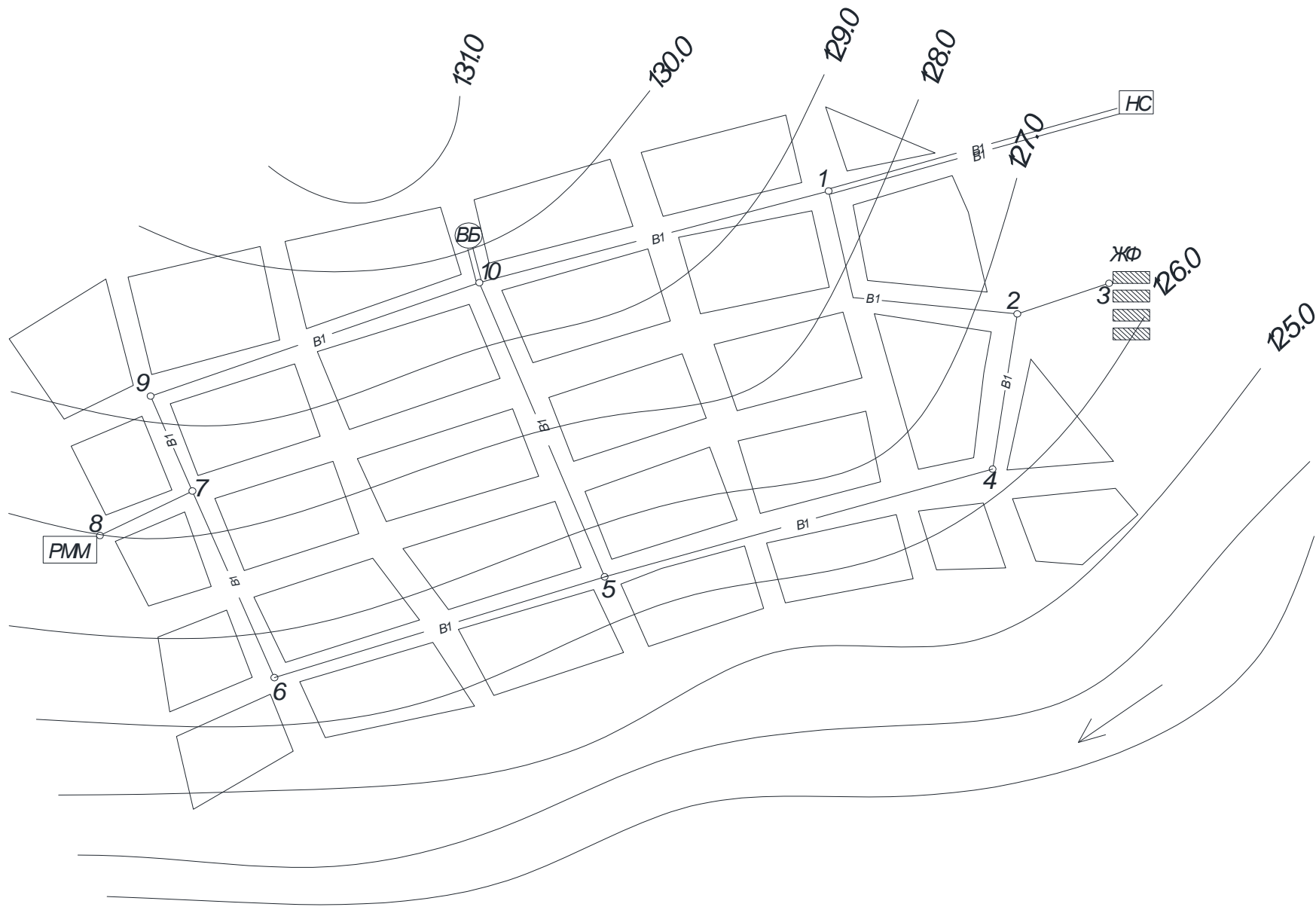


Рисунок 2.1 – Трассировка водопроводной сети

3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Гидравлический расчет водопроводной сети сводится к выбору экономически наиболее выгодных диаметров труб и определению потерь напора на его участках. Вычисленные потери напора используются затем для расчета высоты водонапорной башни и требуемого напора насосов, питающих водопроводную сеть.

3.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ ВОДЫ, ОТБИРАЕМЫХ НА УЧАСТКАХ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ (ПУТЕВЫЕ РАСХОДЫ)

После трассировки магистральную сеть разбивают на расчетные участки. Начало и конец каждого участка нумеруют. Для каждого расчетного случая работы сети определяют узловые отборы. Но для начала определяют путевые расходы на участках.

Удельный расход воды и магистральной сети:

$$q_{уд.} = \frac{q_{х.п.}}{\sum L}, \text{ л / с} \cdot \text{ м},$$

где $q_{х/п}$ – расход на хозяйственно-питьевые нужды населения в час максимального водопотребления, л/с (см. сводную таблицу водопотребления 1.2.);

$\sum L$ – суммарная протяженность водоводов кольцевой сети (исключая тупиковые линии, ведущие к мастерским и животноводческому комплексу, а также водоводы, ведущие от башни и насосной станции), м.

$$q_{уд.} = \frac{23,29}{2205} = 0,0105631 \text{ л / с} \cdot \text{ м}$$

Зная удельный расход воды, мы можем определить путевые расходы воды на каждом участке:

$$q_{пут} = q_{уд.} \cdot L_i, \text{ л/с},$$

где L_i – длина i -го участка кольцевой сети, м.

Таблица 3.1 – Определение путевых расходов

№ участка	Длина участка L, м	Путевой расход на участке, л/с
1-2	240	2,54
2-4	175	1,85
4-5	335	3,54
5-6	290	3,06
6-7	180	1,90
7-9	105	1,11
9-10	295	3,12
10-5	285	3,01
10-1	300	3,17
Всего	$\sum L = 2205 \text{ м}$	$\sum q_{пут} = q_{х/п} = 23,29$

3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УЗЛОВЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

Узловые расходы воды условно принимаются постоянными, не зависящими от напора в водопроводной сети.

Для расчета узловых расходов используют следующую формулу:

$$q_{\text{узл}} = 0,5 \sum q_{\text{пут}} + Q_{\text{кр.п.}}, \text{ л/с},$$

где $\sum q_{\text{пут}}$ – сумма путевых расходов на участках, примыкающих к расчетному узлу, л/с;

$Q_{\text{кр.п.}}$ – расход воды крупными потребителями в расчетном узле (сосредоточенные расходы), л/с, принимается из сводной таблицы водопотребления 1.2 для часа максимального водопотребления.

В час максимального водопотребления сосредоточенные расходы составляют: ремонтно-механические мастерские – 1,69 л/с (узел № 7), животноводческий комплекс – 1,14 л/с (узел № 2).

Таблица 3.2 – Определение узловых расходов

№ узла	№ участков, примыкающих к узлу	Сумма путевых расходов, л/с	Расходы от крупных потребителей, л/с	Узловой расход, л/с
1	1-2, 1-10	5,70		2,85
2	2-1, 2-4	4,38	1,14	3,33
4	4-2, 4-5	5,39		2,69
5	5-4, 5-10, 5-6	9,61		4,81
6	6-5, 6-7	4,96		2,49
7	7-6, 7-9	3,01	1,69	3,20
9	9-7, 9-10	4,23		2,11
10	10-9, 10-5, 10-1	9,30		4,65
Всего				$\sum q_{\text{узл}} = q_{\text{max}} = 26,13 \text{ л/с}$

3.3. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ПОТОКОРАСПРЕДЕЛЕНИЕ

Зная узловые расходы и подачи насосной станции и водонапорной башни, можно сделать предварительное потокораспределение, целью которого является назначение направлений движения воды в линиях сети и определение линейных расходов. Очевидно, что количество воды, подаваемое в водопроводную сеть водопитателями, должно быть равно количеству воды, отбираемой потребителями.

Перед распределением намечается точка схода потоков. Выбор этой точки зависит от взаимного расположения водопитателей. За точку схода потоков принимается наиболее удаленный от водопитателей и высоко расположенный узел (в данном примере узел № 6). Для всех линий сети намечается направление движения воды к точке схода потоков, затем участки сети нумеруются.

Предварительное потокораспределение расходов воды начинается с ближайшего к главному водопитателю узла, затем намечаются линейные расходы таким образом, чтобы для каждого узла было справедливо тождество:

$$\sum q_i = 0,$$

где $\sum q_i$ – сумма поступающих в i -й узел и уходящих из него расходов воды.

Поступающие в узел расходы принимаются со знаком “+”, уходящие со знаком “-”.

Результаты предварительного потокораспределения представлены на рис. 3.1.

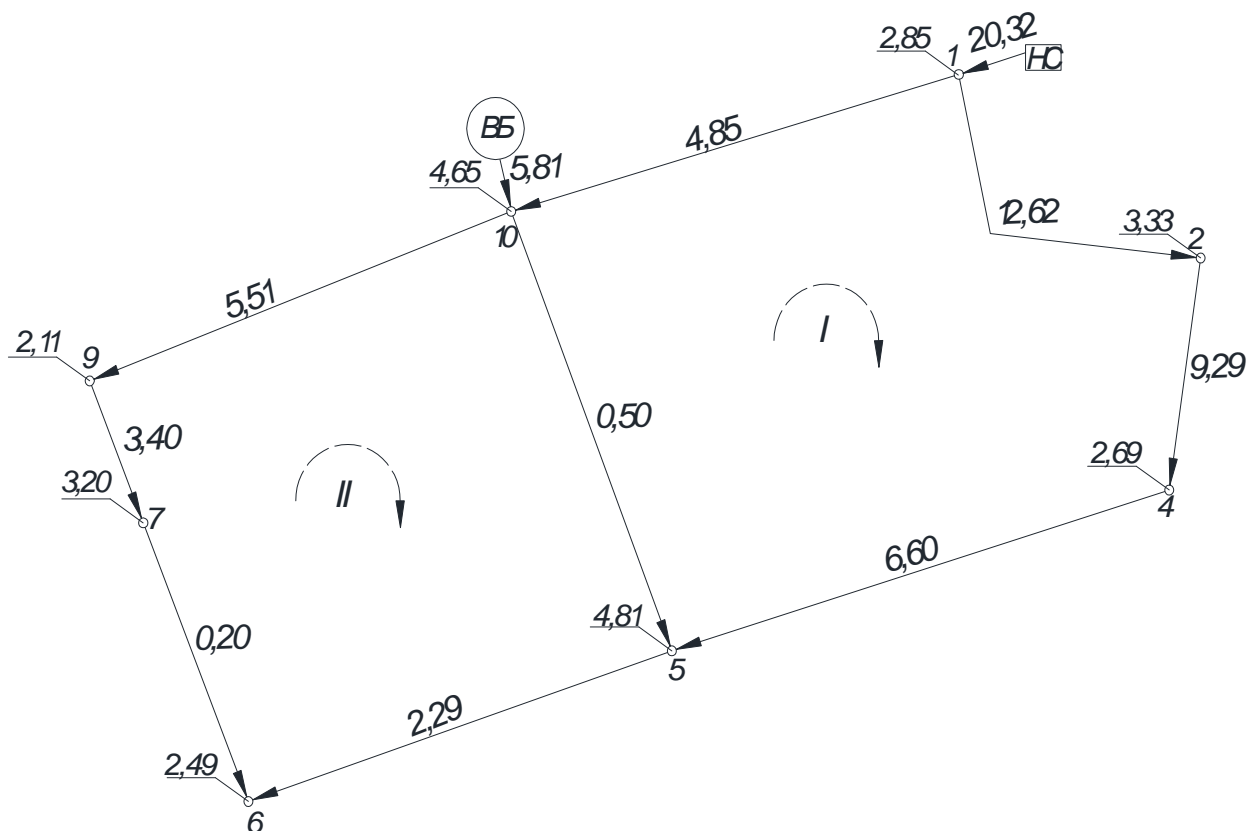


Рисунок 3.1– Предварительное потокораспределение

3.4. ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ УВЯЗКА КОЛЬЦЕВОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

По результатам предварительного потокораспределения делается гидравлическая увязка кольцевой сети, результат которой сводится в таблицу 3.3. Предварительно необходимо подобрать материал водопроводных труб. В пределах населенного пункта принимаются чугунные напорные трубы, для водоводов, идущих от насосной станции и водонапорной башни – стальные. Диаметры трубопроводов на расчетных участках принимают по значениям линейных расходов по Приложению 3. Диаметр труб водопровода, объединенного с противопожарным, в населенных пунктах должен быть не менее 100 мм.

Скорость движения воды определяется по формуле:

$$v = \frac{q}{\omega}, \text{ м/с,}$$

где q – расходы воды на участке, $\text{м}^3/\text{с}$;

ω – площадь живого сечения трубопровода, определяемая по формуле:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4}, \text{ м}^2,$$

где d – диаметр трубопровода, м^2 .

