

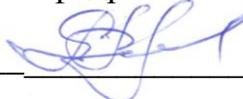
МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Тульский государственный университет»

Институт горного дела и строительства
Кафедра «Санитарно-технические системы»

Утверждено на заседании кафедры
«Санитарно-технические системы»
«20» января 2023 г., протокол № 5

Заведующий кафедрой



Р.А. Ковалев

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по проведению практических (семинарских) занятий
по дисциплине (модулю)
«Водоснабжение»

основной профессиональной образовательной программы
высшего образования – программы бакалавриата

по направлению подготовки
08.03.01 – "Строительство"

с профилем
"Водоснабжение и водоотведение"

Форма(ы) обучения: очная, очно-заочная

Идентификационный номер образовательной программы: 080301-02-23

Тула 2023 год

Разработчик(и) методических указаний

Белоусов Р.О., доцент, к.т.н., доцент
(ФИО, должность, ученая степень, ученое звание)



(подпись)

СЕТИ И СООРУЖЕНИЯ	4
ВОДОЗАБОРЫ	45
ВОДОПОДГОТОВКА	66

Сети и сооружения

1. Определение суточных, часовых и расчетных расходов воды.

Определение расчетных расходов воды в рассматриваемом примере проведем для режима максимального водопотребления. Выбранные нормативные и полученные расчетные значения величин будем вносить в соответствующие таблицы.

1.1. Определение среднесуточных расходов воды

Среднесуточный расход воды на хозяйственно – питьевые и коммунальные нужды населенного пункта определим по формуле (1):

$$Q_{\text{сут.ср}} = q_{\text{н}} \times N \times 10^{-3}, \quad (1)$$

где $q_{\text{н}}$ – среднесуточное удельное хозяйственно-питьевое водопотребление на одного жителя в л/сут, принимаемое по приложению 1; N – число жителей в населенном пункте на расчетный период.

Для зданий (см. задание), оборудованных внутренним водопроводом и канализацией и имеющим централизованную систему горячего водоснабжения в соответствии с приложением 1 норма потребления воды на хозяйственно – питьевые и коммунальные нужды населенного пункта лежит в пределах от 230 до 350 л/сут на одного жителя. Принимаем для Ростовской области 300 л/сут на жителя (на юге водопотребление больше, чем на севере). Согласно примечанию 4 приложения 1 до 40% воды подается по сетям теплоснабжения. Тогда, норма холодной воды составит 60% от 300 л/сут, т.е. 180 л/сут. на человека.

Число жителей по заданию оставляет 10000 человек.

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{к.с.}} = q_{\text{н}} \times N \times 10^{-3} = 180 \times 10000 \times 10^{-3} = 1800 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Среднесуточный расход воды на общественные здания также определяют по формуле (1), где $q_{\text{н}}$ - норма расхода холодной воды в л/сут на одного посетителя (проживающего, учащегося), принимаемая по приложению 2; N – расчетное за сутки число посетителей (проживающих, учащихся).

В учебной работе ограничимся тремя общественными зданиями (см. задание), хотя в реальных условиях их количество достигает десятков и сотен единиц.

Среднесуточный расход воды на гостиницу: Q

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{гост.}} = q_{\text{н}} \times N \times 10^{-3} = 90 \times 300 \times 10^{-3} = 27 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Среднесуточный расход воды на детский сад:

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{д.сад.}} = q_{\text{н}} \times N \times 10^{-3} = 70 \times 100 \times 10^{-3} = 7 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Среднесуточный расход воды на общежитие:

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{общ.}} = q_{\text{н}} \times N \times 10^{-3} = 70 \times 200 \times 10^{-3} = 14 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Среднесуточный расход воды жилого сектора найдем, как разницу между расходом на хозяйственно – питьевые нужды населенного пункта и расходом на общественные здания.

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{жил.с.}} = Q_{\text{сут.ср}}^{\text{к.с.}} - \sum Q_{\text{сут.ср}}^{\text{общ.зд.}} = 1800 - (27 + 7 + 14) = 1752 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Среднесуточный расход воды на хозяйственно–питьевые нужды промышленного предприятия по видам цехов находим, как сумму объемов воды, потребляемых в каждую смену и определяемых по формуле (1):

где $q_{\text{н}}$ - нормы расхода холодной воды в л/сут на одного работающего по видам цехов, принимаемая согласно приложению 3; $N_{\text{см.}}$ – число людей, работающих на предприятии в каждую смену по видам цехов (см. задание).

Горячие цехи:

$$1 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 21 \times 300 \times 10^{-3} = 6,3 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$2 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 21 \times 300 \times 10^{-3} = 6,3 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$3 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 21 \times 300 \times 10^{-3} = 6,3 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{гор.ц.}} = \sum Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 6,3 + 6,3 + 6,3 = 18,9 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Остальные цехи:

$$1 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 14 \times 700 \times 10^{-3} = 9,8 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$2 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 14 \times 700 \times 10^{-3} = 9,8 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$3 \text{ смена} \quad Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 14 \times 600 \times 10^{-3} = 8,4 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

$$Q_{\text{сут.ср}}^{\text{ост.ц.}} = \sum Q_{\text{см.}}^{\text{х.п.}} = 9,8 + 9,8 + 8,4 = 28 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Среднесуточный расход воды на производственные (технологические) нужды промышленного предприятия также определяем, как сумму объемов воды, потребляемых в каждую смену и определяе-

мых по формуле (1), где q_H - норма расхода воды в л на единицу выпускаемой продукции (см. задание); $N_{см.}$ – количество выпускаемой предприятием продукции по сменам (см. задание);

$$\begin{aligned} 1 \text{ смена} & \quad Q_{1 \text{ см.}}^{\text{техн.}} = 100 \times 500 \times 10^{-5} = 50 \text{ м}^3/\text{сут}; \\ 2 \text{ смена} & \quad Q_{2 \text{ см.}}^{\text{техн.}} = 100 \times 500 \times 10^{-5} = 50 \text{ м}^3/\text{сут}; \\ 3 \text{ смена} & \quad Q_{3 \text{ см.}}^{\text{техн.}} = 100 \times 400 \times 10^{-5} = 40 \text{ м}^3/\text{сут}. \\ Q_{\text{сут. ср.}}^{\text{техн.}} & = \sum Q_{\text{см.}}^{\text{техн.}} = 50 + 50 + 40 = 140 \text{ м}^3/\text{сут}. \end{aligned}$$

Среднесуточный расход воды на пользование душем находят исходя из количества рабочих, пользующихся душем в максимальную смену и группы производственного процесса. Расчетное число человек на одну душевую сетку определяют исходя из санитарных характеристик производственного процесса (приложение 4). В нашем случае в максимальную смену работает 1000 человек, из них 30% пользуется душем. Согласно приложению 4 примем на одну душевую сетку 7 человек. Тогда потребное количество душевых сеток по формуле (2) будет равно:

$$n_{\text{душ}} = N_{\text{макс}} / N_H = 300 / 7 = 43, \quad (2)$$

где $N_{\text{макс}}$ – количество рабочих, пользующихся душем в максимальную смену; N_H – расчетное число человек на одну душевую сетку.

Среднесуточный расход воды на душ определим из выражения (5)

$$Q_{\text{сут. ср.}}^{\text{душ}} = 0,75 \times q_H \times n_{\text{душ}} \times n_{\text{см}} \times 10^{-3},$$

где q_H – норма расхода воды на одну душевую сетку, равная 230 л/ч по холодной воде; $n_{\text{см}}$ – количество смен работы в сутки; 0,75 – коэффициент, учитывающий время пользования душем (45 минут после окончания смены).

$$Q_{\text{сут. ср.}}^{\text{душ}} = 0,75 \times q_H \times n_{\text{душ}} \times n_{\text{см}} \times 10^{-3} = 0,75 \times 230 \times 43 \times 3 \times 10^{-3} = 22,2 \text{ м}^3/\text{сут},$$

1.2. Определение максимальных и минимальных суточных расходов воды

Расчетные расходы воды в сутки наибольшего водопотребления на хозяйственно-питьевые и коммунальные нужды надлежит определять по формуле (4):

$$Q_{\text{сут. макс}} = K_{\text{сут. макс}} \times Q_{\text{сут. ср.}}, \quad (4)$$

где $K_{\text{сут}}$ - коэффициент суточной неравномерности водопотребления, учитывающий уклад жизни населения, режим работы предприятий, степень благоустройства зданий, изменения водопотребления по сезонам года и дням недели. Согласно СНиП 2.04.01-85 $K_{\text{сут. макс}} = 1,1 \dots 1,3$.

Принимаем $K_{\text{сут. макс}} = 1,1$ т.к заданная степень благоустройства зданий является наивысшей, а чем выше степень благоустройства, тем равномернее потребление воды в течение суток.

Для всех остальных категорий водопотребителей максимальное и минимальное суточное потребление воды можно принять равным среднему.

Результаты расчета сводим в таблицу 1.

1.3. Определение расчетных часовых расходов

Распределение расходов воды по часам суток в населенном пункте, на промышленном предприятии, а также в общественных зданиях принимаем на основании расчетных графиков водопотребления. При этом постараемся избежать совпадения по времени максимальных отборов воды из сети на различные нужды. Например, объем воды, необходимый для пользования душем на промышленном предприятии будем запасать в специальных аккумулирующих баках. Расчетные графики водопотребления примем на основании опыта эксплуатации аналогичных объектов (населенных пунктов, промышленных предприятий, общественных зданий). Так, например, расчетные графики часового водопотребления на хозяйственно-питьевые нужды населения (жилой сектор) выберем по величине максимального коэффициента часовой неравномерности водопотребления:

Таблица 1. Определение расчетных суточных расходов воды

Наименование водопотребителей	Измеритель	Норма потребления	Количество потребителей	$Q_{\text{сут. ср}}$	$Q_{\text{сут. макс}}$
				$\text{м}^3/\text{сут}$	
А. Жилой и коммунальный сектор	1 житель	180	10000	1800	1980
Гостиница	1 житель	90	300	27	29,7
Детский сад	1 ребенок	70	100	7	7,7
Общежитие	1 житель	70	200	14	15,4
Жилой сектор				1752	1927,2
Б. Промышленный сектор				209,1	209,1

Хоз.питьевые нужды					
Горячие цехи					
1 смена	1 работающий	21	300	6,3	6,3
2 смена		21	300	6,3	6,3
3 смена		21	300	6,3	6,3
Остальные цехи					
1 смена		14	700	9,8	9,8
2 смена		14	700	9,8	9,8
3 смена		14	600	8,4	8,4
Технологические нужды					
1 смена		Единица продукции	100	500	50
2 смена	100		500	50	50
3 смена	100		400	40	40
Расход воды на душ	1 душевая сетка	230	43	22,2	22,2
Всего по населенному пункту	А + Б			2009,1	2189,1

$$K_{ч.макс} = \alpha_{макс.} \times \beta_{макс.}, \quad (5)$$

где $\alpha_{макс}$ - коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия. Согласно [1] $\alpha_{макс} = 1,2 \dots 1,4$. Для заданной степени благоустройства зданий (централизованное горячее водоснабжение) примем $\alpha_{макс} = 1,2$. $\beta_{макс}$ - коэффициент, учитывающий количество жителей в населенном пункте, принимаемый по приложению 5. В нашем случае, для населенного пункта с числом жителей 10 тысяч человек коэффициент $\beta_{макс} = 1,3$.

$$K_{ч.макс} = \alpha_{макс.} \times \beta_{макс.} = 1,2 \times 1,3 = 1,56.$$

Для остальных водопотребителей в соответствии с нормами

величину $K_{ч.макс}$ считают постоянной и не рассчитывают.

Режимы водопотребления для различных категорий водопотребителей приведены в приложениях 6...8. Они показывают распределение воды по часам суток от максимального суточного расхода в процентах. Тогда расход воды в каждый час суток можно определить по формуле:

$$Q_{ч.} = Q_{сут.макс} \times p / 100, \quad (6)$$

где p - процент суточного потребления для конкретного часа суток.

Режим потребления воды на технологические нужды предприятия считаем равномерным в течение смены. Не забудем, что первая смена начинается в 8 часов утра.

Запас воды на душ создаем за счет накопления воды в баке-аккумуляторе. Время заполнения бака-аккумулятора принимаем равным 4 часам в течение каждой смены (приложение 9). Тогда часовой расход воды на пополнение запаса воды на душ будет равен:

$$Q_{душ}^{ч.} = Q_{душ}^{сут.макс} / (n_{см.} \times t) = 22,2 / (3 \times 4) = 1,85 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (7)$$

Заполнение баков – аккумуляторов будем проводить в часы не совпадающие по времени с максимальными отборами воды из сети.

Все расчеты сводим в табл.2. В графе 19 вычислены объемы воды, расходуемые населенным пунктом, нарастающим итогом. Эти данные нам потребуются при определении регулирующего объема бака водонапорной башни.

Суммируя по горизонтали расходы всех водопотребителей, получим распределение максимального суточного расхода населенного пункта по часам суток. Выделим строку, в которой часовой расход населенного пункта максимальный. Час, которому соответствует эта строка (с21 до 22 часов),

Таблица 2. Определение расчетных часовых расходов в сутки максимального водопотребления

Часы суток	Жилой сектор		Гостиница		Детский сад		Общезитие		Промышленное предприятие				ΣQ предв.	Расход на душ	ΣQ оконч.	W	
									Хоз.питьевые нужды								Техн. нужды
									Гор.цехи		Ост.цехи						
Час	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19
0-1	2,44	47,02	0,2	0,06	-	-	0,15	0,02	12,05	0,76	6,25	0,61	6,25	54,72	-	54,72	54,72
1-2	1,36	26,21	0,2	0,06	-	-	0,15	0,02	12,05	0,76	12,50	1,22	6,25	34,52	1,85	36,37	91,09
2-3	1,26	24,28	0,2	0,06	-	-	0,15	0,03	12,05	0,76	12,50	1,23	6,25	32,61	1,85	34,46	125,55
3-4	1,36	26,21	0,2	0,06	-	-	0,15	0,02	12,05	0,76	18,75	1,84	6,25	35,14	1,85	36,99	162,54
4-5	1,61	31,03	0,5	0,15	-	-	0,15	0,02	12,05	0,76	6,25	0,61	6,25	38,82	1,85	40,67	203,21
5-6	2,75	53,00	0,5	0,15	-	-	0,25	0,04	12,05	0,76	12,50	1,22	6,25	61,42	-	61,42	264,63
6-7	4,13	79,59	3,0	0,89	5,0	0,39	0,30	0,05	12,05	0,76	12,50	1,23	6,25	89,16	-	89,16	353,79
7-8	5,33	102,72	5,0	1,49	3,0	0,23	30,00	4,62	15,65	0,98	18,75	1,84	6,25	118,13	-	118,13	471,92
8-9	6,42	123,73	8,0	2,38	15,0	1,16	6,80	1,05	12,05	0,76	6,25	0,61	6,25	135,94	-	135,94	607,86
9-10	6,24	120,26	10,0	2,97	5,5	0,42	4,60	0,71	12,05	0,76	12,50	1,22	6,25	132,59	-	132,59	740,45
10-11	5,52	106,38	6,0	1,78	3,4	0,26	3,60	0,55	12,05	0,76	12,50	1,23	6,25	117,21	-	117,21	857,66
11-12	4,92	94,82	10,0	2,97	7,4	0,57	2,00	0,31	12,05	0,76	18,75	1,84	6,25	107,52	-	107,52	965,18
12-13	3,82	73,62	10,0	2,97	21,0	1,62	3,00	0,46	12,05	0,76	6,25	0,61	6,25	86,29	1,85	88,14	1053,32
13-14	3,58	68,99	6,0	1,78	2,8	0,22	3,00	0,46	12,05	0,76	12,50	1,22	6,25	79,68	1,85	81,53	1134,85
14-15	3,32	63,98	5,0	1,49	2,4	0,18	3,00	0,46	12,05	0,76	12,50	1,23	6,25	74,35	1,85	76,20	1211,05
15-16	4,06	78,24	8,5	2,52	4,5	0,35	3,00	0,47	15,65	0,98	18,75	1,84	6,25	90,65	1,85	92,50	1303,55
16-17	4,51	86,92	5,5	1,63	4,0	0,31	4,00	0,62	12,05	0,76	6,25	0,52	5,00	95,76	1,85	97,61	1401,16
17-18	4,29	82,68	5,0	1,48	16,0	1,23	3,60	0,55	12,05	0,76	12,50	1,05	5,00	92,75	1,85	94,60	1495,76
18-19	5,72	110,24	5,0	1,49	3,0	0,23	3,30	0,51	12,05	0,76	12,50	1,05	5,00	119,28	1,85	121,13	1616,89
19-20	5,70	109,85	5,0	1,48	2,0	0,15	5,00	0,77	12,05	0,76	18,75	1,57	5,00	119,58	-	119,58	1736,47
20-21	6,07	116,98	2,0	0,59	2,0	0,15	2,60	0,40	12,05	0,76	6,25	0,53	5,00	124,41	-	124,41	1860,88
21-22	6,67	128,54	0,7	0,21	3,0	0,23	18,60	2,86	12,05	0,76	12,50	1,05	5,00	138,65	-	138,65	1999,53
22-23	5,88	113,32	3,0	0,89	-	-	1,60	0,25	12,05	0,76	12,50	1,05	5,00	121,27	-	121,27	2120,80
23-24	3,04	58,59	0,5	0,15	-	-	1,00	0,15	15,65	0,98	18,75	1,58	5,00	66,45	1,85	68,30	2189,10
Итого	100	1927,2	100	29,70	100	7,70	100	15,40	300	18,90	300	28,00	140,00	2166,9	22,20	2189,10	

будет расчетным, а все расходы, входящие в эту строку, носят название расчетных расходов. По этим расходам производят гидравлический расчет магистральной водопроводной сети населенного пункта. Однако, максимальные часовые расходы отдельных потребителей могут быть больше расчетных. Поэтому для отдельных потребителей помимо расчетного расхода воды следует определять максимальный расход, по которому подбирают диаметры труб ответвлений, подающих воду из магистральной сети непосредственно к потребителю.

Полученные расчетные и максимальные расходы сведем в табл.3.

Таблица 3. Расчетные и максимальные расходы воды в сутки максимального водопотребления

Наименование потребителей	Расчетные расходы воды		Максимальные расходы воды	
	м ³ /ч	л/с	м ³ /ч	л/с
1	4	5	6	7
Жилой сектор	128,54	35,71	128,54	35,71
Гостиница	0,21	0,06	2,97	0,82
Детский сад	0,23	0,06	1,62	0,45
Общежитие	2,86	0,79	4,62	1,28
Пром. предпр.	6,81	1,89	10,92	3,03
Населенный пункт	138,65	38,51	138,65	38,51

Для удобства последующих вычислений расходы воды в табл.3 приведены в м³/ч и в л/с. (1 л/с = 3,6 м³/ч).

2. Построение графика водопотребления по часам суток для населенного пункта.

График водопотребления по часам суток для населенного пункта строим, откладывая по оси ординат часы суток, а по оси абсцисс часовые расходы воды в населенном пункте (табл.2, столбец 18). Построенный график приведен на рис.2.

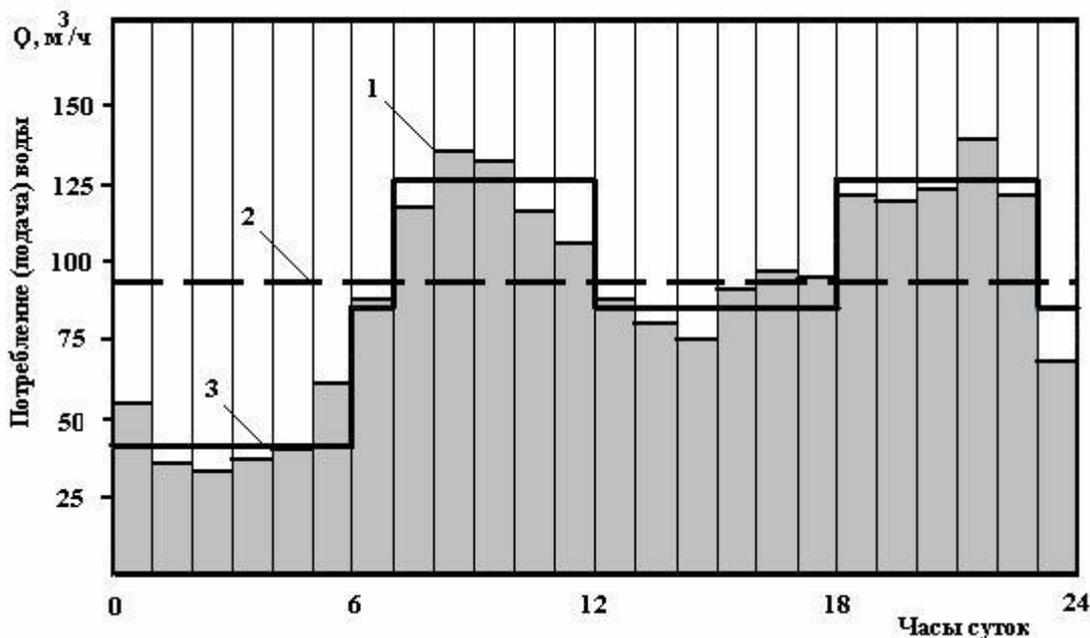


Рис.2. Графики водопотребления населенного пункта и подачи воды насосными станциями: 1 - график водопотребления; 2 - график подачи воды насосной станцией первого подъема; 3 - график подачи воды насосной станцией второго подъема.

3. Определение режима работы насосных станций.

Для насосной станции первого подъема (НС I) режим работы в течение суток назначаем равномерным.

$$Q_{\text{ч.}}^{\text{НС I}} = Q_{\text{сут.макс.}}^{\text{НП}} / 24 = 2189,1 / 24 = 91,2 \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (8)$$

где $Q_{\text{сут.макс.}}^{\text{НП}}$ - максимальный суточный расход населенного пункта.

Для насосной станции второго подъема (НС II) график подачи воды, по возможности, должен совпадать с графиком водопотребления населенного пункта. Анализируя график водопотребления примем три расчетных режима работы НС II (может быть и меньше и больше). Первый режим – минимальная подача воды в период с 0 до 6 часов. Второй режим – средняя подача воды в периоды с 6 до 7, с 12 до 18 и с 23 до 24 часов. Третий режим – максимальная подача воды в периоды с 7 до 12 и с 18 до 23 часов. Соотношение между подачами примем:

$$\begin{aligned} Q_{\text{НС II ч. макс}} / Q_{\text{НС II ч. мин}} &= 3 \\ Q_{\text{НС II ч. ср}} / Q_{\text{НС II ч. мин}} &= 2 \end{aligned}$$

Эти соотношения могут быть и иными, но, при использовании одинаковых насосов, обязательно кратными 1; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5 и т.д. Например, если при минимальной подаче будет работать два насоса, а при максимальной – пять, то соотношение между подачами составит 2,5.

Подачу одного насоса определим по формуле:

$$Q_{\text{ч.нас}} = Q_{\text{нп сут. макс}} / \sum (n_i \times t_i), \quad (9) \text{ где } n_i - \text{ количество работающих насосов; } t_i - \text{ время работы данного количества насосов в часах}$$

суток.

В первом приближении будем считать, что минимальную подачу осуществляет один насос, тогда при средней подаче необходимо два насоса, а при максимальной – три.

$$Q_{\text{ч.нас}} = 2189,1 / (1 \times 6 + 2 \times 8 + 3 \times 10) = 42,1 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Принятые графики подачи насосных станций приведены на рис.2.

4. Определение вместимости резервуаров чистой воды и объема бака водонапорной башни.

4.1. Определение вместимости резервуаров чистой воды.

Вместимость резервуаров чистой воды (РЧВ) найдем, как сумму трех объемов воды: регулирующего объема, запасного объема на собственные нужды очистных сооружений и неприкосновенного запасного объема на противопожарные нужды.