Удельное сопротивление A , $\text{м}^2/\text{с}^6$, зависящее от материала труб и их диаметра, определяется по Приложениям 4, 5.

Поправочные коэффициенты K к значениям удельных сопротивлений A определяются по Приложению 6.

Сопротивление на участке определяется по формуле:

$$S = K \cdot L \cdot A \cdot 10^{-6}, \text{ м}^2 / \text{с}^6.$$

Потери напора на участке определяются по формуле:

$$h = S \cdot q^2, \text{ м}.$$

Знаки потерь напора расставляют в зависимости от выбранного направления обхода кольца. Если движение воды на участке совпадает с направлением обхода, то потеря напора берется со знаком «+», если не совпадает – со знаком «-».

Невязка определяется как алгебраическая сумма потерь напора в кольце:

$$\sum h = \pm \Delta h.$$

Увязку ведут до тех пор, пока одновременно для всех колец не будет выполняться условие: $\Delta h \leq \pm 0,5 \text{ м}$.

Если невязка Δh хотя бы в одном кольце превышает допустимую, то сеть увязывают, последовательно перераспределяя расходы воды, вводя при каждом исправлении поправочный расход Δq , который определяется отдельно для каждого кольца по формуле:

$$\Delta q = \frac{\pm \Delta h}{2 \sum S q}, \text{ л/с}.$$

Знак поправочного расхода означает, какие участки перегружены (если «-» Δq , то перегружены участки, на которых вода движется против часовой стрелки, если «+» Δq , то перегружены участки, на которых вода движется по часовой стрелке). Поэтому необходимо с перегруженных участков снять расход воды в объеме Δq и прибавить к недогруженным участкам в объеме Δq .

Исправленные расходы определяют по формуле:

$$q^* = q + \Delta q^*, \text{ л/с (первое исправление),}$$

$$q^{**} = q^* + \Delta q^{**}, \text{ л/с (второе исправление и т. д.).}$$

Отрицательный знак расхода означает, что на данном участке изменилось направление движения воды.

Таблица 3.3 – Гидравлический расчет кольцевой сети

№ кольца	№ уч-ка	Предварительное потокораспределение									I исправление				II исправление				
		L, м	q, л/с	d, мм	V, м/с	K	A	S	Sq	h, м	Δq^* , л/с	q^* , л/с	Sq^*	h^* , м	Δq^{**} , л/с	q^{**} , л/с	Sq^{**}	h^{**} , м	ΔP , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
I	1-2	240	12,62	125	1,03	0,996	92,852	0,022	0,278	3,504	-2,132	10,488	0,231	2,420	0,37	10,858	0,239	2,594	0,0259
	2-4	175	9,29	125	0,76	1,059	92,852	0,017	0,158	1,467	-2,132	7,158	0,122	0,871	0,37	7,528	0,128	0,963	0,0096
	4-5	335	6,6	100	0,84	1,037	300,017	0,104	0,686	4,530	-2,132	4,468	0,465	2,076	0,37	4,838	0,503	2,434	0,0243
	1-10	300	4,85	100	0,62	1,108	300,017	0,100	0,485	-2,352	2,132	6,982	0,698	-4,875	-0,37	6,612	0,661	-4,372	0,0437
	10-5	285	0,5	100	0,06	1,462	300,017	0,125	0,063	-0,031	2,132 1,348	3,980	0,498	-1,980	-0,370 -0,611	2,999	0,375	-1,124	0,0112
									1,669	7,118			2,013	-1,488				0,495	0,005
II	10-9	295	5,51	100	0,70	1,078	300,017	0,095	0,523	-2,884	-1,348	4,162	0,395	-1,646	0,611	4,773	0,453	-2,164	0,0216
	9-7	105	3,4	100	0,43	1,216	300,017	0,038	0,129	-0,439	-1,348	2,052	0,078	-0,160	0,611	2,663	0,101	-0,269	0,0027
	7-6	180	0,2	100	0,03	1,462	300,017	0,079	0,016	-0,003	-1,348	-1,148	0,091	0,104	-0,611	-1,759	0,139	-0,244	0,0024
	5-6	290	2,29	100	0,29	1,332	300,017	0,116	0,266	0,608	1,348	3,638	0,422	1,535	-0,611	3,027	0,351	1,063	0,0106
	10-5	285	0,5	100	0,06	1,462	300,017	0,125	0,063	0,031	1,348 2,132	3,980	0,498	1,980	-0,611 -0,370	2,999	0,375	1,124	0,0112
									0,997	-2,687			1,484	1,814				-0,491	0,0049

$$\Delta q_I^* = \frac{\pm \Delta h_I}{2 \sum Sq} = \frac{7,118}{2 \cdot 1,669} = 2,132 \text{ л/с}$$

$$\Delta q_I^{**} = \frac{\pm \Delta h_I^*}{2 \sum Sq^*} = \frac{-1,488}{2 \cdot 2,013} = -0,370 \text{ л/с}$$

$$\Delta q_{II}^* = \frac{\pm \Delta h_{II}}{2 \sum Sq} = \frac{-2,687}{2 \cdot 0,997} = -1,348 \text{ л/с}$$

$$\Delta q_{II}^{**} = \frac{\pm \Delta h_{II}^*}{2 \sum Sq^*} = \frac{1,814}{2 \cdot 1,484} = 0,611 \text{ л/с}$$

3.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТУПИКОВОЙ СЕТИ И НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ

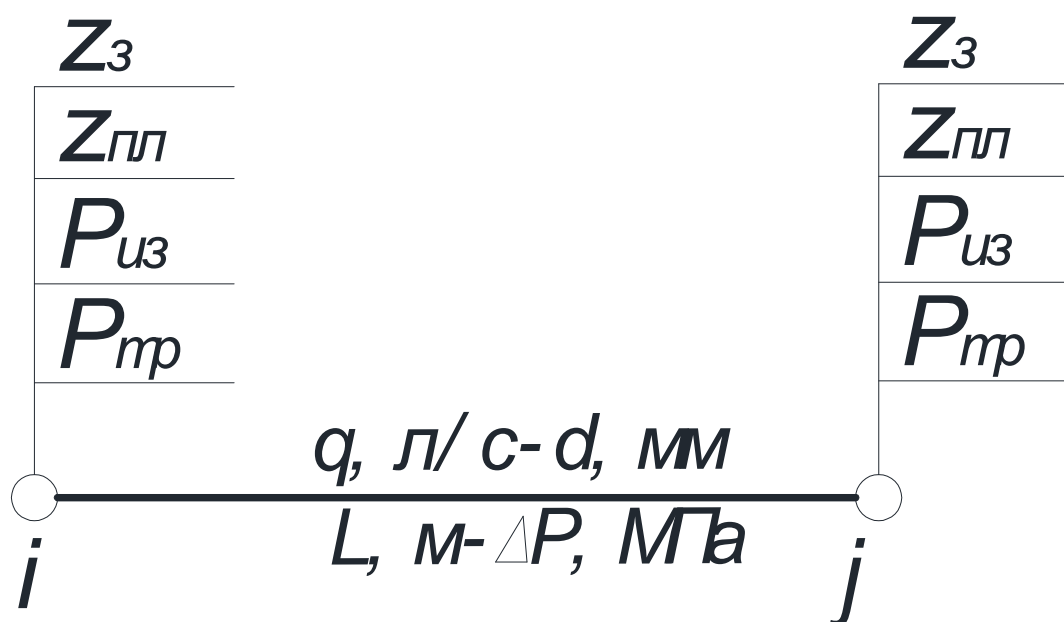
Особенностью тупиковой сети является питание каждого узла с одной стороны. В проектируемой водопроводной сети имеются два тупиковых участка: от узла 2 до животноводческого комплекса и от узла 7 до ремонтно-механических мастерских. От узла 10 до водонапорной башни и от узла 1 до насосной станции ведут по два напорных водовода, выполненных из стальных труб. Расчет тупиковой сети и участков напорных водоводов производится в табличной форме, аналогично как для кольцевой сети. Потери напора на участках не должны превышать 6 м на 1 км длины участка.

Таблица 3.4 – Гидравлический расчет тупиковой сети и водоводов

№ участка	L, м	q, л/с	d, мм	V, м/с	A	K	S	Sq	h, м	ΔP , МПа
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ВБ-10	50	2,91	100	0,36	224,249	1,133	0,013	0,038	0,111	0,0011
10-ВБ	50	2,91	100	0,36	224,249	1,133	0,013	0,038	0,111	0,0011
2-3	180	1,14	100	0,14	300,017	1,462	0,079	0,090	0,103	0,0010
1-НС	500	10,16	150	0,56	27,884	1,067	0,015	0,152	1,548	0,0155
НС-1	500	10,16	150	0,56	27,884	1,067	0,015	0,152	1,548	0,0155
7-8	150	1,69	100	0,21	300,017	1,448	0,065	0,110	0,186	0,00191

3.6. РАСЧЕТ ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКИХ ОТМЕТОК И ИЗБЫТОЧНЫХ ДАВЛЕНИЙ

Результаты гидравлического расчета водопроводных сетей используют для определения напоров в начале сети и во всех ее узлах. Результаты гидравлических расчетов оформляются согласно ключу обозначений:



где z_3 – отметка поверхности земли, снимается с генплана, м;
 $z_{пл.i}$ – пьезометрическая отметка, определяется по формуле:

$$z_{пл.i} = z_{пл.j} \pm 100 \cdot \Delta P_{[(i+1)-ij]}, \text{ м},$$

где $\Delta P_{[(i+1)-ij]}$ – потери давления на участке (i+1) и i-м узлами, МПа;

$P_{из}$ – избыточное давление, МПа, для диктующей точки $P_{из} = P_{тр}$;

$P_{тр}$ – требуемое давление, одинаковое для всех точек, имеющих одну этажность застройки, определяется по формуле:

$$P_{тр.} = 0,1 + 0,04(n - 1), \text{ МПа},$$

где n – этажность застройки.

При расчете пьезометрических отметок задаются расположением диктующей точки, то есть точки, в которой избыточное давление равно требуемому. Предварительно диктующую точку можно задать в наиболее высоко расположенном и удаленном от водопитателей узле. Пьезометрическая отметка диктующей точки определяется:

$$z_{пл.д.т.} = z_3 + 100 \cdot P_{тр.}, \text{ м}.$$

Отметки пьезолиний прочих узлов вычисляются при обходе сети по формуле:

$$z_{пл.(i+1)} = z_{пл.(i)} \pm 100 \cdot \Delta P_{[(i+1)-ij]}, \text{ м}.$$

При расчете $z_{пл}$ в последующих узлах имеет значение направление движения воды по участку. Если направление обхода при расчете от диктующей точки совпадает с направлением движения воды, то потери давления вычитаются, если не совпадают, то потери данного участка суммируются. Если в каком-либо узле избыточное давление меньше требуемого, то диктующая точка задана неверно. В этом случае за диктующую точку необходимо принять узел, в котором $P_{из} < P_{тр}$. Расчет пьезометрических отметок и избыточных давлений приведен на рис. 3.2. Для построения карт пьезолиний и избыточных давлений в масштабе вычерчивается схема водопроводной сети, затем интерполяцией определяются точки с одинаковыми значениями отметок, соединяя эти точки, получается карта пьезолиний. Аналогично строится карта избыточных давлений. Карта пьезолиний приведена на рис. 3.3, а избыточных давлений – на рис. 3.4.