Регулирующий объем определяем, сопоставляя приток воды в РЧВ (подача НС I) и отбор воды из РЧВ (подача НС II). Расчет проводим табличным способом (табл.4). Заносим в графу 3 в интегральном (суммарном) виде подачу НС I, а в графу 4 - НС II. Разница между ними дает нам текущее значение объема воды аккумулированного в резервуарах чистой воды. Искомый регулирующий объем получим, как сумму максимального положительного и максимального отрицательного (по абсолютной величине) значений текущего объема воды в резервуарах. Отрицательных значений может и не быть.

$$W_{\text{рег.}}^{\text{РЧВ}} = 301,67 + 7,17 = 308,8 \text{ м}^3.$$

Запасной объем воды на собственные нужды очистных сооружений ориентировочно примем равным 7% от суточного потребления воды:

$$W_{\text{о.с.}}^{\text{РЧВ}} = 0,07 \times 2189,1 = 153,2 \text{ м}^3.$$

Неприкосновенный запас воды на противопожарные нужды найдем по формуле:

$W_{\text{пож.}}^{\text{РЧВ}} = \sum W + 3(3,6 \times n_{\text{пож}} \times q_{\text{пож}} - Q_{\text{НС I ч.}}^{\text{НС I}})$, (10) где $\sum W$ – максимальная сумма потребления воды за три часа подряд (по графику водопотребления это период с 7 до 10 часов); $n_{\text{пож}}$ – расчетное количество одновременных пожаров; $q_{\text{пож}}$ – расчетный расход воды на наружное пожаротушение в л/с; $Q_{\text{НС I ч.}}^{\text{НС I}}$ – подача насосной станции первого подъема в $\text{м}^3/\text{ч}$.

$$W_{\text{пож.}}^{\text{РЧВ}} = (118,13 + 135,94 + 132,59) + 3(3,6 \times 2 \times 15 - 91,21) = 336,3 \text{ м}^3.$$

$$W^{\text{РЧВ}} = W_{\text{рег.}}^{\text{РЧВ}} + W_{\text{о.с.}}^{\text{РЧВ}} + W_{\text{пож.}}^{\text{РЧВ}} = 308,8 + 153,2 + 336,3 = 798,3 \text{ м}^3.$$

Таблица 4. Определение регулирующих объемов резервуаров чистой воды и бака водонапорной башни

Часы суток	Объем потребления	Объем подачи НС I	Объем подачи НС II	Изменение объема воды в РЧВ	Изменение объема воды в ВБ
Час	м ³	м ³	м ³	м ³	м ³
1	2	3	4	5	6
0-1	54,72	91,21	42,1	49,11	- 12,62
1-2	91,09	182,42	84,2	98,22	- 6,89
2-3	125,55	273,63	126,3	147,33	0,75

3-4	162,54	364,84	168,4	196,44	5,68
4-5	203,21	456,05	210,5	245,55	7,29
5-6	264,63	547,26	252,6	294,66	- 12,03
6-7	353,79	638,47	336,8	301,67	- 16,99
7-8	471,92	729,68	463,1	266,58	- 8,82
8-9	607,86	820,89	589,4	231,49	- 18,46
9-10	740,45	912,10	715,7	196,40	- 24,75
10-11	857,66	1003,31	842,0	161,31	- 15,66
11-12	965,18	1094,52	968,3	126,22	3,12
12-13	1053,32	1185,73	1052,5	133,23	- 0,82
13-14	1134,85	1276,94	1136,7	140,24	1,85
14-15	1211,05	1368,15	1220,9	147,25	9,85
15-16	1303,55	1459,36	1305,1	154,26	1,55
16-17	1401,16	1550,57	1389,3	161,27	- 11,86
17-18	1495,76	1641,78	1473,5	168,28	- 22,26
18-19	1616,89	1732,99	1599,8	133,19	- 17,09
19-20	1736,47	1824,20	1726,1	98,10	- 10,37
20-21	1860,88	1915,41	1852,4	63,01	- 8,48
21-22	1999,53	2006,62	1978,7	27,92	- 20,83
22-23	2120,80	2097,83	2105,0	- 7,17	- 15,80
23-24	2189,10	2189,10	2189,1	0	0
Регулирующий объем				308,84	34,6

4.2. Определение числа и размеров резервуаров чистой воды.

Число резервуаров должно быть, по возможности, наименьшим, но не менее двух. По приложению 10 подбираем количество и размеры подходящих по объему типовых резервуаров для воды. Выбираем два круглых резервуара из монолитного железобетона вместимостью по 400 м^3 каждый. Диаметр резервуаров 13 м, высота 3,7 м. Резервуары делают полузаглубленными с защитной насыпью сверху. В соответствии с расчетной схемой резервуара (рис.3) определим максимально возможную глубину воды в нем и проведем высотную привязку.

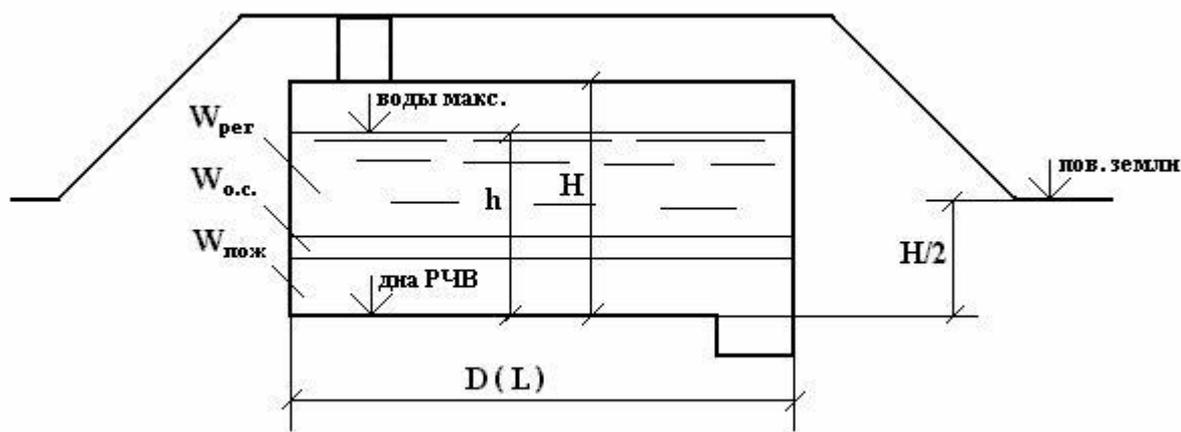


Рис.3. Расчетная схема резервуара чистой воды.

Максимальная глубина воды в резервуаре:

$$h = 4W^{\text{РЧВ}} / \pi D^2 = 4 \times 789,3 / 2 \times 3,14 \times 13^2 = 2,97 \text{ м.}$$

Отметка поверхности земли в месте расположения резервуаров, согласно плану населенного пункта (рис.1), составляет 33,5 м. Отметка дна резервуара будет равна:

$$\nabla_{\text{дно РЧВ}} = \nabla_{\text{пов. земли}} - H/2 = 33,5 - 3,7 / 2 = 32,15 \text{ м.}$$

Отметка максимального уровня воды:

$$\nabla_{\text{воды макс}} = \nabla_{\text{дно РЧВ}} + h = 32,15 + 2,97 = 35,12 \text{ м.}$$

4.3. Определение вместимости бака водонапорной башни.

Вместимость бака водонапорной башни (ВБ) определяем, как сумму регулирующего объема и запасного объема воды на пожаротушение.

Регулирующий объем определим, сопоставляя приток воды в ВБ (подача НС II) и отбор воды из ВБ (потребление воды населенным пунктом).

Расчет проводим табличным способом (табл.4). Заносим в графу 2 в интегральном виде потребление воды населенным пунктом (переписываем столбец 19 табл.2). Подача НС II у нас уже есть в графе 4. Разница между ними дает нам текущее значение объема воды, который должен быть в баке водонапорной башни. Искомый регулирующий объем получим, как сумму максимального положительного и максимального отрицательного (по абсолютной величине) значений текущего объема воды в баке.

$$W_{\text{рег.}}^{\text{ВБ}} = 24,75 + 9,85 = 34,6 \text{ м}^3.$$

Объем воды на пожаротушение, запасаемый в баке водонапорной башни, должен обеспечивать десятиминутное тушение одного наружного и одного внутреннего пожара при одновременном наибольшем расходе воды на другие нужды населенного пункта:

$$W_{\text{пож.}}^{\text{ВБ}} = 0,6 (q_{\text{пож.}} + q_{\text{вн.}}^{\text{пож.}} + q_{\text{нп}}), \quad (11) \text{ где } - q_{\text{пож.}} - \text{расчетный расход воды на наружное пожаротушение, принимаемый согласно приложению 11 (в нашем случае } q_{\text{пож.}} = 15 \text{ л/с); } q_{\text{вн.}}^{\text{пож.}} - \text{расчетный расход воды на внутреннее пожаротушение}$$

(согласно приложению 12, принимаем $q_{\text{вн.}}^{\text{пож.}} = 2,5 \text{ л/с}$);

$q_{\text{нп}}$ – максимальный расход населенного пункта, равный 38,51 л/с (см.табл.3).

$$W_{\text{пож.}}^{\text{ВБ}} = 0,6 (15 + 2,5 + 38,51) = 33,6 \text{ м}^3.$$

$$W^{\text{ВБ}} = W_{\text{рег.}}^{\text{ВБ}} + W_{\text{пож.}}^{\text{ВБ}} = 34,6 + 33,6 = 70,2 \text{ м}^3.$$

4.4. Определение размеров бака водонапорной башни.

Резервуар или бак водонапорной башни обычно делают цилиндрическим. Максимальную глубину воды в баке определяют по зависимости:

$$h = 4W^{\text{рчв}} / \pi D^2.$$

Отношение наибольшей глубины воды в баке к диаметру бака лежит в пределах от 0,8 до 1,2. В первом приближении примем это соотношение равным 1. Тогда $h = D$ и формула примет вид:

$$D = 4W^{\text{ВБ}} / \pi D^2;$$

$$D^3 = 4W^{\text{ВБ}} / \pi = 4 \times 70,2 / 3,14 = 89,43 \text{ м}^3;$$

$$D = 4,47 \text{ м.}$$

Округлим диаметр до полуметра в ближайшую сторону. $D = 4,5 \text{ м.}$

$$h = 4W^{\text{рчв}} / \pi D^2 = 4 \times 70,2 / 3,14 \times 4,5^2 = 4,42 \text{ м;}$$

$$h / D = 4,42 / 4,5 = 0,98.$$

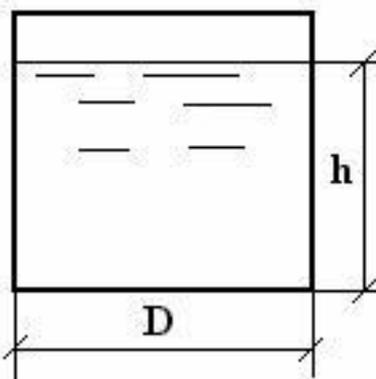


Рис.4. Расчетная схема бака водонапорной башни.

5. Трассирование магистральной водопроводной сети. Определение местоположения водо-проводных сооружений.

Магистральную водопроводную сеть проектируем кольцевой так, чтобы она равномерно охватывала районы жилой застройки населенного пункта.

Магистральную сеть прокладываем по кратчайшему направлению вблизи автодорог и проездов, прямолинейно, параллельно линиям застройки. Пересечение проездов выполняем под прямым углом.

Местоположение водозаборных сооружений (артезианская скважина) у нас задано. Насосную станцию первого подъема совмещаем со скважиной. Очистные сооружения, резервуары чистой

воды и насосную станцию второго подъема располагаем в непосредственной близости от насосной станции первого подъема. Водонапорную башню устанавливаем в начале магистральной водопроводной сети, желательно на высоких отметках местности.

На план населенного пункта наносим трассу магистральной сети и обозначаем местоположение водопроводных сооружений (рис.5).

Сосредоточенные отборы воды из магистральной сети на нужды общественных зданий и промышленного предприятия намечаем на перекрестках улиц в непосредственной близости от них.

Магистральное кольцо разбиваем на расчетные участки, узловые точки которых устанавливаем в местах сосредоточенного отбора воды из сети и на перекрестках улиц, но не более чем через 400...600 метров. Узловые точки нумеруем по часовой стрелке, начиная с водонапорной башни.

Намечаем направление движения воды в магистральной сети и назначаем точку встречи потоков (диктующую точку). Как правило, это будет узловая точка наиболее отдаленная от начала сети. В нашем случае такой точкой будет узел 6.