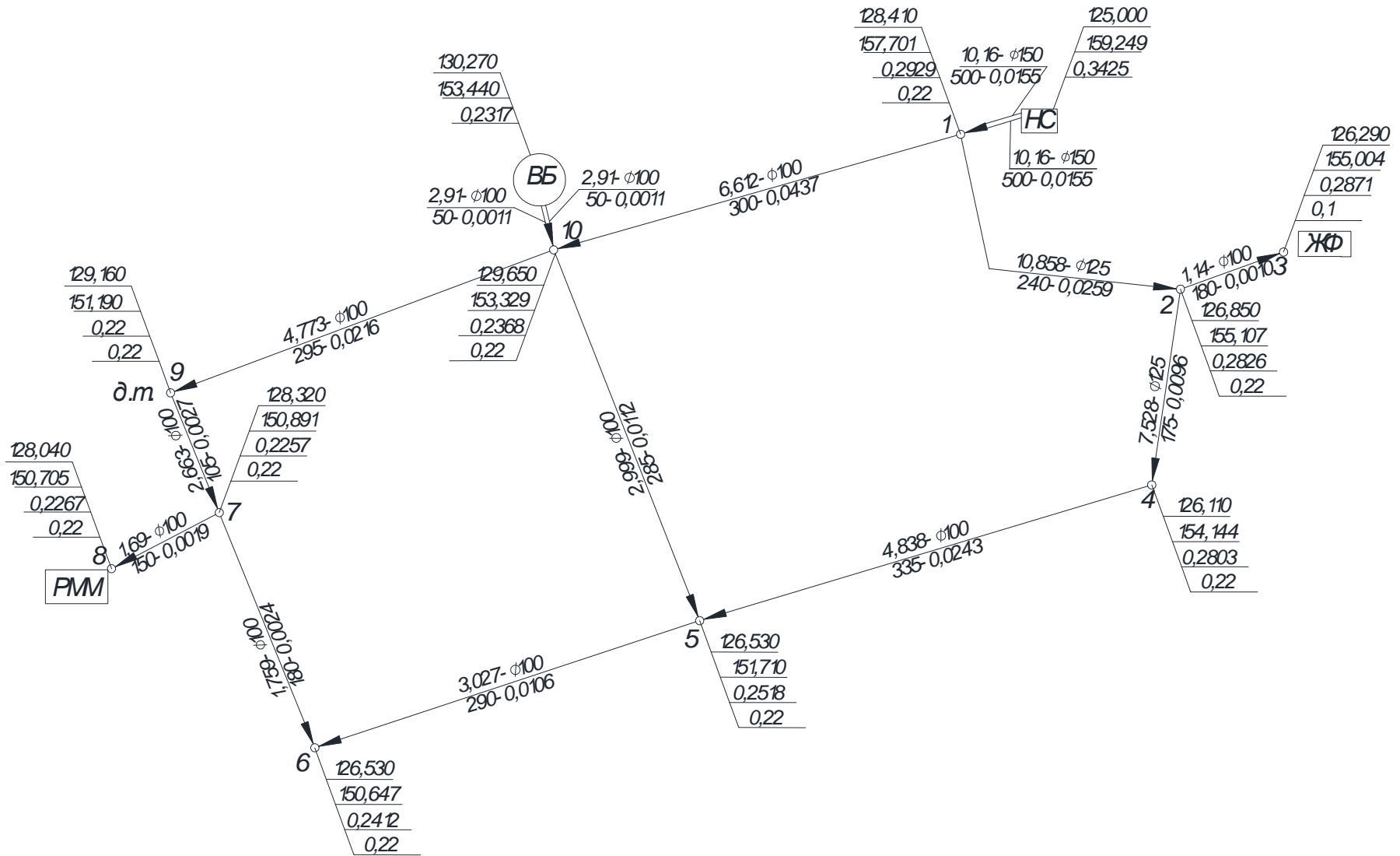


Рисунок 3.2 – Расчет пьезометрических отметок и избыточных давлений

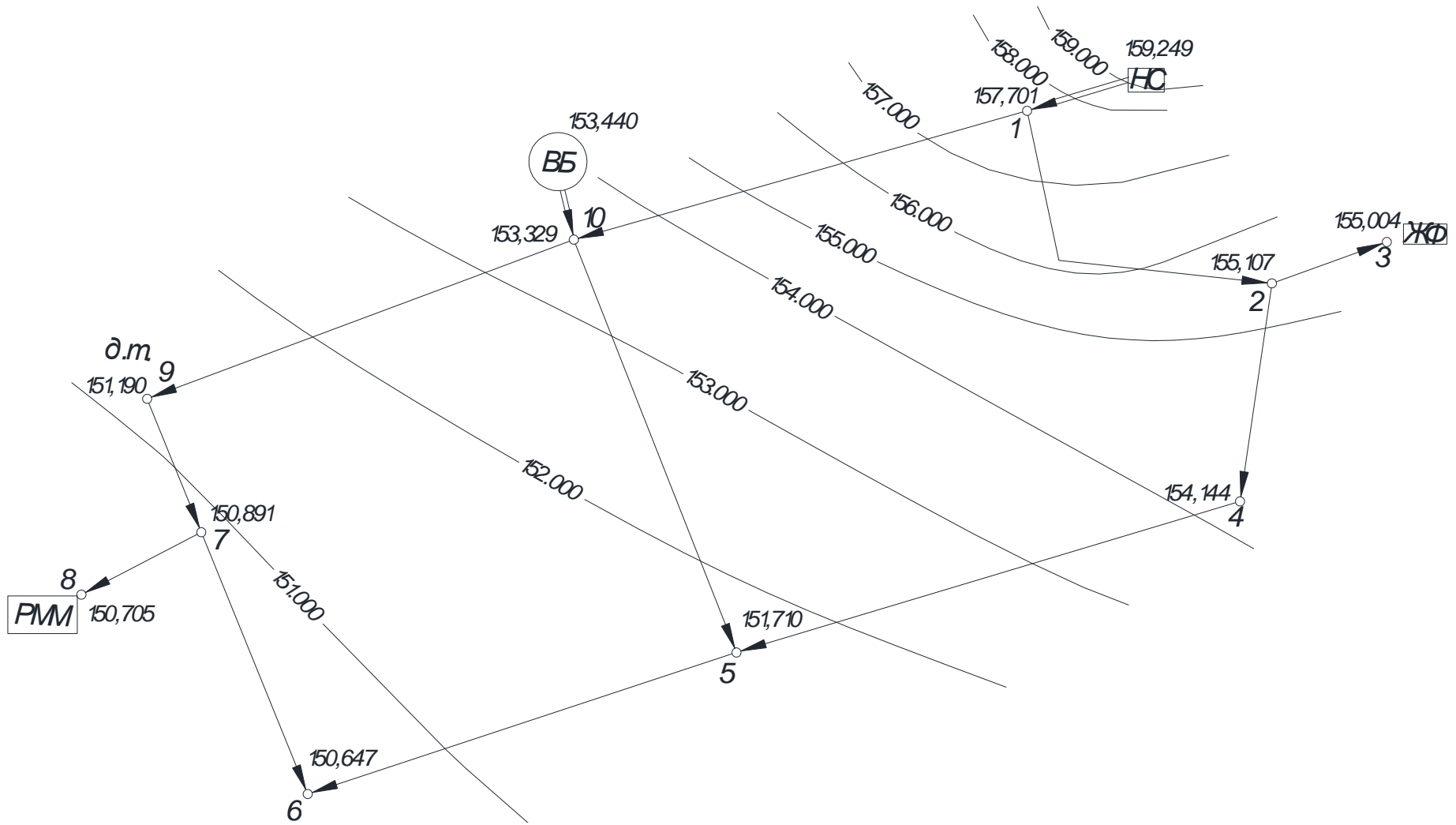


Рисунок 3.3 – Карта пьезолиний

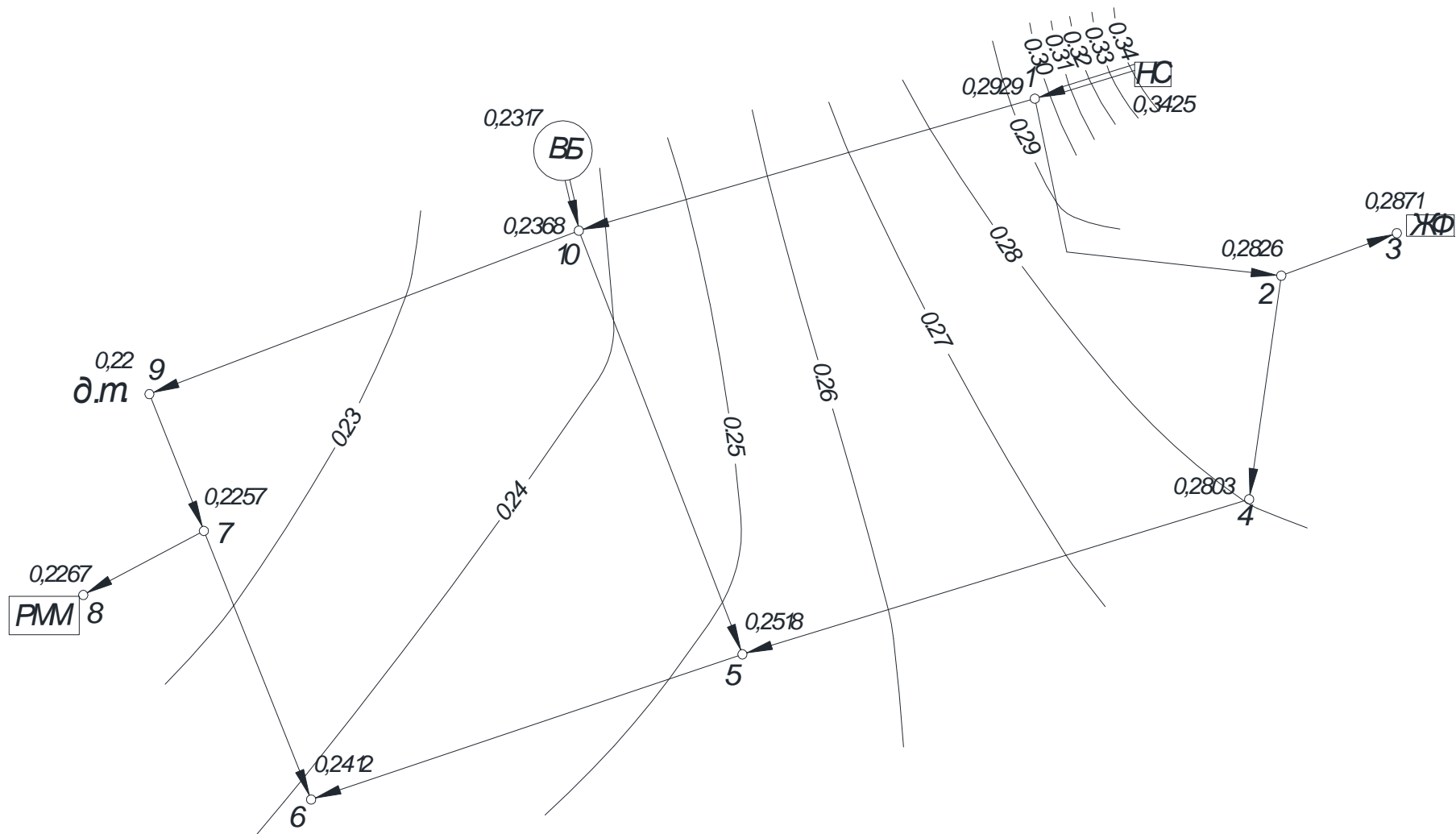


Рисунок 3.4 – Карта избыточных давлений

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ

4.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ

Водонапорные башни предназначены для хранения регулирующих и противопожарных запасов воды, а также для создания и поддержания в сети необходимого давления.

Высоту водонапорной башни H определяют после гидравлического расчета водопроводной сети и вычисления пьезометрических отметок во всех узлах сети при расчетных случаях ее работы.

Высоту определяют по формуле:

$$H_{BB} = Z_{пл(ББ)} - Z_{з.(ББ)}, м,$$

где $Z_{з.(ББ)}$ – отметка земли у водонапорной башни, снимается с генплана, м;

$Z_{пл.(ББ)}$ – пьезометрическая отметка водонапорной башни, м.

$$Z_{пл(ББ)} = Z_{пл} + \frac{p \cdot 10^6}{\rho \cdot g} = 153,329 + 100 \cdot 0,00111 = 153,44 м,$$

где $Z_{пл}$ – пьезометрическая отметка узла, к которому подключается водонапорная башня, м;

p – избыточное давление на участке от водонапорной башни до узла подключения, МПа

$$H_{BB} = 153,44 - 130,27 = 23,17, м.$$

4.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА БАКА ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ И ЕГО ПАРАМЕТРОВ

Бак водонапорной башни хозяйственно-противопожарного водопровода должен содержать объем воды для регулирования неравномерности водопотребления и неприкосновенный противопожарный запас: для населенных мест на 10-минутную продолжительность тушения одного внутреннего и одного наружного пожаров при одновременном наибольшем расходе воды на другие нужды.

Полный объем бака башни определяется по формуле:

$$W_B = W_{рег.} + W_{пож.}, м^3,$$

где $W_{рег.}$ и $W_{пож.}$ – регулирующий объем и неприкосновенный запас воды в баке, м³.

При помощи совмещения графиков водопотребления и подачи воды определяют регулируемую емкость бака водонапорной башни и результаты вычислений сводят в таблицу 4.1. В графу 2 заносится водопотребление населенного пункта по часам суток (из сводной таблицы водопотребления 1.2.), в графу 3 заносят график подачи насосной станции второго подъема (см. рис. 1.1.). Если разность граф 3 и 2 со знаком «+», то ее заносят в графу 4, если со знаком «-», то в графу 5. В графе 6 принимают, что бак пуст в 1 час. В результате

сложения (при поступлении воды в бак) или вычитания (при расходе воды из бака) значений граф 4 и 5, заполняется графа 6, характеризующая нарастание или убывание регулирующего объема воды в баке. Для определения фактического остатка воды в баке в час, когда в графе 6 имеется максимальное отрицательное значение, в графе 7 остаток равен 0. Далее расчет аналогичен расчету графы 6.

Регулирующий объем воды в водонапорной башне составит:

$$W_{pez} = P'_{max} \cdot \frac{Q_{сут.}}{100} = 4,474 \cdot \frac{1325}{100} = 59,28 м^3,$$

где P'_{max} – максимальный фактический остаток в баке (из таблицы 4.1.);

$Q_{сут.}$ – суточный расход воды, м³/сут.

Таблица 4.1 – Определение регулирующего объема бака водонапорной башни

Часы суток	Потребление воды населенным пунктом, %	Подача воды насосной станцией II подъема, %	Поступление воды в бак, %	Расход воды из бака, %	Остаток воды в баке, %	Фактический остаток воды в баке, %
1	2	3	4	5	6	7
1	0,796	1,46	0,664		0	0,704
2	0,833	1,46	0,627		0,664	1,368
3	0,796	1,46	0,664		1,291	1,995
4	1,296	1,46	0,164		1,955	2,659
5	2,045	1,46		0,585	2,119	2,823
6	3,74	5,52	1,78		1,534	2,238
7	5,064	5,52	0,456		3,314	4,018
8	5,973	5,52		0,453	3,77	4,474
9	5,789	5,52		0,269	3,317	4,021
10	5,729	5,52		0,209	3,048	3,752
11	5,277	5,52	0,243		2,839	3,543
12	6,527	5,52		1,007	3,082	3,786
13	7,099	5,52		1,579	2,075	2,779
14	6,72	5,52		1,2	0,496	1,2
15	5,396	5,52	0,124		-0,704	0
16	4,465	5,52	1,055		-0,58	0,124
17	4,502	5,52	1,018		0,475	1,179
18	5,301	5,52	0,219		1,493	2,197
19	6,316	5,52		0,796	1,712	2,416
20	5,506	5,52	0,014		0,916	1,62
21	4,893	5,52	0,627		0,93	1,634
22	3,287	1,46		1,827	1,557	2,261
23	1,747	1,46		0,287	-0,27	0,434
24	0,903	1,46	0,557		-0,557	0,147
Σ	100	100				

Противопожарный объем воды в баке равен:

$$W_{\text{пож}} = Q_{\text{пож}} \cdot t \cdot 60, \text{ м}^3$$

где t – время пожара, принимается равным 10 минут;

$Q_{\text{пож}}$ – расход в сети во время пожара, определяется по формуле:

$$Q_{\text{пож}} = \frac{(Q_{\text{р.с.}} + n \cdot q_{\text{нар.}} + q_{\text{вн.}})}{1000} = \frac{(26,13 + 1 \cdot 20 + 2 \cdot 2,5)}{1000} = 0,051 \text{ м}^3 / \text{с},$$

где n – количество пожаров ($n=1$);

$Q_{\text{р.с.}}$ – расчетный секундный максимальный хозяйственный расход воды из водопроводной сети, л/с (принимается из таблицы 1.2.);

$q_{\text{нар.}}$, $q_{\text{вн.}}$ – расходы воды на наружное и внутреннее пожаротушение, м³/ч ($q_{\text{нар.}}=20$ л/с [7], $q_{\text{вн.}}=2 \cdot 2,5=5$ л/с (из расчета 2 струи по 2,5 л/с)).

$$W_{\text{пож}}^{\text{ВБ}} = 0,051 \cdot 10 \cdot 60 = 30,6, \text{ м}^3,$$

Объем бака башни:

$$W^{\text{ВБ}} = W_{\text{рез}} + W_{\text{пож}} = 59,28 + 30,6 = 89,88, \text{ м}^3$$

Принимается круглый в плане бак башни. Определяются параметры бака:

1. Высота бака:

$$h = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot W^{\text{ВБ}}}{\pi \cdot 1,25^2}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 89,88}{3,14 \cdot 1,25^2}} = 4,2 \text{ м},$$

где $W^{\text{ВБ}}$ – объем бака водонапорной башни, м³.

2. Диаметр бака башни:

$$D = 1,25 \cdot h = 1,25 \cdot 4,2 = 5,25 \text{ м}.$$

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕЗЕРВУАРА ЧИСТОЙ ВОДЫ

5.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА РЕЗЕРВУАРА

Подземные резервуары предназначены для хранения хозяйственных, противопожарных, технологических и аварийных запасов воды. Для обеспечения надежности водоснабжения в системах водопровода необходимо устраивать несколько резервуаров (не менее 2-х), дающих в сумме расчетную емкость. Это позволяет выключать на ремонт или промывку отдельные резервуары.

Объем РЧВ определяется по формуле:

$$W_{\text{полн.}(РЧВ)} = W_{\text{рег.}(РЧВ)} + W_{\text{в/с}} + W_{\text{тп}}, \text{ м}^3,$$

где $W_{\text{рег.}(РЧВ)}$ – регулирующий объем, м^3 ; $W_{\text{тп}}$ – неприкосновенный противопожарный запас воды, м^3 ; $W_{\text{в/с}}$ – объем воды на нужды водоочистной станции, м^3 .

Регулирующий объем РЧВ рассчитывается табличным способом. В графу 2 заносится график подачи насосной станции второго подъема, в графу 3 – график подачи насосной станции первого подъема, который рассчитывается как: $100\% / 24 \approx 4,17\%$. Далее расчет ведется так же, как для башни.

Таблица 5.1 – Определение регулирующего объема РЧВ

Часы суток	Подача воды насосной станцией II подъема, %	Подача воды насосной станцией I подъема, %	Поступление воды в бак, %	Расход воды из бака, %	Остаток воды в баке, %	Фактический остаток воды в баке, %
1	2	3	4	5	6	7
1	1,46	4,16	2,7		0	8,1
2	1,46	4,16	2,7		2,7	10,8
3	1,46	4,16	2,7		5,4	13,5
4	1,46	4,16	2,7		8,1	16,2
5	1,46	4,17	2,71		10,8	18,9
6	5,52	4,17		1,35	13,51	21,61
7	5,52	4,17		1,35	12,16	20,26
8	5,52	4,17		1,35	10,81	18,91
9	5,52	4,17		1,35	9,46	17,56
10	5,52	4,17		1,35	8,11	16,21
11	5,52	4,17		1,35	6,76	14,86
12	5,52	4,17		1,35	5,41	13,51
13	5,52	4,17		1,35	4,06	12,16
14	5,52	4,17		1,35	2,71	10,81
15	5,52	4,17		1,35	1,36	9,46
16	5,52	4,17		1,35	0,01	8,11
17	5,52	4,17		1,35	-1,34	6,76
18	5,52	4,17		1,35	-2,69	5,41
19	5,52	4,17		1,35	-4,04	4,06
20	5,52	4,17		1,35	-5,39	2,71
21	5,52	4,16		1,36	-6,74	1,36
22	1,46	4,16	2,7		-8,1	0
23	1,46	4,16	2,7		-5,4	2,7
24	1,46	4,16	2,7		-2,7	5,4
Σ	100	100				

Регулирующий объем воды РЧВ составит:

$$W_{рез.} = P'_{max} \cdot \frac{Q_{сут.}}{100} = 21,61 \cdot \frac{1325}{100} = 286,3 \text{ м}^3,$$

где P'_{max} – максимальный фактический остаток в РЧВ (из таблицы 5.1);

$Q_{сут.}$ – общий суточный расход воды, м³/сут.

Неприкосновенный противопожарный запас воды в РЧВ, рассчитанный на тушение расчетного количества пожаров в течение 3 часов с одновременной подачей ее на хозяйственно-питьевые и производственные нужды в течение трех смежных часов наибольшего расхода по графику водопотребления без учета расходов воды на поливку и др.:

$$W_{пож.} = [(q_1 + q_2 + q_3) - t_n \cdot q_n] + (n \cdot q_{нар.} + q_{вн.}) \cdot t_n = \\ = [(94,06 + 89,4 + 71,5) - 3 \cdot 0] + (1 \cdot 20 \cdot 3,6 + 2 \cdot 2,5 \cdot 3,6) \cdot 3 = 524,96 \text{ м}^3,$$

где q_1, q_2, q_3 – расходы в течение трех смежных часов наибольшего водопотребления на хозяйственно-питьевые нужды (таблица 1.2.), м³/ч;

t_n – расчетная продолжительность тушения пожара, принимается 3 часа;

q_n – расход воды на поливку, если он приходится на час максимального водопотребления, м³/ч;

$q_{нар.}, q_{вн.}$ – расход воды на наружное и внутренне пожаротушение, м³/ч, $q_{нар.}$ зависит от количества населения в поселке и этажности застройки, принимается 20 л/с [7], $q_{вн.}$ принимается из расчета – 2 струи по 2,5 л/с;

n – расчетное количество пожаров ($n=1$).

Во время пожара бесперебойная подача воды в РЧВ гарантирована, поэтому пожарный объем может быть уменьшен:

$$W'_{пож.} = W_{пож.} - t \cdot \frac{Q_{сут.}}{24} = 524,96 - 3 \cdot \frac{1325}{24} = 359,36 \text{ м}^3$$

Объем воды на собственные нужды водоочистой станции:

$$W_{пром.ф.} = 0,09 \cdot Q_{сут.} = 0,09 \cdot 1325 = 119,25 \text{ м}^3.$$

Объем резервуаров чистой воды:

$$W_{РЧВ} = W_{рез.} + W'_{пож.} + W_{пром.ф.} = 286,3 + 359,36 + 119,25 = 764,91 \text{ м}^3.$$

К расчету принимаются два РЧВ, круглых в плане, объемами:

$$W^I_{РЧВ} = W^{II}_{РЧВ} = W_{РЧВ} / N = 764,91 / 2 = 382,46 \text{ м}^3$$

где N – количество РЧВ.

5.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ РЧВ

Высоту резервуара принимаем 3,5 метра, тогда площадь поперечного сечения РЧВ составит:

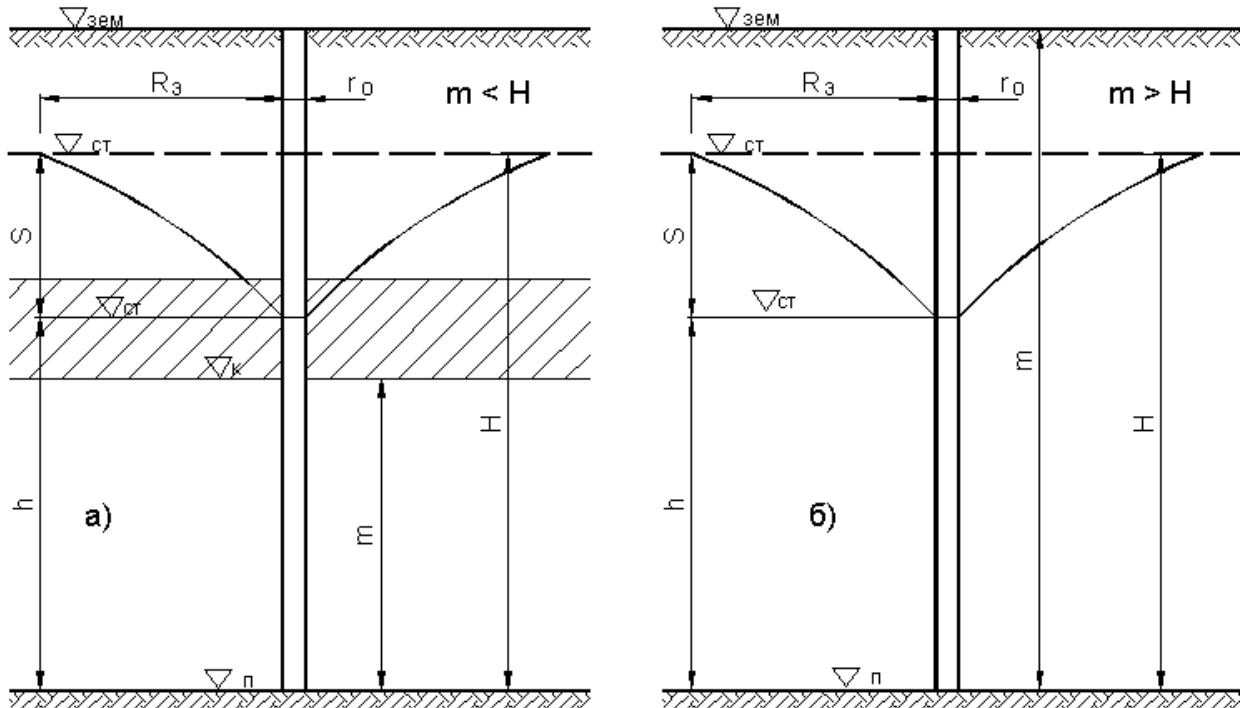
$$F = W^I_{РЧВ} / H = 382,46 / 3,5 = 109,27 \text{ м}^2,$$

где H – высота РЧВ, принимается 3...4 м.