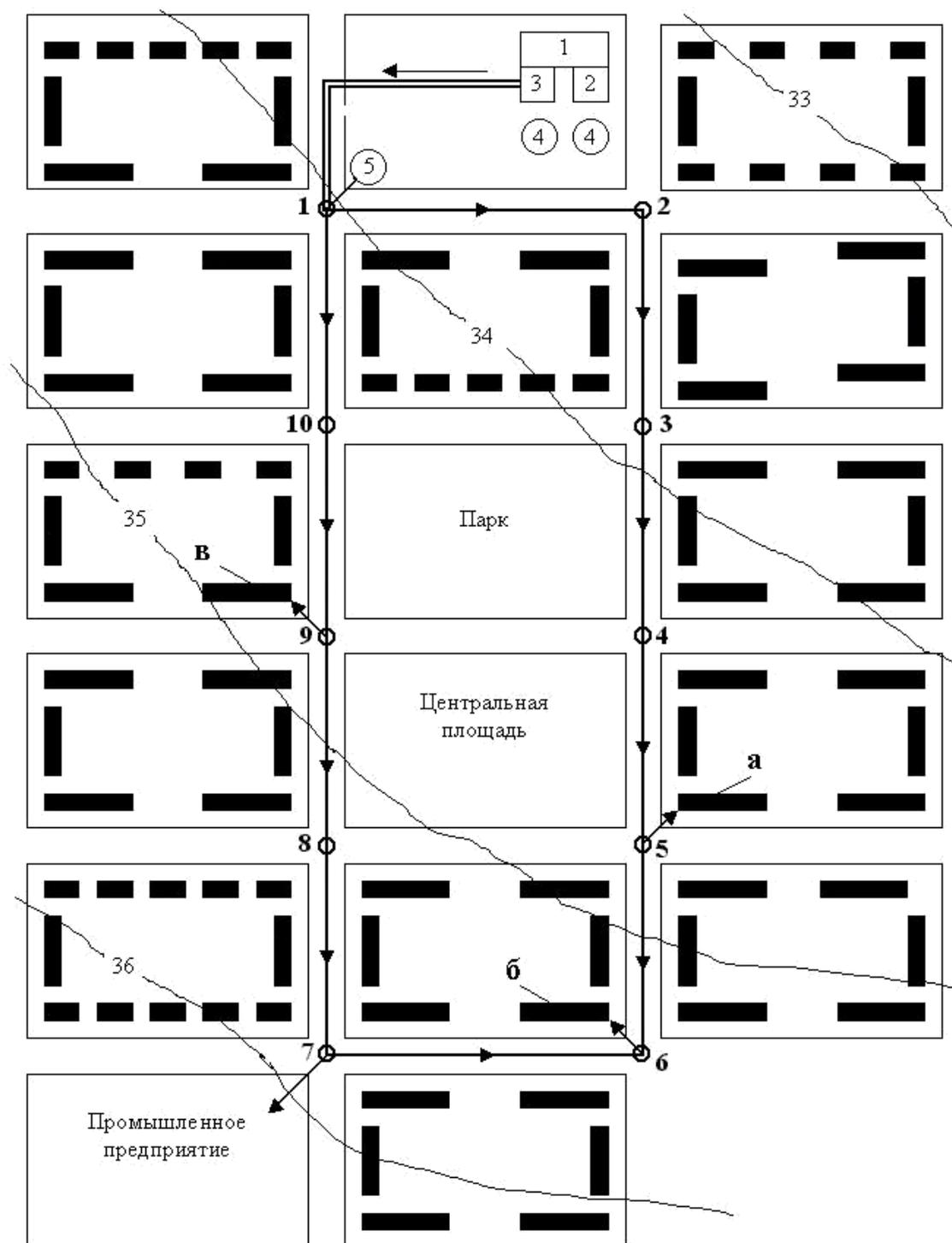


Рис.5. Размещение на плане трассы магистральной водопроводной сети.

1-очистные сооружения; 2-насосная станция первого подъема; 3-насосная станция второго подъема; 4-резервуары чистой воды; 5-водонапорная башня.

6. Расчет водоводов

Сооружения для транспортирования воды от источника к объекту водоснабжения называют водоводами.

Количество линий водоводов надлежит принимать с учетом категории системы водоснабжения и очередности строительства (приложение 17). Принимаем для второй категории надежности две линии водоводов.

Водоводы, как правило, рассчитывают на средний часовой расход в сутки максимального водопотребления. В нашем случае этот расход равен:

$$Q_{\text{ч.ср.}} = Q_{\text{сут.макс.}}^{\text{нп}} / 24 = 2189,1 / 24 = 91,2 \text{ м}^3/\text{ч},$$

$$q_{\text{ср.}} = 91,2 / 3,6 = 24,33 \text{ л/с}$$

Так как водоводов два, то расчетный расход каждого водовода составит 12,7 л/с. Водоводы выполним из стальных труб. По приложению 12 выберем среднее значение экономического фактора Э в зависимости от географического положения населенного пункта. Ростовская область (см. задание) находится на юге России, следовательно, Э = 1. В соответствии с приложением 13 (стальные трубы) условный диаметр водоводов принимаем равным 125 мм.

Определим потери напора в водоводах при различных режимах водопотребления.

При максимальном водопотреблении населенного пункта от насосной станции второго подъема в водоводы поступает 126,3 м³/ч (см. рис.2), что соответствует 35,08 л/с или 17,54 л/с на каждый водовод.

Потери напора определяем по формуле 12.

$$h = K \times A \times q^2 \times L, \quad (12)$$

где: К – поправочный коэффициент, зависящий от скорости движения воды в трубопроводе и материала трубопровода; А – удельное сопротивление трубопровода; q – расход воды в трубопроводе; L – длина трубопровода.

Величину скорости найдем из выражения $v = q \times m$, где $m = 4/\pi d^2$.

Значения А и m принимаем по приложению 15. Для стальных труб диаметром 125 мм: m = 0,072; A = 76,36 × 10⁻⁶.

$$v = 17,54 \times 0,072 = 1,26 \text{ м/с}$$

Значение коэффициента К найдем из приложения 16, прибегнув при необходимости к ин-терполяции. К = 1,0.

$$h_1 = 1,0 \times 76,36 \times 10^{-6} \times 17,54^2 \times 285 = 6,7 \text{ м}$$

При пожаротушении расход воды в водоводах необходимо увеличить на величину противопожарного расхода, принимаемого по приложению 11 (в нашем случае возможно два одновременных пожара с расходом воды на каждый пожар $q_{\text{пож.}} = 15 \text{ л/с}$). Расход воды в одном водоводе при тушении пожаров составит 17,54 + 15 = 32,54 л/с.

$$v = 32,54 \times 0,072 = 2,34 \text{ м/с}$$

$$K = 1,0$$

$$h_2 = 1,0 \times 76,36 \times 10^{-6} \times 32,54^2 \times 285 = 23,0 \text{ м}$$

При прокладке водоводов в две или более линий и общих водозаборных сооружениях, между водоводами устраивают переключения, при этом в случае аварии на одном из водоводов подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды снижаем на 30 % расчетного расхода, а на производственные нужды - по аварийному графику (см. задание).

$$q_{\text{ав.}} = 0,7 q_{\text{х.п.}} + 0,7 q_{\text{пр.}}$$

$$q_{\text{ав.}} = 0,7 \times 35,08 = 24,56 \text{ л/с}$$

Количество переключений (перемычек) между водоводами определим исходя из условия равенства потерь напора в водоводах при нормальной эксплуатации и при аварии на одном из водоводов. Для двух параллельных водоводов число участков переключений при одинаковом их диаметре и длине можно определить из уравнения:

$$n = 3 q_{\text{ав.}}^2 / (q^2 - q_{\text{ав.}}^2), \quad (13)$$

где: n – число участков переключений; $q_{\text{ав.}}$ – расход воды при аварии; q – расход воды при нормальной эксплуатации.

$$n = 3 \times 24,56^2 / (35,08^2 - 24,56^2) =$$

2,88 Принимаем три участка переключений.

7. Гидравлический расчет магистральной водопроводной сети.

Гидравлический расчет магистральной водопроводной сети в случае расположения водонапорной башни в начале сети проведем для двух основных режимов работы системы водоснабжения:

Максимальный часовой расход воды на все нужды населенного пункта в сутки максимального водопотребления;

То же, но при тушении пожаров.

7.1. Подготовка к гидравлическому расчету.

Потребление воды жилым сектором в городских водопроводах обычно принимают по упрощенной схеме, которая условно допускает, что отбор воды в жилые здания происходит равномерно по длине сети. Тогда количество воды, отбираемое на каждом расчетном участке, будет пропорционально его длине и наличию жилой застройки. Оба эти фактора учитывает так называемая «условная длина» участка. При отсутствии жилой застройки условную длину участка принимают равной нулю. Если жилая застройка имеется только с одной стороны участка, то условную длину участка принимают равной геометрической длине этого участка. Если жилая застройка имеется с двух сторон от участка, то условную длину участка принимают равной удвоенной геометрической длине этого участка.

Исходя из вышеизложенных допущений, можно вычислить удельный путевой расход воды, т.е. расход воды, отбираемый с единицы условной длины магистральной сети:

$$q_{\text{уд.пут.}} = q^{\text{жил.с.}} / \sum L_{\text{усл.}}, \quad (14)$$

где $q^{\text{жил.с.}}$ – расчетный расход воды жилого сектора населенного пункта; $\sum L_{\text{усл.}}$ – сумма условных длин всех участков магистральной водопроводной сети.

Расход воды, забираемый на нужды жилого сектора на каждом конкретном участке, носит название путевого расхода воды. Путевые расходы воды определяем по формуле:

$$q_{\text{пут.}}^{m-n} = q_{\text{уд.пут.}} L_{\text{усл.}}^{m-n}, \quad (15)$$

где $L_{\text{усл.}}^{m-n}$ – условная длина участков сети.

Отбор воды из магистральной сети в общественные здания и промышленные предприятия осуществляют из конкретных узлов сети. Такие отборы называют сосредоточенными отборами, а расходы воды – сосредоточенными расходами воды. Перенесем в виде схемы с рис.5 трассу магистральной водопроводной сети с основными сооружениями. На этой схеме для двух расчетных режимов работы системы укажем все расчетные отборы воды из сети (табл.3), кроме жилого сектора. Отбор воды на тушение пожаров наметим в самой неблагоприятной точке. Такой точкой будет наиболее удаленный узел сети – узел 6.

Полученная схема представлена на рис 6.

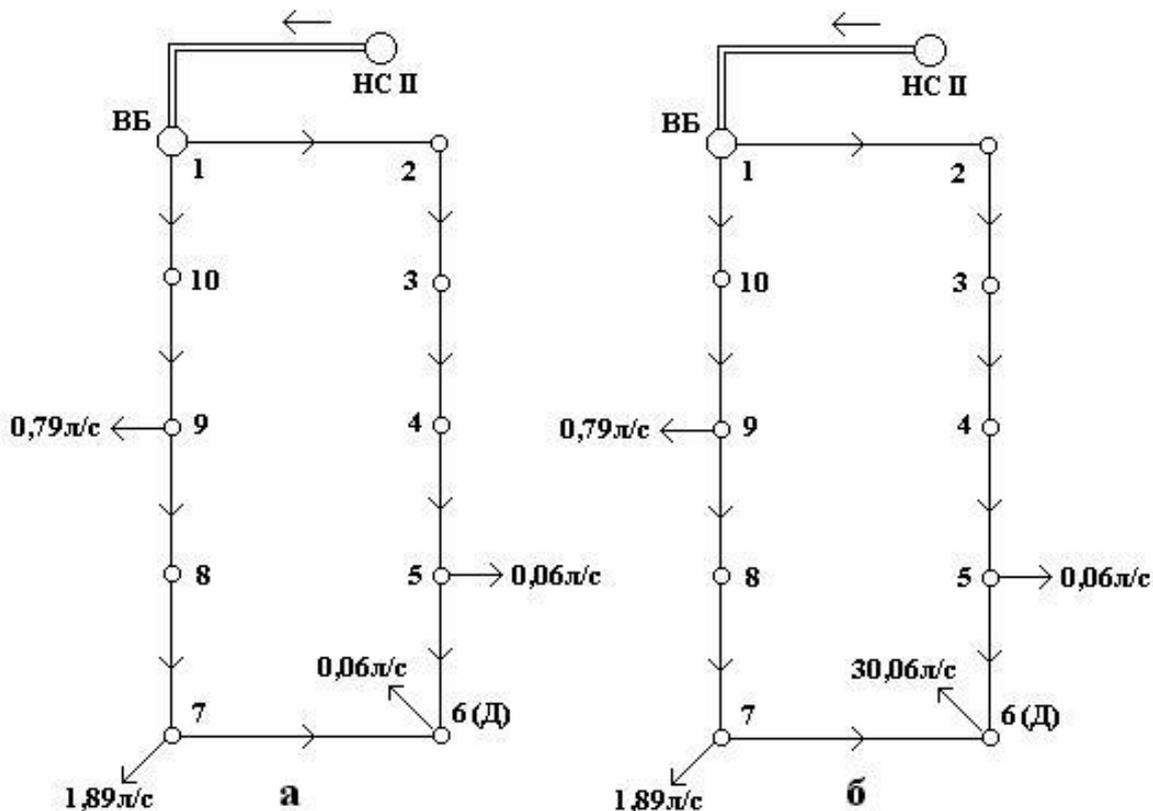


Рис.6. Расчетная схема магистральной водопроводной сети (сосредоточенные расходы воды): а – режим максимального водопотребления; б – то же, при тушении пожаров.

Для удобства ведения расчетов путевые расходы воды также заменяют сосредоточенными, т.е. условно считают, что половину путевого расхода забирают в начале участка, а половину в конце. Эти фиктивные сосредоточенные расходы воды называют условными узловыми расходами воды.

$$Q_{\text{у.узл.}}^m = 0,5(q_{\text{пут.}}^{l-m} + q_{\text{пут.}}^{m-n}). \quad (16)$$

Расчетный узловой расход воды:

$$Q_{p.uzl.}^m = Q_{y.uzl.}^m + Q_{cocr.}^m \quad (17)$$

Результаты вычислений заносим в табл.5 и представляем в виде расчетной схемы на рис.7.

После вычисления узловых водоотборов производим предварительное (в первом приближении) потокораспределение по участкам магистральной сети. Направление потоков в кольце задаем согласно схеме. Точку встречи потоков намечаем в узле 6, как наиболее удаленном от начала сети. В дальнейшем этот узел будем именовать диктующим узлом.

При определении расчетных расходов воды по участкам сети следует руководствоваться следующим положением:

- для всех узлов сети должно выполняться условие (первый закон Кирхгофа):

$$\sum Q_i = 0 \quad (18)$$

Количество воды, приходящее в узел, должно быть равно количеству воды, выходящему из этого узла.

Расчетные расходы воды по участкам сети будем определять, двигаясь от диктующего узла к началу сети. Предварительно выпишем на расчетную схему значения расчетных узловых расходов. В диктующем узле значения расчетных узловых расходов в рассматриваемом примере равны 5,47 л/с для первого расчетного случая и 35,47 л/с для случая пожаротушения. В соответствии с первым законом Кирхгофа расход воды, забираемый из узла, равен сумме расходов воды, поступающих в узел. В первом приближении

Таблица 5. Определение расчетных узловых расходов для режимов максимального часового водоразбора и максимального часового водоразбора с пожаротушением в сутки максимального водопотребления

Номера узлов	Номера участков	Длина участков, м	Раздача	Условная длина участков, м	Путевой расход, л/с	I расчетный случай			II расчетный случай		
						Q усл.узел л/с	Q соср л/с	Q р.узел л/с	Q усл.узел л/с	Q соср л/с	Q р.узел л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1						3,79		3,79	3,79		3,79
	1-2	285	1	285	3,25						
2						3,79		3,79	3,79		3,79
	2-3	190	2	380	4,33						
3						3,245		3,245	3,245		3,245
	3-4	190	1	190	2,16						
4						2,16		2,16	2,16		2,16
	4-5	190	1	190	2,16						
5						3,245	0,06	3,305	3,245	0,06	3,305
	5-6	190	2	380	4,33						
6						5,41	0,06	5,47	5,41	0,06+30	35,47
	6-7	285	2	470	6,49						
7						5,41	1,89	7,30	5,41	1,89	7,30
	7-8	190	2	380	4,33						
8						3,245		3,245	3,245		3,245
	8-9	190	1	190	2,16						
9						2,165	0,79	2,955	2,165	0,79	2,955
	9-10	190	1	190	2,17						
10						3,25		3,25	3,25		3,25
	10-1	190	2	380	4,33						
Итого:				3135	35,71	35,71	2,80	38,51	35,71	32,80	68,51

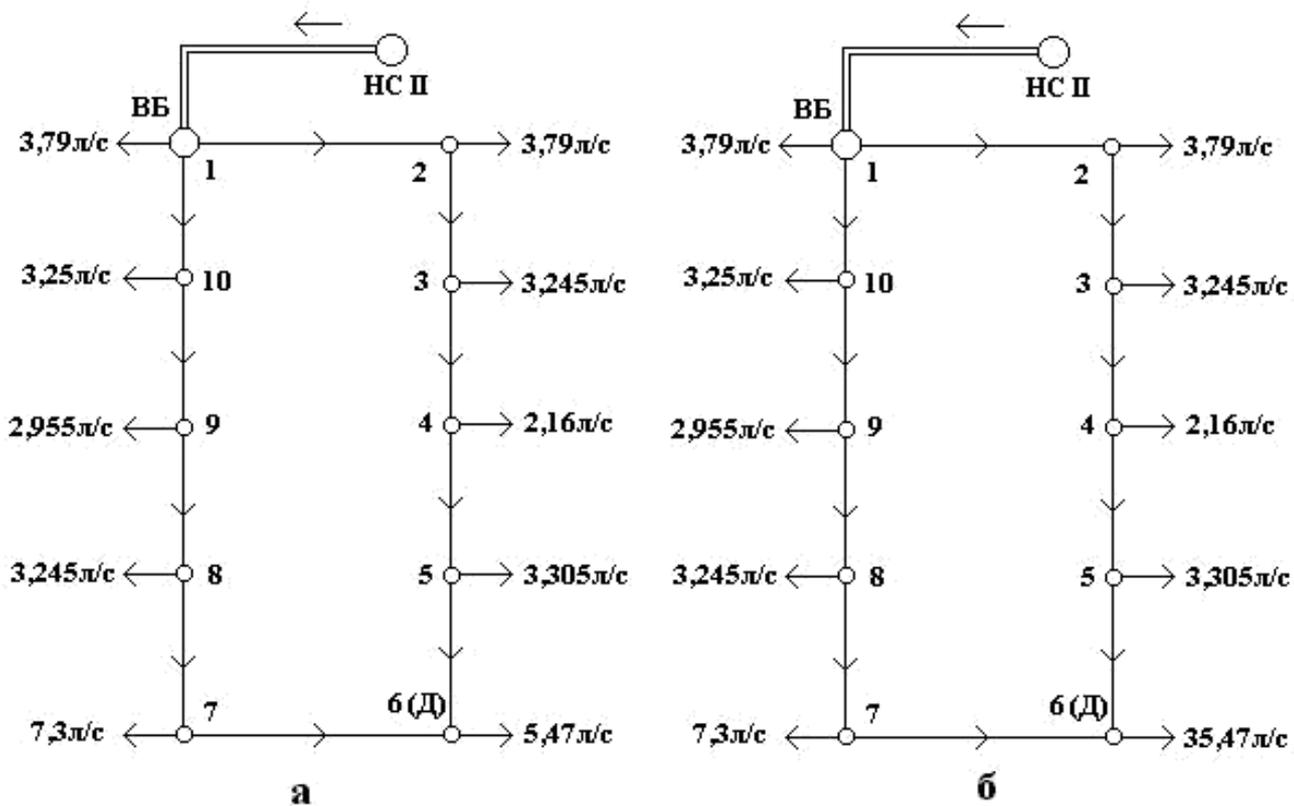


Рис.7. Расчетная схема магистральной водопроводной сети (расчетные узловые расходы воды): а – режим максимального водопотребления; б – то же, при тушении пожаров.

Будем считать, что половина расчетного узлового расхода, забираемого в диктующей точке, приходится по участку 5-6 и половина по участку 6-7. Тогда расчетный расход воды на участках, примыкающих к диктующему узлу составит 2,735 л/с для первого расчетного случая и 17,735 л/с для случая пожара-ротушения. Двигаясь от диктующего узла к началу сети, расчетные расходы воды на каждом участке получаем как сумму транзитного расхода, уходящего в последующий участок, и расчетного узлового расхода в конечном узле данного участка. Полученные в первом приближении значения расчетных расходов по участкам сети записываем на расчетную схему (рис.8).

7.2. Гидравлический расчет.

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

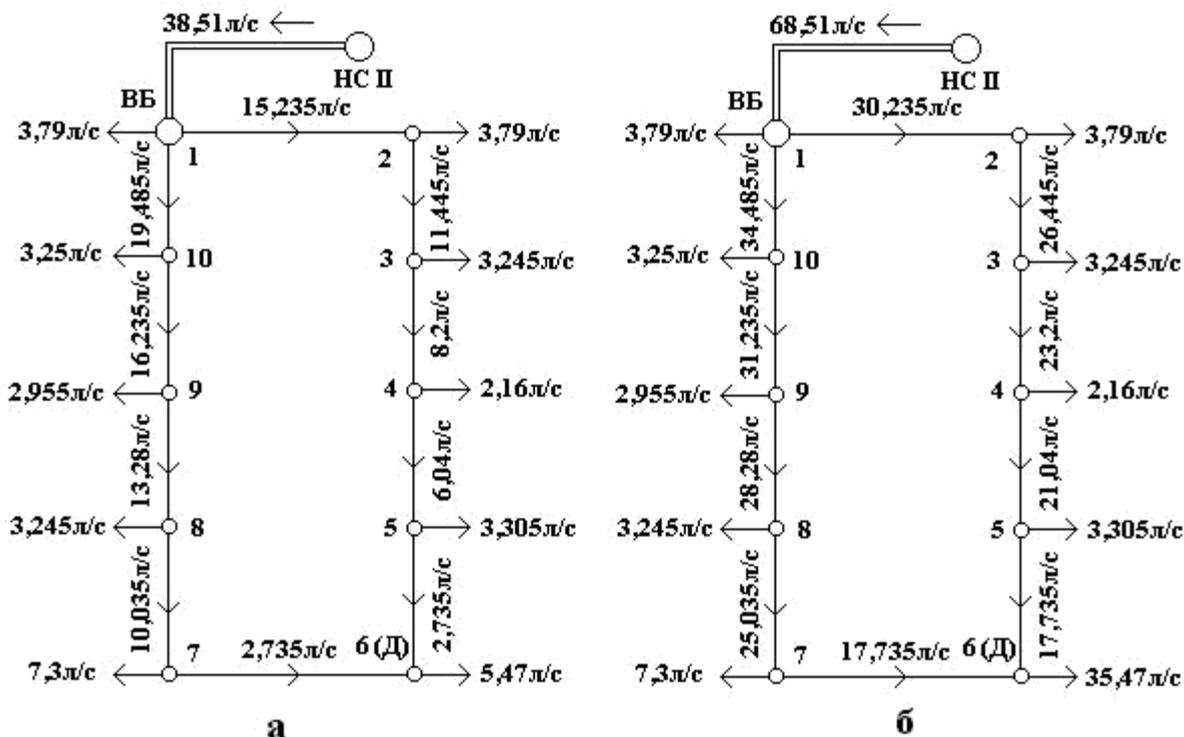


Рис.8. Расчетная схема магистральной водопроводной сети (расчетные узловые расходы воды и расчетные расходы воды по участкам сети): а – режим максимального водопотребления; б – то же, при тушении пожаров.

Начнем с определения диаметров труб. Магистральную водопроводную сеть будем изготавливать из асбестоцементных водопроводных труб (диаметры труб не более 500 мм). Заполним последовательно в табл.6 и 7 столбцы 1;2 и 4. При заполнении таблицы выделим участки с движением воды по часовой стрелке и против часовой стрелки. Для первого расчетного случая по приложению 14 (асбестоцементные трубы) в зависимости от экономического фактора Э (в примере Э = 1) и расчетных расходов воды по участкам сети назначим условные диаметры труб. Не забываем, что диаметр труб магистральной сети согласно [1] должен быть не менее 100 мм. Выбранные диаметры заносим в столбец 3. Во втором расчетном случае (тушение пожаров) расчетные расходы по участкам сети больше, следовательно, больше будут и потери напора. Чтобы избежать чрезмерного (свыше 60 м) свободного напора в сети, необходимо на отдельных участках сети диаметр труб увеличить. Рекомендуем сравнить расчетные расходы воды по участкам сети для рассматриваемых режимов работы системы водоснабжения. Если при тушении пожаров расчетный расход возрастает более чем в 2,5 раза, то диаметр труб можно увеличить на один размер по сортаменту. В рассматриваемом примере диаметры труб увеличены на участках 3-4; 4-5; 5-6; 6-7.