Диаметр РЧВ составит:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 109,27}{3,14}} = 11,8 \text{ м}$$

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН



а) в напорном пласте; б) в безнапорном пласте
Рисунок 6.1 – Водозаборные скважины

1. Находится мощность пласта:

– для безнапорного пласта: $m = \nabla_{зем} - \nabla_n$, м;

– для напорного пласта: $m = \nabla_k - \nabla_n$, м.

2. Определяется напор в скважине: $H = \nabla_{ст} - \nabla_n$, м.

3. Для предварительного расчета суточный расход скважины Q принимается равным максимальному суточному расходу, требуемому для подачи потребителю:

$$Q = Q_{сут. макс.}, \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

$Q_{сут. макс.}$ – максимальный суточный расход, требуемый для подачи потребителю, м³/сут. (определяется по исходным данным).

4. А) При неустановившемся движении подземных вод в условиях недостаточного водопитания водоносного пласта гидростатическое давление в нем уменьшается, в результате чего радиус влияния увеличивается, а удельный дебит уменьшается. Определяется радиус влияния депрессионной воронки за нормативный период эксплуатации:

$$R_3 \approx 1,5 \cdot \sqrt{a \cdot t}, \text{ м,}$$

где t – время отдачи воды из скважины за период эксплуатации в сутках (25 лет – нормативное значение).

$t = 25 \cdot 365 = 9125$ суток;

a – коэффициент пьезопроводности, характеризующий скорость распределения давления в водоносном пласте при откачке, м²/сут, определяется:

– для безнапорного пласта:

$$a = \frac{K_{\phi} \cdot h_{cp}}{\mu_{\delta}} , \text{ м}^2 / \text{сут.},$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/сут.

Коэффициент фильтрации принимается в зависимости от типа водоносной породы (см. приложение 7).

h_{cp} – средняя мощность водоносного пласта за период откачки, м.

$$h_{cp} = 0,9 \cdot H , \text{ м};$$

μ_{δ} – показатель (коэффициент) водоотдачи безнапорного водоносного пласта, принимается по приложению 7 в зависимости от типа водоносной породы;

– для напорного пласта:

$$a = \frac{K_{\phi} \cdot m}{\mu_{н}} , \text{ м}^2 / \text{сут.},$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/сут.;

m – мощность водоносного пласта, м;

$\mu_{н}$ – показатель (коэффициент) упругой водоотдачи напорного водоносного пласта, принимается по приложению 7 в зависимости от типа водоносной породы.

Б) В условиях достаточного водопитания водоносного пласта, когда отобранная из пласта вода пополняется в достаточном количестве, статический уровень практически не изменяется в процессе длительной эксплуатации, и радиус влияния зависит от водопроницаемости пород, характеризуемой коэффициентом фильтрации K_{ϕ} , и от понижения S , возникающего при отборе воды из скважины. В этом случае для нахождения радиуса влияния можно воспользоваться следующей формулой:

– для безнапорных вод:

$$R \approx 2 \cdot S \cdot \sqrt{K_{\phi} \cdot m} , \text{ м}.$$

При этом не рекомендуется, чтобы понижение S в скважине было больше 40...50 м, то есть $S \leq 40...50$ м. Оптимальное понижение для безнапорных скважин:

$$S = 0,25 \cdot H , \text{ м};$$

– для напорных вод:

$$R \approx 10 \cdot S \cdot \sqrt{K_{\phi}} , \text{ м}.$$

При этом не рекомендуется, чтобы понижение S в скважине было больше 40...50 м, то есть $S \leq 40...50$ м. Оптимальное понижение S для напорных скважин:

$$S = 0,35 \cdot H , м .$$

5. Задается расстояние между скважинами в зависимости от породы, складывающей водоносный пласт (см. приложение 8). Расстояние между скважинами – не менее 30 м.

6. Определяется дебит скважины с учетом взаимодействия:

$$Q_{вз.скв.} = \alpha_{вз} \cdot Q , м^3 / сут . ,$$

где $\alpha_{вз}$ – коэффициент взаимодействия, который принимается в зависимости от расстояния между скважинами (см. приложение 9).

7. Определяется предварительное количество скважин:

$$n = \frac{Q_{сут. макс.}}{Q_{вз.скв.}} .$$

Число скважин необходимо округлить до целого числа.

8. Определяется фактический дебит одной скважины:

$$Q_{факт} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n} , м^3 / сут .$$

9. Определяется наружный диаметр фильтра:

$$D_{нар} = \frac{Q_{факт}}{\pi \cdot l_{р.ч.} \cdot v_{вх}} , м ,$$

где $v_{вх}$ – скорость входа воды из водоносного пласта в фильтр, м/сут., определяется по формуле:

$$v_{вх} = 65 \cdot \sqrt[3]{K\phi} , м / сут . ;$$

$l_{р.ч.}$ – длина рабочей части фильтра, м:

– для безнапорного пласта.

Длину рабочей части фильтра $l_{р.ч.}$ для безнапорных скважин глубиной до 50 м определяют по формуле:

$$l_{р.ч.} = h_{дон.} - 10 , м .$$

Длину рабочей части фильтра $l_{р.ч.}$ для безнапорных скважин глубиной свыше 50 м определяют по формуле:

$$l_{р.ч.} = h_{дон.} - 12 , м ,$$

где $h_{дон.}$ – минимально допустимая разность между динамическим уровнем воды у внешней стенки скважины и подошвой водоносного пласта, м.

$$h_{дон.} = H - S , м ;$$

– для напорного пласта.

Длину рабочей части фильтра для напорных скважин из водоносных пластов, мощностью $m \leq 10$ метров определяют по формуле:

$$l_{p.ч.} = m - (1...2) , м.$$

Длину рабочей части фильтра для напорных скважин из водоносных пластов мощностью $m > 10$ метров определяют по формуле:

$$l_{p.ч.} = \beta \cdot m , м,$$

где β – коэффициент, принимается в пределах $\beta = 0,6...0,8$.

Рекомендуемый минимальный диаметр фильтра 100 мм, максимальный диаметр – 300 мм. Если полученный наружный диаметр фильтра больше или меньше рекомендуемых размеров, диаметр фильтра принимается конструктивно (в пределах 100...300 мм).

10. Определяется водозахватывающая способность скважины $Q_{скв}$ при принятом $D_{нар}$:

$$Q_{скв.} = D_{нар.} \cdot \pi \cdot l_{p.ч.} \cdot v_{вх} , м^3 / сут.$$

$\frac{Q_{скв}}{24} \leq 60...90 м^3 / час$, иначе необходимо уменьшить наружный диаметр фильтра.

11. Уточняется число рабочих скважин:

$$n_{раб} = \frac{Q_{сут. макс.}}{Q_{скв.}}$$

Число скважин необходимо округлить до целого числа.

12. Фактический дебит одной скважины при числе рабочих скважин:

$$Q_{факт.} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n_{раб.}} , м^3 / сут.$$

Часовой $q_{факт.ч.}$ и секундный $q_{факт.с.}$ расходы скважины:

$$q_{факт.ч.} = \frac{Q_{факт.}}{24} , м^3 / ч;$$

$$q_{факт.с.} = \frac{q_{факт.ч.}}{3,6} , л / с.$$

13. Уточняется наружный диаметр фильтра при $Q_{факт.}$:

$$D_{нар} = \frac{Q_{факт.}}{\pi \cdot l_{p.ч.} \cdot v_{вх}} , м.$$

Подбирается фильтр (см. приложение 10).

14. Определяется напор насоса.

$$H_n = H_z + h_{дл} + h_m , м,$$

где $h_{\text{дл}}$ – потери напора по длине, м.

$$h_{\text{дл}} = 1000i \cdot l, \text{ м},$$

где l – длина водоводов от скважины до станции водоподготовки, км;

$1000i$ – удельные потери напора в метрах на 1 километр длины (м/км), принимаются по таблицам [3] в зависимости от диаметра трубопровода и расхода, протекающего по нему;

$h_{\text{м}}$ – местные потери напора, принимаются 10...15% от потерь напора по длине, м.

$$h_{\text{м}} = (0,1 \dots 0,15) \cdot h_{\text{дл}}, \text{ м};$$

H_z – геометрическая высота подъема, м.

$$H_z = \nabla_{\text{с. вод.}} - \nabla_{\text{дин.}}, \text{ м};$$

$\nabla_{\text{с. вод.}}$ – отметка воды в распределительной чаше фильтра на станции водоподготовки, м.

$$\nabla_{\text{с. вод.}} = \nabla_{\text{зем.с.в.}} + (4,0 \dots 4,5), \text{ м};$$

$\nabla_{\text{зем.с.в.}}$ – отметка земли станции водоподготовки, м;

$\nabla_{\text{дин.}}$ – динамический уровень воды в скважине, м:

$$\nabla_{\text{дин.}} = \nabla_{\text{ст.}} - S, \text{ м},$$

где S – понижение уровня воды в скважине, м:

– для безнапорного пласта:

$$S = H - h, \text{ м},$$

где H – напор в скважине, м;

h – разность между динамическим уровнем воды у внешней стенки скважины и подошвой водоносного пласта (динамический напор в скважине), м.

Если $n_{\text{раб.}} = 1$, то динамический напор в скважине определяется по формуле:

$$h = \sqrt{H^2 - \frac{Q_{\text{факт.}}}{1,36 \cdot K_{\phi}} \cdot \lg \frac{R_2}{r}}, \text{ м},$$

где r – радиус скважины, м ($r = 0,1$ м).

Понижение уровня воды в скважине:

$$S = H - h, \text{ м}.$$

Если $n_{\text{раб.}} > 1$, то определяется минимальный динамический напор для центральной скважины с учетом влияния остальных скважин по формуле:

$$h_{\text{min}} = \sqrt{H^2 - \frac{0,74}{m \cdot K_{\phi}} \cdot \left(Q_1^{\text{факт.}} \cdot \lg \frac{R_2}{r_0} + Q_2^{\text{факт.}} \cdot \lg \frac{R_2}{r_{2-1}} + \dots + Q_n^{\text{факт.}} \cdot \lg \frac{R_2}{r_{n-1}} \right)}, \text{ м},$$

где $Q_1^{факт.}$, $Q_2^{факт.}$, ..., $Q_n^{факт.}$ – фактические расходы, отбираемые из скважин 1,2, ..., n соответственно, м³/сут.

Принимается, что фактические расходы, отбираемые из скважин равны:

$$Q_1^{факт.} = Q_2^{факт.} = \dots = Q_n^{факт.} = Q_{факт.} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n_{раб.}}, \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

r_0 – радиус скважины, м;

$r_{2-1} \dots r_{n-1}$ – расстояния от скважины, в которой определяют понижение (скважины №1), до скважин №2 ... № n , соответственно, м.

Определяется максимальное понижение для центральной скважины с учетом влияния остальных скважин по формуле:

$$S_{max} = H - h_{min}, \text{ м.}$$

В центральной скважине динамический напор будет минимальным, а понижение будет максимальным. Если число рабочих скважин четное, то центральными являются две средние скважины.

Затем аналогично определяются динамический напор h и понижение S в каждой скважине, с учетом влияния других скважин.

По рекомендациям [6] принимается количество резервных скважин n_p в зависимости от категории надежности водозабора и количества рабочих скважин $n_{раб.}$;

– для напорного пласта:

Если $n_{раб.} = 1$, то понижение уровня воды в скважине определяется по формуле:

$$S = \frac{Q_{факт.}}{2,73 \cdot m \cdot K_{\phi}} \cdot \lg \frac{R_2}{r}, \text{ м,}$$

где r – радиус скважины, м, ($r = 0,1$ м).

Если $n_{раб.} > 1$, то определяется понижение уровня воды для центральной скважины с учетом влияния остальных скважин по формуле:

$$S_{max} = \frac{0,37}{m \cdot K_{\phi}} \cdot \left(Q_1^{факт.} \cdot \lg \frac{R_2}{r_0} + Q_2^{факт.} \cdot \lg \frac{R_2}{r_{2-1}} + \dots + Q_n^{факт.} \cdot \lg \frac{R_2}{r_{n-1}} \right), \text{ м,}$$

где $Q_1^{факт.}$, $Q_2^{факт.}$, ..., $Q_n^{факт.}$ – фактические расходы, отбираемые из скважин 1,2, ..., n соответственно, м³/сут.

Принимается, что фактические расходы, отбираемые из скважин, равны:

$$Q_1^{факт.} = Q_2^{факт.} = \dots = Q_n^{факт.} = Q_{факт.} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n_{раб.}}, \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

r_0 – радиус скважины, м;

$r_{2-1} \dots r_{n-1}$ – расстояния от скважины, в которой определяют понижение (скважины № 1), до скважин № 2 ... № n , соответственно, м.