Потери напора на отдельных участках сети определяем по формуле 12 (см. раздел 6). Величину скорости находим из выражения $v = q \times m$, где $m = 4/\pi d^2$. Значения А, m и К берем из приложений 15 и 16.

Вычисляем и заносим в столбец 8 произведения $KAq_p l$, которые потребуются в дальнейшем для определения поправочных расходов воды.

Проверим нашу сеть на соответствие второму закону Кирхгофа:

$$\sum h_i = 0 \quad (19)$$

Сумма потерь напора на участках с движением воды по часовой стрелке должна быть равна сумме потерь напора на участках с движением воды против часовой стрелки.

В практических расчетах считается допустимой невязка потерь напора h не более 0,3 м для первого расчетного случая и не более 0,5 м для случая пожаротушения.

В рассматриваемом примере:

$$h_1 = 6,53 - 5,67 = 0,86 \text{ м} > h_{\text{доп}} = 0,3 \text{ м};$$

$$h_2 = 33,73 - 30,69 = 3,04 \text{ м} > h_{\text{доп}} = 0,5 \text{ м}.$$

И в том и в другом случае невязка потерь напора превышает допустимую невязку, следовательно, заданное в первом приближении потокораспределение не соответствует реальности. Необходимо произвести коррекцию расходов по участкам сети или, как говорят, увязку сети.

Увязка кольцевой водопроводной сети сводится к определению значения поправочного расхода q , при внесении которого будет найдено истинное распределение расходов воды по участкам сети. Наибольшее распространение получил метод увязки кольцевых сетей предложенный проф. В.Г.Лобачевым. Согласно этому методу поправочный расход воды вычисляют по формуле:

$$q = h / 2 \sum K A q_p l \quad (20)$$

Полученный поправочный расход воды вносят со знаком «+» во все участки того полукольца магистральной водопроводной сети, в котором сумма потерь напора была меньше, и, наоборот, со знаком «-» во все участки полукольца, в котором сумма потерь напора была больше (первый закон Кирхгофа будет соблюден).

Определим поправочные расходы для нашего примера.

$$q_1 = 0,86 / 2(0,569 + 0,514) = 0,397 \text{ л/с};$$

$$q_2 = 3,04 / 2(1,413 + 1,197) = 0,582 \text{ л/с}.$$

В соответствии с вышеизложенным внесем поправки во все участки водопроводной сети. Получим новые расчетные расходы воды и проведем повторный гидравлический расчет водопроводной сети. Диаметры труб при этом не меняем (значения A останутся прежними). По окончании расчетов выполняем проверку на соблюдение второго закона Кирхгофа:

$$h_1 = 6,14 - 6,13 = 0,01 \text{ м} < h_{\text{доп}} = 0,3 \text{ м};$$

$$h_2 = 32,28 - 32,01 = 0,27 \text{ м} < h_{\text{доп}} = 0,5 \text{ м}.$$

Результаты расчета удовлетворяют всем условиям. Гидравлический расчет завершен. Если этого не произойдет, увязку сети необходимо повторить еще раз.

Таблица 6. Гидравлический расчет кольцевой магистральной сети в режиме максимального часового водоразбора в сутки максимального водопотребления

Номера участков	Длина участков, м	Диаметр труб, мм	Предварительное распределение расходов						Первое исправление			
			q_p , л/с	v , м/с	K	$A, 10^{-6}$	$KAq_p l$	h , м	$q_p \pm \Delta q$, л/с	v , м/с	K	h , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	285	150	15,235	1,135	0,982	31,55	0,134	2,05	15,632	0,996	1,001	2,20
2-3	190	125	11,445	1,027	0,996	76,08	0,165	1,88	11,842	1,062	0,991	2,01
3-4	190	125	8,20	0,736	1,048	76,08	0,124	1,02	8,596	0,771	1,029	1,10
4-5	190	125	6,04	0,542	1,101	76,08	0,096	0,58	6,437	0,577	1,091	0,65
5-6	190	125	2,735	0,246	1,262	76,08	0,050	0,14	3,132	0,281	1,232	0,17
Итого:							0,569	5,67	Итого:			6,13
6-7	285	125	2,735	0,246	1,262	76,08	0,075	0,20	2,338	0,210	1,292	0,15
7-8	190	125	10,035	0,900	1,016	76,08	0,147	1,48	9,638	0,864	1,023	1,37
8-9	190	150	13,28	0,846	1,027	31,55	0,082	1,08	12,883	0,820	1,021	1,02
9-10	190	150	16,235	1,034	0,995	31,55	0,097	1,57	15,838	1,009	0,985	1,48
10-1	190	150	19,485	1,241	0,969	31,55	0,113	2,20	19,088	1,216	0,972	2,12
Итого:							0,514	6,53	Итого:			6,14

Таблица 7. Гидравлический расчет кольцевой магистральной сети в режиме максимального часового водоразбора и пожаротушения в сутки максимального водопотребления

Номера участков	Длина участка, м	Диаметр труб, мм	Предварительное распределение расходов						Первое исправление			
			q_p , л/с	v , м/с	K	$A, 10^{-6}$	$KAq_p l$	h , м	$q_p \pm \Delta q$, л/с	v , м/с	K	h , м
1-2	285	150	30,235	1,926	0,915	31,55	0,249	7,52	29,653	1,889	0,917	7,25
2-3	190	125	26,445	2,372	0,892	76,08	0,341	9,02	25,863	2,320	0,894	8,64
3-4	190	125	23,20	2,081	0,906	76,08	0,304	7,05	22,818	2,047	0,908	6,83
4-5	190	125	21,04	1,887	0,917	76,08	0,279	5,88	20,458	1,853	0,919	5,56
5-6	190	125	17,735	1,591	0,937	76,08	0,240	4,26	17,153	1,539	0,941	4,00
Итого:							1,413	33,73	Итого:			32,28
6-7	285	125	17,735	1,591	0,937	76,08	0,360	6,39	18,317	1,643	0,933	6,79
7-8	190	125	25,035	2,246	0,898	76,08	0,325	8,14	25,617	2,298	0,895	8,49
8-9	190	150	28,28	1,801	0,922	31,55	0,156	4,42	28,862	1,838	0,920	4,59
9-10	190	150	31,235	1,990	0,910	31,55	0,170	5,32	31,817	2,027	0,909	5,52
10-1	190	150	34,485	2,197	0,900	31,55	0,186	6,42	35,067	2,234	0,898	6,62
Итого:							1,197	30,69	Итого:			32,01

8. Построение линий пьезометрических высот

Разбор воды большинством потребителей происходит на некоторой высоте над поверхностью земли, в связи, с чем в водопроводной сети должно поддерживаться определенное давление. Пьезометрическая высота, обеспечивающая нормальные условия эксплуатации водопровода, носит название свободного напора. Иначе говоря, свободный напор это расстояние от поверхности земли до пьезометрической линии. Минимальный свободный напор для населенных пунктов при максимальном хозяйственно-питьевом водопотреблении принимают [1, п.2.26]: при одноэтажной застройке не менее 10 м над поверхностью земли, при большей этажности на каждый этаж следует добавлять 4 м. В период тушения пожаров свободный напор в сети должен быть не менее 10 м, независимо от этажности зданий [1, п.2.30]. Максимальный напор хозяйственно-питьевого водопровода не должен превышать 60 м [1, п.2.28], в противном случае необходима установка регуляторов давления или зонирование системы водоснабжения.

Перед построением пьезометрических линий необходимо нанести на чертеж продольный профиль поверхности земли по трассе водопроводной сети. Трассу водопроводной сети намечаем от насосной станции второго подъема по водоводам и далее по полукольцу магистральной сети до диктующей точки (выбираем то полукольцо, где сумма потерь напора больше).

Построение пьезометрических линий начинаем от конца сети (от диктующей точки). Принимаем свободный напор в диктующей точке равным минимальному. Для режима максимального хозяйственно-питьевого водопотребления

$$H_{\text{св.мин}} = 10 + 4(n - 1),$$

где n – количество этажей.

В нашем примере этажность зданий (см. задание) равна 5 этажам.

$$H_{\text{св.мин}} = 10 + 4(5 - 1) = 26 \text{ м.}$$

Для режима пожаротушения $H_{\text{св.мин}} = 10 \text{ м.}$

Добавив к отметке поверхности земли в диктующей точке значения минимальных свободных напоров, получим начальные отметки линий пьезометрических высот. Двигаясь последовательно по участкам сети к водонапорной башне и добавляя к полученным ранее отметкам пьезометрических линий потери напора на каждом из участков (табл.6 и 7), строим две линии пьезометрических высот. Свободный напор в узлах магистральной сети определяем как разность между отметками пьезометрических линий и поверхности земли. Свободный напор в точке расположения водонапорной башни (в режиме максимального хозяйственно-питьевого водопотребления) определяет высоту башни от поверхности земли до дна бака. Аналитически высоту водонапорной башни можно определить из выражения:

$$H_{\text{ВБ}} = H_{\text{св.мин}} + \sum h - (\nabla_1 - \nabla_{\text{д}}),$$

где: $H_{\text{св.мин}}$ – минимальный свободный напор в диктующей точке для случая максимального хозяйственно-питьевого водопотребления; $\sum h$ – сумма потерь напора от диктующей точки до начала кольцевой сети (см. табл.6); ∇_1 и $\nabla_{\text{д}}$ – отметки поверхности земли в начале сети и в диктующей точке.

Для рассматриваемого примера $H_{\text{ВБ}} = 26 + 6,13 - (34,1 - 35,5) = 33,53 \text{ м}$

В режиме максимального водопотребления пьезометрическая линия в створе водонапорной башни делает скачок вверх на высоту, равную наибольшей глубине воды в баке водонапорной башни (см. п.4.3.). При пожаротушении водонапорная башня не работает, поэтому пьезометрическая линия в этом случае разрывов не имеет и является непрерывной. Добавив к отметкам пьезометрических линий в створе водонапорной башни соответствующие потери напора в водоводах (см. п.6), получим отметки пьезометрических линий в створе насосной станции второго подъема. Разница между этими отметками и отметкой дна резервуаров чистой воды (см. п.4.2.) определяет расчетный напор насосов насосной станции второго подъема. Для первого расчетного случая:

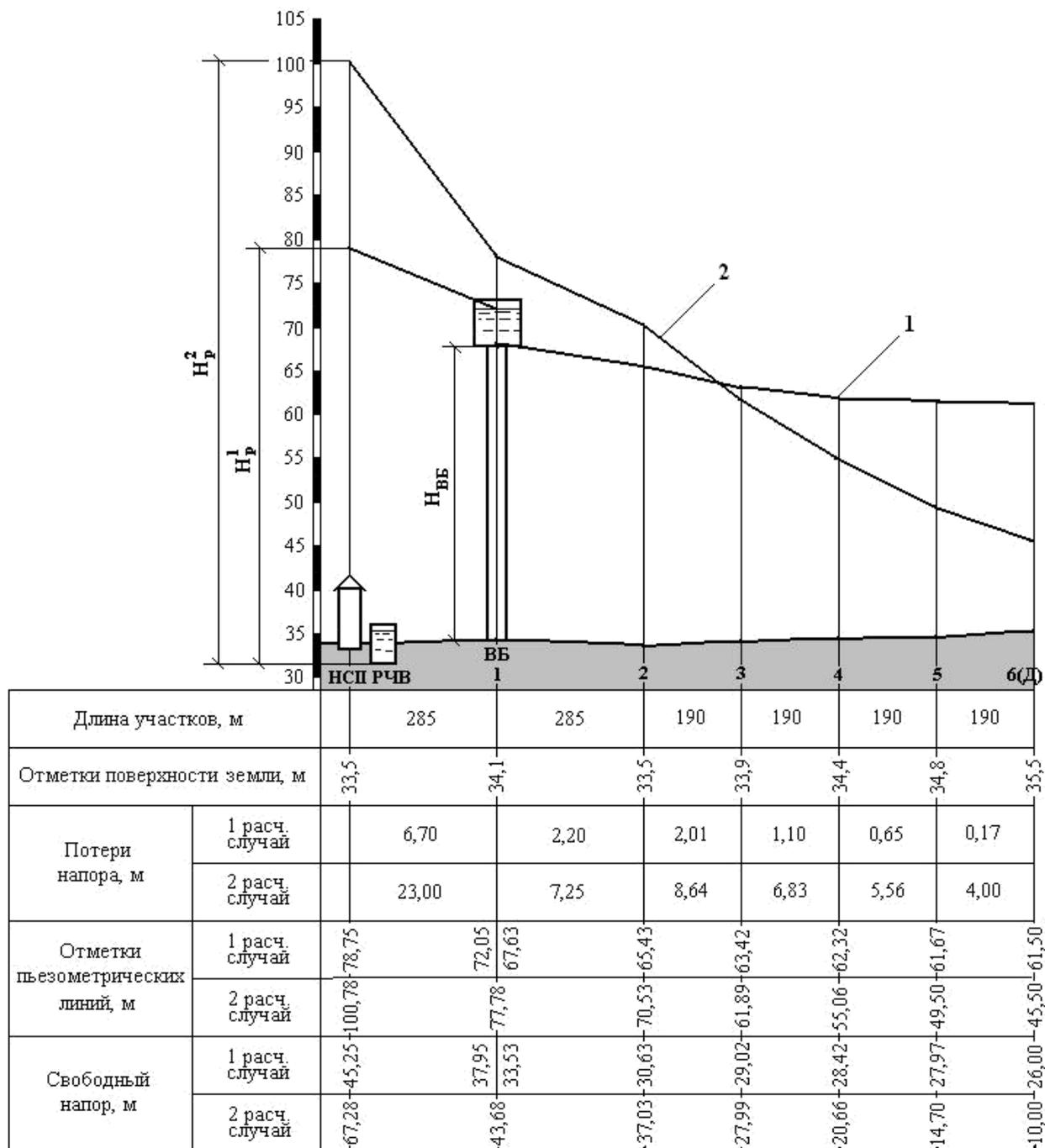


Рис.9. Линии пьезометрических высот: 1–режим максимального хозяйственно-питьевого водопотребления; 2- то же при пожаротушении.

$$H_p^1 = 78,75 - 32,15 = 46,6 \text{ м};$$

Для второго расчетного случая:

$$H_p^2 = 100,78 - 32,15 = 68,63 \text{ м}.$$

На рис.9 построены линии пьезометрических высот для рассматриваемого конкретного примера и обозначены расчетные значения напоров насосной станции второго подъема и высоты водонапорной башни.

Литература

1. СНиП 2.04.02-84 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1985.
2. СНиП 2.04.01-85 Внутренний водопровод и канализация зданий./Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
3. СНиП 2.09.02-85
4. Шевелев Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. – М.: Стройиздат, 1973.

Удельное хозяйственно-питьевое водопотребление в населенных пунктах [1]

Степень благоустройства районов жилой застройки	Удельное хозяйственно-питьевое водопотребления в населенных пунктах на 1 жителя среднесуточное (за год) в л/сут
1. Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн	125-160
2. То же, с ваннами и местными водонагревателями	160-230
3. То же, с централизованным горячим водоснабжением	230-350

Примечания:

1. Для районов застройки зданиями с водопользованием из водоразборных колонок норму среднесуточного за год водопотребления на одного жителя следует принимать 30-50 л/сут.
2. Нормами водопотребления учтены расходы воды на хозяйственно-питьевые и бытовые нужды в жилых и общественных зданиях (за исключением домов отдыха, санаториев и пионерских лагерей).
3. Выбор норм водопотребления в пределах, указанных в таблице, производят в зависимости от природно-климатических условий, мощности источника водоснабжения, степени благоустройства зданий, этажности застройки, уклада жизни населения и других местных условий.
4. При централизованной системе горячего водоснабжения до 40% общего расхода воды подают из сетей теплоснабжения.

Нормы расхода холодной воды в общественных зданиях [2]

Категория водопотребителя	Измеритель л/сут	Максимальный су- точный расход в
1. Общежития:		
- с общими душевыми	1 житель	40
- с душами при всех жилых комнатах	1 житель	50
- с общими кухнями и блоками душевых на этажах при жилых комнатах в каждой секции здания	1 житель	70
2. Гостиницы:		
- с общими ваннами и душами	1 житель	50
- с душами во всех отдельных номерах	1 житель	90
- с ваннами в отдельных номерах, % от общего числа номеров:		
до 25	1 житель	100
до 75	1 житель	100
до 100	1 житель	120
3. Больницы:		
- с общими ваннами и душевыми	1 койка	40
- с санитарными узлами, приближенными к палатам	1 койка	110
4. Детские ясли-сады		
- с дневным пребыванием детей	1 ребенок	70
5. Школы-интернаты		
- со спальными помещениями	1 место	40
6. Клубы	1 место	7
7. Предприятия общественного питания	1 блюдо	13,3

Удельное водопотребление холодной воды на хозяйственно-питьевые нужды на промышленных предприятиях [2]

Виды цехов	Нормы расхода воды на 1 человека в смену в л.	Коэффициент часовой неравномерности водопотребления
В цехах с тепловыделением более 84 кДж на 1 м ³ /ч (горячие цехи)	21	2,5
В остальных цехах	14	3

Нормы расхода воды на технологические нужды промышленных предприятий определяют в зависимости от вида и технологии производства.

Нормативные данные для расчета расхода воды на душ на промышленных предприятиях [2,3]

Часовой расход холодной воды на одну душевую сетку на промышленных предприятиях следует принимать равным 230 л; продолжительность пользования душем – 45 минут после окончания смены.

Количество человек, обслуживаемых одной душевой сеткой принимают в зависимости от группы производственного процесса и его санитарных характеристик в соответствии с таблицей:

Группы производственных процессов	Санитарные характеристики производственных процессов	Количество человек на 1 душевую сетку
I	а) Не вызывающие загрязнение одежды и рук	15
	б) Вызывающие загрязнение одежды и рук	7
II	в) С применением воды	5
	г) С выделением больших количеств пыли, либо особо загрязняющих веществ	3

Коэффициенты неравномерности водопотребления [1]

Коэффициент суточной неравномерности водопотребления, учитывающий уклад жизни населения, режим работы предприятий, степень благоустройства зданий, изменения водопотребления по сезонам года и дням недели, надлежит принимать равным:

К
$$K_{\text{сут.макс}} = 1,1 \dots 1,3; K_{\text{сут.мин}} = 0,7 \dots 0,9.$$

Коэффициент часовой неравномерности водопотребления следует определять из выражений:

К
$$K_{\text{ч.макс}} = \alpha_{\text{макс}} \times \beta_{\text{макс}};$$

К
$$K_{\text{ч.мин}} = \alpha_{\text{мин}} \times \beta_{\text{мин}},$$

где α - коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия, принимаемый:

$$\alpha_{\text{макс}} = 1,2 \dots 1,4; \alpha_{\text{мин}} = 0,4 \dots 0,6.$$

β - коэффициент, учитывающий количество жителей в населенном пункте, и принимаемый по таблице:

Число жителей в тыс.чел.	от4до6	10	20	50	100	300	1000 и более
$\beta_{\text{макс}}$	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1
$\beta_{\text{мин}}$	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

Режим хозяйственно-питьевого водопотребления населения

Часы суток	Расчетные расходы воды в % от максимального суточного потребления при $K_{ч.макс}$						
	1,35	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2,0
0-1	3,13	2,98	2,70	2,44	2,19	1,96	1,56
1-2	2,12	1,92	1,58	1,36	1,14	0,96	0,69
2-3	2,10	1,91	1,57	1,26	1,02	0,83	0,53
3-4	2,10	1,91	1,58	1,36	1,14	0,96	0,69
4-5	2,55	2,36	2,01	1,61	1,35	1,12	0,74
5-6	3,36	3,23	2,99	2,75	2,52	2,31	1,91
6-7	4,83	4,90	5,02	4,13	5,21	4,28	5,36
7-8	4,93	5,02	5,18	5,33	5,45	5,55	5,75
8-9	5,50	5,68	6,05	6,42	6,77	7,12	7,81
9-10	5,41	5,58	5,92	6,24	6,56	6,86	7,46
10-11	5,03	5,14	5,34	5,52	5,68	5,82	6,07
11-12	4,71	4,76	4,86	4,92	4,98	5,01	5,03
12-13	4,07	4,03	3,93	3,82	3,70	4,56	3,30
13-14	3,91	3,85	3,72	3,58	3,42	3,27	2,95
14-15	3,74	3,66	3,49	3,32	3,14	2,96	2,60
15-16	4,21	4,19	4,14	4,06	3,97	3,87	3,64
16-17	4,48	4,50	4,51	4,51	4,49	4,45	4,34
17-18	4,34	4,35	4,32	4,29	4,23	4,17	3,99
18-19	4,60	4,63	4,69	5,72	4,74	4,75	4,69
19-20	5,14	5,26	5,49	5,70	5,91	6,09	6,72
20-21	5,32	5,48	5,78	6,07	6,34	6,61	7,11
21-22	5,63	5,83	6,25	6,67	7,08	7,50	8,03
22-23	5,23	5,37	5,63	5,88	6,13	6,35	6,77
23-24	3,56	3,46	3,25	3,04	2,84	2,64	2,26

Режимы хозяйственно-питьевого водопотребления на промышленных предприятиях

Восьмичасовая смена			Семичасовая смена		
Часы смены	Расходы воды в % от потребления за смену		Часы смены	Расходы воды в % от потребления за смену	
	К _ч =2,5 (горячие цехи)	К _ч =3 (другие цехи)		К _ч =2,5 (горячие цехи)	К _ч =3 (другие цехи)
1-2	12,05	6,25	1-2	10	5,8
2-3	12,05	12,50	2-3	13	12,0
3-4	12,05	12,50	3-4	18	21,4
4-5	12,05	18,75	4-5	10	5,9
5-6	12,05	6,25	5-6	13	12,0
6-7	12,05	12,50	6-7	18	21,4
7-8	12,05	12,50	7-8	18	21,5
8-9	15,65	18,75			

Режимы суточного водопотребления в общественных зданиях

Часы суток	Расходы воды в % от суточного потребления					
	Общежития, интернаты	Больницы, гостиницы	Столовые	Детские сады	Детские ясли	Клубы
0-1	0,15	0,2	-	-	-	-
1-2	0,15	0,2	-	-	-	-
2-3	0,15	0,2	-	-	-	-
3-4	0,15	0,2	-	-	-	-
4-5	0,15	0,5	-	-	-	-
5-6	0,25	0,5	-	-	-	-
6-7	0,30	3,0	12,0	5,0	10	-
7-8	30,00	5,0	3,0	3,0	5	-
8-9	6,80	8,0	1,0	15,0	7	7
9-10	4,60	10,0	18,0	5,5	5	8
10-11	3,60	6,0	16,0	3,4	7	-
11-12	2,00	10,0	2,0	7,4	3	-
12-13	3,00	10,0	1,0	21,0	20	-
13-14	3,00	6,0	1,0	2,8	6	-
14-15	3,00	5,0	4,0	2,4	6	-
15-16	3,00	8,5	4,0	4,5	6	-
16-17	4,00	5,5	4,0	4,0	2	8
17-18	3,60	5,0	6,0	16,0	12	15
18-19	3,30	5,0	3,0	3,0	6	9
19-20	5,00	5,0	6,0	2,0	1	14
20-21	2,60	2,0	7,0	2,0	1	10
21-22	18,60	0,7	10,0	3,0	3	8
22-23	1,60	3,0	-	-	-	9
23-24	1,00	0,5	-	-	-	12

Время заполнения баков-аккумуляторов [2]

Запас воды в баках-аккумуляторах, устраиваемых в бытовых зданиях и помещениях промышленных предприятий, следует определять в зависимости от времени их заполнения в течение смены, принимаемого по таблице:

Число душевых сеток	10-20	21-30	31 и более
Время заполнения баков-аккумуляторов в часах	2	3	4