В центральной скважине понижение будет максимальным. Если число рабочих скважин четное, то центральными являются две средние скважины.

Затем аналогично определяется понижение в каждой скважине, с учетом влияния других скважин.

По рекомендациям [6] принимается количество резервных скважин n_p в зависимости от категории надежности водозабора и количества рабочих скважин $n_{раб}$.

Понижение уровня воды S в одиночной скважине (если $n_{раб} = 1$) необходимо сравнить с допустимым понижением уровня $S_{доп.}$, необходимо, чтобы выполнялось условие $S \leq S_{доп.}$. При $n_{раб} > 1$ с допустимым понижением уровня $S_{доп.}$ необходимо сравнить понижение в центральной скважине S_{max} , необходимо, чтобы выполнялось условие $S_{max} \leq S_{доп.}$. Если условие не выполняется, необходимо изменить расстояние между скважинами либо число рабочих скважин и выполнить расчет заново.

15. Подбираем скважинный насос по напору H_n и подаче $q_{факт.ч.}$. В зависимости от подобранного насоса определяются диаметр электродвигателя $D_э$, длина электродвигателя $l_э$, а также номинальный напор $H_n^{ном.}$ и номинальный подача $Q_n^{ном.}$ насоса.

При подборе насоса также определяется диаметр обсадной колонны $D_{о.к.}$ скважины. Необходимо, чтобы выполнялось условие $D_{о.к.} \geq D_{факт.нар.} + 0,05$, м. Если условие не выполняется, то необходимо конструктивно принять стандартный диаметр обсадной колонны $D_{о.к.}$ скважины, который бы удовлетворял этому условию.

16. Определяется минимальную глубину погружения насоса в скважину:

$$H_{погр.}^{\min} = \nabla_{зем.} - \nabla_{ст.} + S_{max} + \Delta S + \Delta h + (3...7) \text{ , м ,}$$

где 3...7 м – глубина погружения насоса под динамический уровень.

Потери напора в фильтре:

$$\Delta S = \frac{Q_{факт.} \cdot \xi}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m} \text{ , м ,}$$

где ξ – обобщенное сопротивление фильтра и прифилтровой зоны водоприемной части скважины, зависящее от типа и конструкции фильтра, формы, количества и размеров проходных отверстий и их взаимодействия, а также от характеристики водоносной породы. Для правильно подобранного фильтра можно принять $\xi = 1$. В других случаях ξ определяют экспериментально либо принимают по графикам в зависимости от коэффициента фильтрации K_{ϕ} и типа фильтра.

Потери напора в щели между погружным электродвигателем и обсадной колонной:

$$\Delta h = \frac{0,04 \cdot l_3 + 0,3 \cdot (D_{o.k.} - D_3)}{12,1 \cdot (D_{o.k.} + D_3)^2 \cdot (D_{o.k.} - D_3)^2} \cdot Q_{факт.}^2, \text{ м},$$

где D_3 – диаметр электродвигателя, м;

$D_{o.k.}$ – диаметр обсадной колонны скважины, м;

$Q_{факт.}$ – фактический дебит скважины, м³/с;

l_3 – длина электродвигателя, м.

1. Пример расчета

Исходные данные: Пласт – **напорный**. Движение подземных вод – не установившееся. Порода водоносного пласта – песок крупнозернистый, коэффициент фильтрации $K_{\phi} = 7,8$ м/сут., коэффициент водоотдачи $\mu = 0,23$. Максимальный суточный расход $Q_{сут.макс.} = 1325$ м³/сут. Отметка поверхности земли у устья скважины $\nabla_3 = 125,00$ м, отметка кровли водоносного пласта – $\nabla_k = 66,00$ м, отметка подошвы скважины $\nabla_n = 6$ м, отметка статического уровня $\nabla_{ст} = 101$ м. Длина водоводов от скважины до станции водоподготовки $l = 0,07$ км.

1. Мощность пласта

$$m = \nabla_k - \nabla_n = 66 - 6 = 60 \text{ м},$$

2. Напор в скважине: $H = \nabla_{ст} - \nabla_n = 101 - 6 = 95$ м.

3. Для предварительного расчета суточный расход скважины Q принимается равным максимальному суточному расходу, требуемому для подачи потребителю:

$$Q = Q_{сут.макс.} = 1325 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

4. Радиус влияния депрессионной воронки за нормативный период эксплуатации:

$$R_3 \approx 1,5 \cdot \sqrt{a \cdot t} = 1,5 \cdot \sqrt{3600 \cdot 9125} = 8597 \text{ м},$$

где t – время отдачи воды из скважины за период эксплуатации в сутках (25 лет – нормативное значение).

$$t = 25 \cdot 365 = 9125 \text{ суток};$$

a – коэффициент пьезопроводности, характеризующий скорость распределения давления в водоносном пласте при откачке, м²/сут., определяется:

$$a = \frac{K_{\phi} \cdot m}{\mu_n} = \frac{7,8 \cdot 60}{0,23} = 2034,8 \text{ м}^2 / \text{сут.},$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/сут.;

m – мощность водоносного пласта, м;

μ_n – показатель (коэффициент) упругой водоотдачи напорного водоносного пласта, принимается по приложению в зависимости от типа водоносной породы.

5. Расстояние между скважинами в зависимости от породы, складывающей водоносный пласт, принимается 35 м.

6. Дебит скважины с учетом взаимодействия:

$$Q_{\text{вз.скв.}} = \alpha_{\text{вз}} \cdot Q = 0,81 \cdot 1325 = 1073,3 \text{ м}^3 / \text{сут.},$$

где $\alpha_{\text{вз}}$ – коэффициент взаимодействия, который принимается в зависимости от расстояния между скважинами (см. приложение 9).

7. Предварительное количество скважин:

$$n = \frac{Q_{\text{сут. макс.}}}{Q_{\text{вз.скв.}}} = \frac{1325}{1073,3} = 1,23 \approx 2.$$

8. Фактический дебит одной скважины:

$$Q_{\text{факт.}} = \frac{Q_{\text{сут. макс.}}}{n} = \frac{1325}{2} = 662,5 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

9. Наружный диаметр фильтра:

$$D_{\text{нар.}} = \frac{Q_{\text{факт.}}}{\pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot v_{\text{вх}}}, \text{ м},$$

где $v_{\text{вх}}$ – скорость входа воды из водоносного пласта в фильтр, м/сут., определяется по формуле:

$$v_{\text{вх}} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \cdot \sqrt[3]{7,8} = 128,91 \text{ м} / \text{сут.};$$

$l_{\text{р.ч.}}$ – длина рабочей части фильтра, м:

для напорных скважин в водоносных пластах, мощностью $m > 10$ метров определяется по формуле:

$$l_{\text{р.ч.}} = \beta \cdot m = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ м},$$

где β – коэффициент, принимается в пределах $\beta = 0,6 \dots 0,8$.

$$D_{\text{нар.}} = \frac{Q_{\text{факт.}}}{\pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot v_{\text{вх}}} = \frac{662,5}{3,14 \cdot 42 \cdot 128,91} = 0,04 \text{ м}.$$

Принимается каркасно-стержневой фильтр с наружным диаметром $D_{\text{нар.}} = 109 \text{ мм} = 0,109 \text{ м}$.

10. Водозахватывающая способность скважины $Q_{\text{скв.}}$ при принятом наружном диаметре фильтра $D_{\text{нар.}}$:

$$Q_{\text{скв.}} = D_{\text{нар.}} \cdot \pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot v_{\text{вх}} = 0,109 \cdot 3,14 \cdot 42 \cdot 128,91 = 1853,07 \text{ м}^3 / \text{сут.};$$

$$\frac{Q_{\text{скв.}}}{24} = \frac{1853,07}{24} = 77,21 \text{ м}^3 / \text{час} \leq 60 \dots 90 \text{ м}^3 / \text{час}$$

11. Уточненное число рабочих скважин:

$$n_{\text{раб.}} = \frac{Q_{\text{сут. макс.}}}{Q_{\text{скв.}}} = \frac{1325}{1853,07} = 0,72 \approx 1.$$

12. Фактический дебит одной скважины при числе рабочих скважин:

$$Q_{\text{факт.}} = \frac{Q_{\text{сут. макс.}}}{n_{\text{раб.}}} = \frac{1325}{1} = 1325 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

Часовой $q_{\text{факт.ч.}}$ и секундный $q_{\text{факт.с.}}$ расходы скважины:

$$q_{\text{факт.ч.}} = \frac{Q_{\text{факт.}}}{24} = \frac{1325}{24} = 55,2 \text{ м}^3 / \text{ч} ;$$

$$q_{\text{факт.с.}} = \frac{q_{\text{факт.ч.}}}{3,6} = \frac{55,2}{3,6} = 15,33 \text{ л/с} .$$

13. Уточняется наружный диаметр фильтра при $Q_{\text{факт.}}$:

$$D_{\text{нар.}} = \frac{Q_{\text{факт.}}}{\pi \cdot l_{\text{р.ч.}} \cdot v_{\text{вх}}} = \frac{1325}{3,14 \cdot 42 \cdot 128,91} = 0,07 \text{ м} .$$

Оставляется принятый ранее каркасно-стержневой фильтр с наружным диаметром $D_{\text{нар.}} = 109 \text{ мм} = 0,109 \text{ м}$.

14. Напор насоса:

$$H_n = H_z + h_{\text{дл.}} + h_m , \text{ м} ,$$

где $h_{\text{дл.}}$ – потери напора по длине, м.

$$h_{\text{дл.}} = 1000i \cdot l = 7,678 \cdot 0,07 = 0,54 \text{ м} ,$$

где l – длина водоводов от скважины до станции водоподготовки, км;

$1000i$ – удельные потери напора в метрах на 1 километр длины (м/км), принимаются по таблицам [3] в зависимости от диаметра трубопровода и расхода, протекающего по нему (по расходу $q_{\text{факт.с.}} = 15,33 \text{ л/с}$ стальные трубы диаметром 150 мм, $1000i = 7,678 \text{ м/км}$, скорость движения воды $0,782 \text{ м/с}$);

h_m – местные потери напора, принимаются 10...15% от потерь напора по длине, м.

$$h_m = (0,1 \dots 0,15) \cdot h_{\text{дл.}} = 0,1 \cdot 0,54 = 0,054 \text{ м};$$

H_z – геометрическая высота подъема, м

$$H_z = \nabla_{\text{с. вод.}} - \nabla_{\text{дин}} , \text{ м};$$

$\nabla_{\text{с. вод.}}$ – отметка воды в распределительной чаше фильтра на станции водоподготовки, м

$$\nabla_{\text{с. вод.}} = \nabla_{\text{зем.с.в.}} + (4,0 \dots 4,5) = 125 + 4 = 129 \text{ м};$$

$\nabla_{\text{зем.с.в.}}$ – отметка земли станции водоподготовки, м;

$\nabla_{\text{дин.}}$ – динамический уровень воды в скважине, м

$$\nabla_{\text{дин.}} = \nabla_{\text{ст.}} - S , \text{ м} ,$$

где S – понижение уровня воды в скважине, м:

$$S = \frac{Q_{\text{факт.}}}{2,73 \cdot m \cdot K_{\phi}} \cdot \lg \frac{R_{\text{э}}}{r} = \frac{1325}{2,73 \cdot 60 \cdot 7,8} \cdot \lg \frac{6463,51}{0,1} = 11,5 \text{ м} < S_{\text{дон}} = 0,35 \cdot H = 0,35 \cdot 60 = 21 \text{ м},$$

где r – радиус скважины, м, ($r=0,1$ м).

$$\nabla_{\text{дин}} = \nabla_{\text{ст}} - S = 101 - 11,5 = 89,5 \text{ м}$$

$$H_{\text{э}} = \nabla_{\text{с.вод.}} - \nabla_{\text{дин}} = 129 - 89,5 = 39,5 \text{ м}$$

$$H_{\text{н}} = H_{\text{э}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{м}} = 39,5 + 0,54 + 0,054 = 40,09 \approx 40 \text{ м}$$

15. По напору $H_{\text{н}} = 40$ м и подаче $q_{\text{факт.ч.}} = 55,2$ м³/час принимается насос ЭЦВ 10-63-40Г, напор 40 м, подача 63 м³/час, диаметр обсадной колонны $D_{\text{о.к.}} = 0,254$ м, диаметр электродвигателя $D_{\text{э}} = 0,235$ м, длина электродвигателя $l_{\text{э}} = 0,98$ м.

16. Минимальная глубина погружения насоса в скважину:

$$H_{\text{погр.}}^{\text{мин}} = \nabla_{\text{зем.}} - \nabla_{\text{ст.}} + S_{\text{max}} + \Delta S + \Delta h + (3...7), \text{ м},$$

где 3...7 м – глубина погружения насоса под динамический уровень.

Потери напора в фильтре:

$$\Delta S = \frac{Q_{\text{факт.}} \cdot \xi}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m} = \frac{1325 \cdot 1}{6,28 \cdot 7,8 \cdot 60} = 0,45 \text{ м}.$$

Потери напора в щели между погружным электродвигателем и обсадной колонной:

$$\begin{aligned} \Delta h &= \frac{0,04 \cdot l_{\text{э}} + 0,3 \cdot (D_{\text{о.к.}} - D_{\text{э}})}{12,1 \cdot (D_{\text{о.к.}} + D_{\text{э}})^2 \cdot (D_{\text{о.к.}} - D_{\text{э}})^2} \cdot Q_{\text{факт.}}^2 = \\ &= \frac{0,04 \cdot 0,98 + 0,3 \cdot (0,254 - 0,235)}{12,1 \cdot (0,254 + 0,235)^2 \cdot (0,254 - 0,235)^2} \cdot 0,01533^2 = 0,011 \text{ м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{\text{погр.}}^{\text{мин}} &= \nabla_{\text{зем.}} - \nabla_{\text{ст.}} + S_{\text{max}} + \Delta S + \Delta h + (3...7) = \\ &= 125 - 101 + 11,5 + 0,45 + 0,011 + 3 = 39 \text{ м} \end{aligned}$$

2. Пример расчета

Исходные данные: Пласт – **безнапорный**. Движение подземных вод – **установившееся**. Порода водоносного пласта – песок мелкий, коэффициент фильтрации $K_{\phi} = 4$ м/сут, коэффициент водоотдачи $\mu = 0,18$. Максимальный суточный расход $Q_{\text{сут.макс.}} = 1325$ м³/сут. Отметка поверхности земли у устья скважины $\nabla_{\text{з}} = 125,00$ м, отметка подошвы скважины $\nabla_{\text{п}} = 45,00$ м, отметка статического уровня $\nabla_{\text{ст}} = 96,00$ м. Длина водоводов от скважины до станции водоподготовки $l = 0,07$ км.

1. Мощность пласта

$$m = \nabla_{\text{к}} - \nabla_{\text{п}} = 125 - 45 = 80 \text{ м}.$$

2. Напор в скважине: $H = \nabla_{\text{ст.}} - \nabla_{\text{п}} = 96 - 45 = 51 \text{ м}.$

3. Для предварительного расчета суточный расход скважины Q принимается равным максимальному суточному расходу, требуемому для подачи потребителю:

$$Q = Q_{сут. макс.} = 1325 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

4. Радиус влияния депрессионной воронки за нормативный период эксплуатации:

$$R \approx 2 \cdot S \cdot \sqrt{K_{\phi} \cdot m} = 2 \cdot 12,75 \cdot \sqrt{4 \cdot 80} = 456,2 \text{ м.}$$

Оптимальное понижение для безнапорных скважин:

$$S = 0,25 \cdot H = 0,25 \cdot 51 = 12,75 \text{ м.}$$

5. Расстояние между скважинами в зависимости от породы, складывающей водоносный пласт, принимается 40 м.

6. Дебит скважины с учетом взаимодействия:

$$Q_{вз.скв.} = \alpha_{вз} \cdot Q = 0,64 \cdot 1325 = 848 \text{ м}^3 / \text{сут.},$$

где $\alpha_{вз}$ – коэффициент взаимодействия, который принимается в зависимости от расстояния между скважинами (см. приложение 9).

7. Предварительное количество скважин:

$$n = \frac{Q_{сут. макс.}}{Q_{вз.скв.}} = \frac{1325}{848} = 1,56 \approx 2.$$

8. Фактический дебит одной скважины:

$$Q_{факт} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n} = \frac{1325}{2} = 662,5 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

9. Наружный диаметр фильтра:

$$D_{нар.} = \frac{Q_{факт.}}{\pi \cdot l_{р.ч.} \cdot v_{вх}}, \text{ м,}$$

где $v_{вх}$ – скорость входа воды из водоносного пласта в фильтр, м/сут., определяется по формуле:

$$v_{вх} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \cdot \sqrt[3]{4} = 103,18 \text{ м} / \text{сут.};$$

$l_{р.ч.}$ – длина рабочей части фильтра, м:

для безнапорных скважин глубиной свыше 50 м определяют по формуле:

$$l_{р.ч.} = h_{доп.} - 12 = 38,25 - 12 = 26,25 \text{ м,}$$

где $h_{доп.}$ – минимально допустимая разность между динамическим уровнем воды у внешней стенки скважины и подошвой водоносного пласта, м.

$$h_{доп.} = H - S = 51 - 12,75 = 38,25 \text{ м}$$

$$D_{нар.} = \frac{Q_{факт.}}{\pi \cdot l_{р.ч.} \cdot v_{вх.}} = \frac{662,5}{3,14 \cdot 26,25 \cdot 103,18} = 0,08 \text{ м}$$

Принимается каркасно-стержневой фильтр с наружным диаметром

$$D_{нар.} = 109 \text{ мм} = 0,109 \text{ м} .$$

10. Водозахватывающая способность скважины $Q_{скв.}$ при принятом наружном диаметре фильтра $D_{нар.}$:

$$Q_{скв.} = D_{нар.} \cdot \pi \cdot l_{р.ч.} \cdot v_{вх} = 0,109 \cdot 3,14 \cdot 26,25 \cdot 103,18 = 927 \text{ м}^3 / \text{сут} .$$

11. Уточненное число рабочих скважин:

$$n_{раб.} = \frac{Q_{сут. макс.}}{Q_{скв.}} = \frac{1325}{927} = 1,43 \approx 2 .$$

12. Фактический дебит одной скважины при числе рабочих скважин $n_{раб.} = 2$:

$$Q_{факт.} = \frac{Q_{сут. макс.}}{n_{раб.}} = \frac{1325}{2} = 662,5 \text{ м}^3 / \text{сут} .$$

Часовой $q_{факт.ч.}$ и секундный $q_{факт.с.}$ расходы скважины:

$$q_{факт.ч.} = \frac{Q_{факт.}}{24} = \frac{662,5}{24} = 27,6 \text{ м}^3 / \text{ч} ,$$

$$q_{факт.с.} = \frac{q_{факт.ч.}}{3,6} = \frac{27,6}{3,6} = 7,7 \text{ л} / \text{с} .$$

13. Уточняется наружный диаметр фильтра при $Q_{факт.}$:

$$D_{нар.} = \frac{Q_{факт.}}{\pi \cdot l_{р.ч.} \cdot v_{вх}} = \frac{662,5}{3,14 \cdot 26,25 \cdot 103,18} = 0,08 \text{ м} .$$

Оставляется ранее принятый каркасно-стержневой фильтр с наружным диаметром $D_{нар.} = 109 \text{ мм} = 0,109 \text{ м} .$

14. Напор насоса:

$$H_N = H_2 + h_{дл} + h_M , \text{ м} ,$$

где $h_{дл}$ – потери напора по длине, м.

$$h_{дл.} = 1000i \cdot l = 10,987 \cdot 0,07 = 0,77 \text{ м}$$

где l – длина водоводов от скважины до станции водоподготовки, км;

$1000i$ – удельные потери напора в метрах на 1 километр длины (м/км), принимаются по таблицам [3] в зависимости от диаметра трубопровода и расхода, протекающего по нему (по расходу $q_{факт.с.} = 7,7 \text{ л} / \text{с}$ стальные трубы диаметром 100 мм, $1000i = 10,987$, скорость движения воды 0,754 м/с);

h_M – местные потери напора, принимаются 10...15% от потерь напора по длине, м.

$$h_M = (0,1 \dots 0,15) \cdot h_{дл} = 0,1 \cdot 0,77 = 0,077 \text{ м}$$

H_2 – геометрическая высота подъема, м.

$$H_z = \nabla_{c.вод.} - \nabla_{дин.}, \text{ м}$$

$\nabla_{c.вод.}$ – отметка воды в распределительной чаше фильтра на станции водоподготовки, м.

$$\nabla_{c.вод.} = \nabla_{зем.с.в.} + (4,0...4,5) = 125 + 4 = 129 \text{ м}$$

$\nabla_{зем.с.в.}$ – отметка земли станции водоподготовки, м;

$\nabla_{дин.}$ – динамический уровень воды в скважине, м.

$$\nabla_{дин.} = \nabla_{ст.} - S = 96 - 12,75 = 83,25 \text{ м}$$

$$H_z = \nabla_{c.вод.} - \nabla_{дин.} = 129 - 83,25 = 45,75 \text{ м}$$

$$H_n = H_z + h_{дл} + h_m = 45,75 + 0,77 + 0,077 = 46,6 \text{ м}$$

15. По напору $H_n = 46,6$ м и подаче $q_{факт.ч.} = 27,6$ м³/час принимается насос ЭЦВ 8-40-60, напор 60 м, подача 40 м³/час, диаметр обсадной колонны $D_{о.к.} = 0,2$ м, диаметр электродвигателя $D_э = 0,186$ м, длина электродвигателя $l_э = 1,053$ м.

16. Минимальная глубина погружения насоса в скважину:

$$H_{погр.}^{\min} = \nabla_{зем.} - \nabla_{ст.} + S_{\max} + \Delta S + \Delta h + (3...7), \text{ м},$$

где 3...7 м – глубина погружения насоса под динамический уровень.

Потери напора в фильтре:

$$\Delta S = \frac{Q_{факт.} \cdot \xi}{6,28 \cdot K_{\phi} \cdot m} = \frac{1325 \cdot 1}{6,28 \cdot 4 \cdot 80} = 0,66 \text{ м}.$$

Потери напора в щели между погружным электродвигателем и обсадной колонной:

$$\begin{aligned} \Delta h &= \frac{0,04 \cdot l_э + 0,3 \cdot (D_{о.к.} - D_э)}{12,1 \cdot (D_{о.к.} + D_э)^2 \cdot (D_{о.к.} - D_э)^2} \cdot Q_{факт.}^2 = \\ &= \frac{0,04 \cdot 1,053 + 0,3 \cdot (0,2 - 0,186)}{12,1 \cdot (0,2 + 0,186)^2 \cdot (0,2 - 0,186)^2} \cdot 0,0077^2 = 0,008 \text{ м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{погр.}^{\min} &= \nabla_{зем} - \nabla_{ст} + S_{\max} + \Delta S + \Delta h + (3...7) = \\ &= 125 - 96 + 12,75 + 0,66 + 0,008 + 4 = 46,418 \text{ м} . \end{aligned}$$

7. НАЗНАЧЕНИЕ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ

Зоны санитарной охраны должны предусматриваться на всех проектируемых и реконструируемых водопроводах хозяйственно-питьевого назначения в целях обеспечения их санитарно-эпидемиологической надежности. Зоны водопровода должны включать зону источника водоснабжения в месте забора воды (включая водозаборные сооружения), зону и санитарно-защитную полосу водопроводных сооружений (насосных станций, станций подготовки воды, емкостей) и санитарно-защитную полосу водоводов. Зона источника водоснабжения в месте забора воды должна состоять из трех поясов: первого — строгого режима, второго и третьего — режимов ограничения.

В первый пояс санитарной охраны включается участок водоприемного сооружения, а также связанная с ними насосная станция, установка для обработки воды и резервуар. Границы этого пояса должны отстоять от водозаборных сооружений на расстояние не менее 30 м при использовании артезианских водоносных горизонтов и на расстоянии не менее 50 м при использовании безнапорных грунтовых вод. На генплане населенного пункта первый пояс санитарной охраны определяется окружностью или квадратом вокруг водозаборной скважины радиусом 30 м или стороной квадрата 60 м.

Границы второго пояса санитарной охраны устанавливаются в зависимости от местных гидрогеологических условий и характера использования подземного потока. Радиус площади 2-го пояса зон санитарной охраны равен:

– для напорного пласта:

$$R_2 = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot \mu}} = \sqrt{\frac{1325 \cdot 200}{3,14 \cdot 60 \cdot 0,2}} = 84 \text{ м};$$

– для безнапорного пласта:

$$R_2 = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot \mu}} = \sqrt{\frac{662,5 \cdot 200}{3,14 \cdot 80 \cdot 0,18}} = 54 \text{ м},$$

где Q – дебит скважины, м³/сут.;

T – расчетное время выживаемости микробов, 200 суток;

m – мощность водоносного горизонта, м;

μ – активная пористость.

Радиус зоны третьего пояса:

– для напорного пласта:

$$R_3 = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot \mu}} = \sqrt{\frac{1325 \cdot 10000}{3,14 \cdot 60 \cdot 0,2}} = 593 \text{ м};$$

– для безнапорного пласта:

$$R_3 = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot \mu}} = \sqrt{\frac{662,5 \cdot 10000}{3,14 \cdot 80 \cdot 0,18}} = 383 \text{ м},$$

где T – расчетное время выживаемости микробов, 10000 суток.

8. ДЕТАЛИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Детализровка – это чертеж, на котором условными обозначениями показывают трубы, фасонные части и арматуру водопроводной сети. На схеме показываются задвижки, которые устанавливают на всех ответвлениях, в местах пересечения трубопроводов и там, где возникает необходимость отключения участков; пожарные гидранты, которые устанавливаются не более, чем через 150 м; фасонные части (переходы, патрубки и т. д.)

Таблица 8.1 – Спецификация фасонных частей

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во, шт.	Масса ед., кг	Прим.
1	ТФПП 125×125	Тройник фланцевый с пожарной подставкой	3		
2	ТФПП 100×100	Тройник фланцевый с пожарной подставкой	1	42	
3	ХФ 125×100	Переход фланцевый	3	16,3	
4	ХФ 150×125	Переход фланцевый	2	20,6	
5	ПФР 100	Патрубок фланец-раструб	5	13,6	
6	ПФГ 100	Патрубок фланец-гладкий конец	6	13,1	
7	ПФР 125	Патрубок фланец-раструб	2		
8	ПФГ 125	Патрубок фланец-гладкий конец	2		
9	ПФР 150	Патрубок фланец-раструб	2	22,1	
10	30ч6бр	Задвижка Ø 100	12	42	
11	30ч6бр	Задвижка Ø 125	7	60	
12	КФПП 100×100	Крестовина фланцевая с пожарной подставкой	1	50,5	

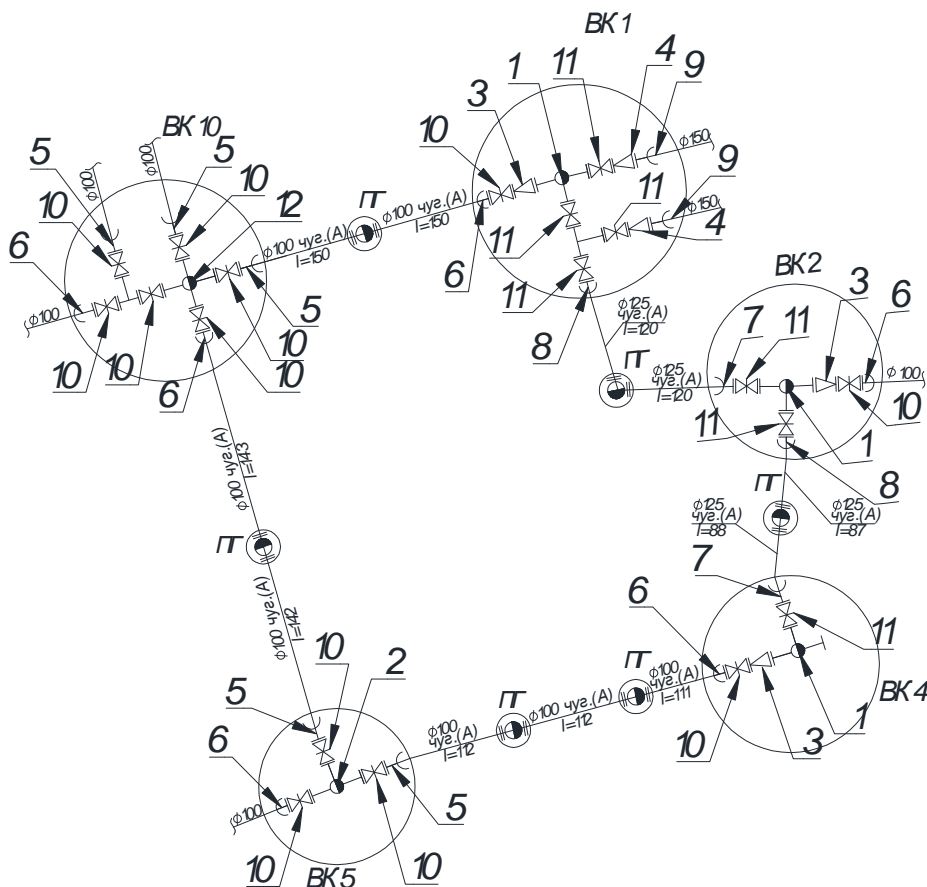


Рисунок 8.1 – Детализровка водопроводного кольца №1

**Проектные нормы водопотребления
на питьевые и хозяйственные нужды населения**

Степень санитарно-технического оборудования зданий жилой застройки	Проектная суточная (средняя за год) норма водопотребления на одного жителя, л/сут.
1. Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн и душей	85
2. Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией и газоснабжением без ванн и душей	100
3. Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией, с ванными и водонагревателями, работающими на твердом топливе	115
4. То же, с газовыми водонагревателями	140
5. Жилая застройка зданиями, оборудованные внутренним водопроводом, канализацией и централизованным горячим водоснабжением, с душевыми	180
6. То же, с ваннами, оборудованными душами	210
7. Жилая застройка зданиями, имеющими ввод водопровода	50
8. Жилая застройка с водопользованием из водоразборных колонок	30

Распределение суточного расхода воды по часам суток, %

Ча- сы су- ток	Расходы по населенным пунктам при коэффициенте часовой неравномерности водопотребления												Расходы по животноводческим фермам	
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5	Молочной	Свино- водческой
0-1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6	0,5	0,9
1-2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6	1	0,5
2-3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2	0,5	0,5
3-4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2	0,5	0,5
4-5	3,4	3,25	3,35	2,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5	2,2	10,2
5-6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5	2,2	9,5
6-7	4,00	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5	4,7	6,5
7-8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2	4,7	3,2
8-9	5,00	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8	10,2	3,2
9-10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5	5,4	2
10-11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1	7,2	3,3
11-12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1	6,1	3,3
12-13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5	4,2	7,4
13-14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5	9,1	5,3
14-15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7	6,6	3,4
15-16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2	2	3,4
16-17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4	4,2	5,2
17-18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4	3,6	6,9
18-19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3	8,2	9,2
19-20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6	7,2	7,4
20-21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6	3,5	4,3
21-22	4,15	4,3	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1	4,6	1,3
22-23	3,9	4,2	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6	0,8	1,3
23-24	3,8	3,75	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6	0,8	1,3
Ито- го	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Предельные экономические расходы
для чугунных трубопроводов (ГОСТ 9583-75)

Условный проход d_y , мм	Предельные расходы $Q_{пр}$, л/с, для труб класса	
	ЛА	А
80	3,3-5,4	3,2-5,2
100	5,4-8,9	5,2-8,6
125	8,9-14,1	8,6-13,7
150	14,1-23,6	13,7-23,0
200	23,6-42,4	23,0-41,6
250	42,4-67,8	41,6-66,6
300	67,8-99,9	66,6-98,4
350	99,9-138,2	98,4-136,3
400	138,2-203,9	136,3-201,1
500	203,9	201,1

Удельные сопротивления для чугунных труб (ГОСТ 9583-75)

Условный проход d_y , мм	Наружный диаметр d_n , мм	Расчетные диаметры и удельные значения А			
		ЛА		А	
		d_p , мм	A , c^2/m^6	d_p , мм	A , c^2/m^6
Новые трубы при $v = 1,0$ м/с					
80	98	83,6	831,98	82,2	909,637
100	118	103	276,197	101,4	300,017
125	144	128,2	86,89	126,6	92,852
150	170	153,4	33,663	151,6	35,852
200	222	203,6	7,5417	201,8	7,904
250	274	254	2,344	252	2,444
300	326	304,4	0,9006	302,2	0,9358
350	378	354,6	0,402	352,4	0,4154
400	429	404	0,2018	401,4	0,2088
500	532	503,6	0,06298	500,8	0,06487
Неновые трубы при $v \geq 1,2$ м/с					
80	98	82,6	953,466	81,2	1043,885
100	118	102	311,687	100,4	338,93
125	144	127,2	96,72	125,6	103,43
150	170	152,4	37,11	150,6	39,521
200	222	202,6	8,206	200,8	8,603
250	274	253	2,528	251	2,6365
300	326	304,4	0,9485	302,2	0,98569
350	378	354,6	0,4224	352,4	0,43653
400	429	404	0,2116	401,4	0,21895
500	532	503,6	0,0658	500,8	0,067776

Удельные сопротивления для стальных труб (ГОСТ 10704-63 и ГОСТ 8696-74)

Условный проход d_y , мм	Наружный диаметр d_n , мм	Расчетные диаметры и удельные значения A			
		Новые трубы при $v = 1,0$ м/с		Неновые трубы при $v \geq 1,2$ 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

Поправочные коэффициенты K к значениям удельных сопротивлений A

Скорость v , м/с	Трубы			Скорость v , м/с	Трубы		
	стальные новые	чугунные новые	неновые стальные и чугунные		стальные новые	чугунные новые	неновые стальные и чугунные
0,2	1,244	1,462	1,41	1,4	0,972	0,938	0,953
0,3	1,163	1,317	1,28	1,5	0,968	0,927	0,944
0,4	1,113	1,226	1,2	1,6	0,965	0,917	0,936
0,5	1,081	1,192	1,15	1,7	0,961	0,907	0,928
0,6	1,057	1,115	1,115	1,8	0,958	0,899	0,922
0,7	1,039	1,078	1,085	1,9	0,954	0,891	0,916
0,8	1,021	1,047	1,06	2,0	0,951	0,884	0,91
0,9	1,011	1,021	1,04	2,2	0,946	0,871	0,9
1,0	1,000	1,000	1,03	2,4	0,941	0,861	0,891
1,1	0,993	0,988	1,015	2,6	0,937	0,51	0,883
1,2	0,986	0,965	1	2,8	0,934	0,843	0,876
1,3	0,979	0,951	1	3,0	0,932	0,836	0,87

Приложение 7

Ориентировочные значения коэффициентов водоотдачи μ
и фильтрации K_{ϕ}

Породы	μ	Коэффициент фильтрации, K_{ϕ} , м/сут
Пески пылеватые, супеси	0,1...0,15	0,1...1
Пески мелкие	0,15...0,2	1..5
Пески средней крупности и гравелистые	0,2...0,25	5...30
Галечно-гравелистые отложения	0,25...0,3	100...200
Известняки	0,005...0,1	20...50
Песчаники	0,001...0,03	10...20

Приложение 8

Рекомендуемые 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.

Приложение 9

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

Приложение 10

Основные параметры фильтров каркасно-стержневых

Наименование параметра	Значение параметра, мм									
	109	122	151	170	196	247	305	357	413	462
Диаметр фильтра наружный, D_{ϕ}	109	122	151	170	196	247	305	357	413	462
Диаметр патрубков и опорных колец, $D_{п}$	89	102	127	146	168	219	273	325	377	426
Длина па- трубка	верхнего, $l_{в}$	200	200	300	300	300	300	300	300	300
	нижнего, $l_{н}$	150	150	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, $d_{с}$	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.

Основные параметры щелевых фильтров

Условный проход D_v		40	50	80	100	125	150	200	250	300	350	400
d	Наружный диаметр	48	60	88	113	140	165	225	280	400	330	450
	Предельное отклонение	+0,2	+0,2	+0,3	+0,3	+0,4	+0,4	+0,5	+0,5	+0,6	+0,7	+0,8

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Смагин, В.Н. Курсовое и дипломное проектирование по сельскохозяйственному водоснабжению / В.Н. Смагин, К.А. Небольсина, В.М. Беляков. - М.: ВО «Агропромиздат», 1990. - 336 с.
2. Белан, А.Е. Проектирование и расчет устройств водоснабжения / А.Е. Белан, П.Д. Хоружий. – Киев: Будивельник, 1981. – 192 с.
3. Шевелев, Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие / Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. – М.: Стройиздат, 1984. – 117 с.
4. Москвитин, А.С. Справочник по специальным работам. Трубы, арматура и оборудование к водопроводно-канализационным сооружениям.–2-е издание переработанное / А.С.Москвитин, В.И.Махров, Е.В.Авдеев и др. – М.: 1970. – 527 с.
5. Оводов, В.С. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. – 3-е издание переработанное и дополненное / В.С.Оводов – М.: Колос, 1984. – 480 с.
6. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения: ТКП 45-4.01-320-2018 (33020).
7. Противопожарное водоснабжение: ТКП 45-2.02-316-2018 (33020).
8. Водоснабжение питьевое. Общие положения и требования: СНБ 4.01.01-03.

Учебное издание

Составители:

*Мороз Владимир Валентинович
Сенчук Дарья Дмитриевна
Новосельцева Анна Геннадьевна*

Методические указания

к выполнению практических работ по дисциплине
«Насосные станции
и сельскохозяйственное водоснабжение»
для студентов специальности
1 - 74 05 01 – «Мелиорация и водное хозяйство»

Ответственный за выпуск: Мороз В.В.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано в печать 12.02.2020 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага «Performer».
Гарнитура «Arial». Усл. печ. л. 2,79. Уч. изд. л. 3,0. Заказ № 1747. Тираж 22 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.