Размеры типовых резервуаров для воды

Вместимость, м ³	Круглые резервуары				Прямоугольные резервуары		
	Сборные		Монолитные		Сборные		
	Диаметр	Высота	Диаметр	Высота	Ширина	Длина	Высота
50	6	1,8	4,7	3,5	3	6	3,6
100	6	3,6	6,5	3,5	6	6	3,6
150	-	-	8,0	3,5	-	-	-
250	9	3,6	10,0	3,7	6	12	3,6
400	-	-	13,0	3,7	-	-	3,6
500	12	4,8	-	-	12	12	4,8
600	-	-	13,0	5,0	-	-	-
1000	18	4,8	19,0	4,0	12	18	4,8
1500	-	-	22,0	4,5	-	-	-
2000	24	4,8	25,4	4,5	18	24	4,8
3000	30	4,8	-	-	24	30	4,8

Расчетный расход воды на наружное пожаротушение и расчетное количество
одновременных пожаров в населенных пунктах [1]

Количество жителей в населенном пункте в тыс.чел.,до	Расчетное количество одновременных пожаров	Расходы воды на наружное пожаротушение в населенных пунктах в л/с	
		Застройка зданиями до двух этажей включительно	Застройка зданиями свыше двух этажей
5	1	10	10
10	1	10	15
25	2	10	15
50	2	20	25
100	2	25	35
200	3	-	40
300	3	-	55
400	3	-	70
500	3	-	80

Средние значения экономического фактора Э [1]

Значения предельных экономических расходов зависят от экономического фактора Э, средние значения которого в первом приближении можно принимать:

Для Сибири и Урала (большая глубина заложения труб, относительно дешевая электроэнергия) 0,5

Для центральных и западных районов Европейской части России 0,75

Для южных районов (небольшая глубина заложения труб, относительно дорогая электроэнергия) 1,0

Предельные экономические расходы для стальных и чугунных труб [4]

Условный диаметр труб d_u в мм	Предельные экономические расходы в л/с					
	$\Xi=0,5$		$\Xi=0,75$		$\Xi=1,0$	
	Стальные	Чугунные	Стальные	Чугунные	Стальные	Чугунные
100	13,4	10,6	11,7	9,3	10,6	8,4
125	19,0	16,8	16,6	14,5	15,1	13,3
150	25,0	28,3	21,8	24,0	19,8	22,4
175	33,4	-	29,2	-	26,5	-
200	53,0	51,2	46,0	43,0	42,0	40,6
250	82,0	82,2	71,0	73,0	65,0	65,3
300	118,0	121,0	103,0	106,0	93,0	96,0
350	161,0	167,0	140,0	146,0	128,0	132,0
400	211,0	220,0	184,0	196,0	167,0	175,0
450	268,0	286,0	234,0	256,0	213,0	227,0
500	360,0	394,0	315,0	352,0	286,0	313,0
600	507,0	581,0	443,0	530,0	402,0	461,0

Предельные экономические расходы для асбестоцементных труб [4]

Условный диаметр труб d_u в мм	Предельные экономические расходы в л/с		
	$\Theta=0,5$	$\Theta=0,75$	$\Theta=1,0$
100	10,1	9,1	8,4
125	15,2	13,8	12,7
150	26,1	23,6	21,8
200	48,7	44,0	40,7
250	78,2	71,0	65,3
300	114,0	103,0	95,6
350	160,0	144,0	133,0
400	240,0	217,0	201,0
500	560,0	505,0	465,0

Значения удельных сопротивлений A (для q в $\text{м}^3/\text{с}$) и коэффициента $m=4/\pi d^2$ для асбестоцемент-ных, неновых стальных и чугунных труб [4]

dy, мм	Стальные		Чугунные		Асбестоцементные	
	A	m	A	m	A	m
100	172,9	0,098	311,7	0,122	187,7	0,127
125	76,36	0,072	96,72	0,0787	76,08	0,0897
150	30,65	0,051	37,11	0,0548	31,55	0,0637
175	20,79	0,044	-	-	-	-
200	6,969	0,0292	8,092	0,0310	6,898	0,0356
250	2,187	0,0188	2,528	0,0199	2,227	0,0231
300	0,8466	0,0132	0,9485	0,0137	0,914	0,0164
350	0,3731	0,00966	0,4365	0,0103	0,4342	0,0123
400	0,1859	0,00743	0,2189	0,00791	0,2171	0,0094
450	0,09938	0,00586	0,1186	0,00697	-	-
500	0,05784	0,00478	0,06778	0,00508	0,07138	0,00611
600	0,02262	0,00336	0,02596	0,00354	-	-

Поправочные коэффициенты к значениям А для стальных, чугунных и асбестоцементных труб в зависимости от скорости движения воды u [4]

u, м/с	К	
	Стальные и чугунные трубы	Асбестоцементные трубы
0,10	1,68	1,483
0,20	1,41	1,308
0,25	1,33	1,257
0,30	1,28	1,217
0,35	1,24	1,185
0,40	1,20	1,158
0,45	1,175	1,135
0,50	1,15	1,115
0,55	1,13	1,098
0,60	1,115	1,082
0,65	1,10	1,069
0,70	1,085	1,056
0,75	1,07	1,045
0,80	1,06	1,034
0,85	1,05	1,025
0,90	1,04	1,016
1,00	1,03	1,000
1,10	1,015	0,986
1,20	1,00	0,974
1,30	1,00	0,963
1,40	1,00	0,953
1,50	1,00	0,944
1,60	1,00	0,936
1,70	1,00	0,928
1,80	1,00	0,922
1,90	1,00	0,916
2,00	1,00	0,910
2,10	1,00	0,905
2,20	1,00	0,900
2,30	1,00	0,895
2,40	1,00	0,891
2,50	1,00	0,887

Категории централизованных систем водоснабжения по степени обеспеченности подачи воды [1] I — допускается снижение подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды не более 30 % расчетного расхода и на производственные нужды до предела, устанавливаемого аварийным графиком работы предприятий; длительность снижения подачи не должна превышать 3 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускаются на время выключения поврежденных и включения резервных элементов системы (оборудования, арматуры, сооружений, трубопроводов и др.), но не более чем на 10 мин;

II — величина допускаемого снижения подачи воды та же, что при I категории; длительность снижения подачи не должна превышать 10 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускаются на время выключения поврежденных и включения резервных элементов или проведения ремонта, но не более чем на 6 ч;

III — величина допускаемого снижения подачи воды та же, что при I категории; длительность снижения подачи не должна превышать 15 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускается на время проведения ремонта, но не более чем на 24 ч.

Объединенные хозяйственно-питьевые и производственные водопроводы населенных пунктов при числе жителей в них более 50 тыс. чел. следует относить к I категории; от 5 до 50 тыс. чел. — ко II категории; менее 5 тыс. чел. — к III категории.

ЗАДАНИЕ

к

практическим занятиям по курсу "Водоснабжение"

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Расчетное число жителей в населенном пункте, чел. 10000
2. Степень санитарно-технического благоустройства зданий: внутренний водопровод и канализация с централизованным горячим водоснабжением
3. Этажность зданий: 5 этажей
4. Источник водоснабжения: артезианская скважина
5. Общественно-бытовые здания:
 - а) гостиница на 300 чел.
 - б) детский сад на 100 чел.
 - в) общежитие на 200 чел.
6. Промышленное предприятие:
 - 6.1. Норма потребления воды на единицу выпускаемой продукции 100 л.
 - 6.2. Количество выпускаемой продукции по сменам, в единицах:
 - а) 1 смена 500
 - б) 2 смена 500
 - в) 3 смена 400
 - 6.3. Количество рабочих и служащих на промышленном предприятии, чел:
 - а) 1 смена 1000, из них в горячих цехах – 300
 - б) 2 смена 1000, из них в горячих цехах – 300
 - в) 3 смена 900, из них в горячих цехах – 300
 - г) Количество рабочих, пользующихся душем 30 %
 - 6.4. Допустимое снижение подачи воды на промышленное предприятие при аварии на одном из водоводов 30 %
7. Географическое расположение населенного пункта: Ростовская обл.

1. СП Водоснабжение Наружные сети и сооружения.
2. СП 10.13130 Внутренний противопожарный водопровод.
3. СП 8.13130 Системы противопожарной защиты. Источники противопожарного водоснабжения.
4. СП Внутренний водопровод и канализация зданий.

Водозаборы

Выбор источника водоснабжения

Источник хозяйственно-питьевого водоснабжения следует выбирать в соответствии с требованиями ГОСТ 2761, которые предусматривают максимальное использование для этой цели всех наличных ресурсов подземных вод, удовлетворяющих санитарно-гигиеническим требованиям. При этом в первую очередь следует выбирать такие водоисточники, качество воды которых соответствует требованиям СанПиН «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества». Подземные воды одинакового качества следует принимать к использованию в зависимости от степени надежности их защиты от внешнего загрязнения, в первую очередь - артезианские. При отсутствии или невозможности использования артезианских вод как из-за недостаточного их дебита или неудовлетворительного качества, так и по технико-экономическим соображениям необходимо рассмотреть возможности использования других видов подземных вод в следующем порядке: межпластовые безнапорные, грунтовые воды, искусственно пополняемые и подрусловые воды, при отсутствии или невозможности их использования - воды поверхностных источников (рек, водохранилищ, озер, каналов).

При использовании поверхностных источников следует выбирать участки водоемов, которые соответствуют общим требованиям, указанным в Типовых положениях «Правила охраны поверхностных вод» и в «Правилах представления в пользование водных объектов, находящихся в государственной собственности, установления и пересмотра лимитов водопользования, выдачи лицензии на водопользование и распорядительной лицензии».

При отсутствии пресных подземных и поверхностных вод для хозяйственно-питьевого водоснабжения допускается использование минерализованных вод и морской воды при условии их опреснения, а также геотермальных вод, если они удовлетворяют санитарным требованиям, а их максимальная температура не превышает 24-26⁰ С.

Выбор источника производственного водоснабжения необходимо производить с учетом требований, предъявляемых потребителями к качеству воды в каждом конкретном случае. При этом следует помнить, что использование подземных вод питьевого качества для производственных нужд допускается только в районах, где нет необходимых поверхностных водных источников и имеются достаточные запасы подземных вод питьевого качества, с разрешения органов по регулированию, использованию и охране вод.

Таким образом, основными источниками производственного водоснабжения являются поверхностные воды и частично минеральные и геотермальные воды.

Помимо указанных требований к качеству водных ресурсов, для правильного выбора источника следует учитывать следующие факторы: расходный режим, водохозяйственный баланс по источнику с прогнозом на 15-20 лет; качественную характеристику воды в источнике с указанием агрессивности воды и прогноз возможного изменения ее качества.

При выборе в качестве источника водоснабжения поверхностных водоемов водообеспеченность их среднемесячных или среднесуточных расходов, а также максимальных и минимальных уровней должна приниматься в зависимости от категории надежности подачи воды соответственно характеристике потребителей по данным, приведенным в СНиП (11, табл.2).

При относительном водоотборе (отношение расчетного расхода водоотбора Q_B к минимальному расчетному расходу Q_{min} воды в источнике соответствующей обеспеченности) $Q_B/Q_{min} \leq 0,25$ можно забирать воду из

русла реки или канала самым простым и недорогостоящим сооружением водозабора без каких-либо дополнительных мероприятий. При $0,25 < Q_v / Q_{\min} < 0,75$ надежный водоотбор возможен только из нешугоносных открытых потоков с особо благоприятными формой и состоянием русла. Чаще в таких случаях требуется проводить руслорегулирующие работы, улучшение условий забора воды, а также строительство водоподъемных плотин, обеспечивающих достаточную глубину в месте устройства водозабора, а при необходимости - и требуемый запас воды.

2. Выбор места расположения водозаборного сооружения

2.1. Общие положения

Бесперебойная работа водозабора при надежном водоисточнике практически полностью зависит от места его расположения, состава и конструкции сооружений, входящих в технологическую схему водозаборного узла.

Обычно при выборе места расположения водозабора исходят из следующих условий: водозабор должен располагаться как можно ближе к водопотребителю; размещать водозабор следует таким образом, чтобы не мешать проведению намеченных водохозяйственных мероприятий на водоисточнике и не ущемлять интересы других водопотребителей и водопользователей; топографические, гидрологические, геологические и гидрогеологические условия должны быть приемлемы для строительства и эксплуатации водозаборных сооружений; техническое решение водозаборного узла и всей системы водоснабжения должно быть экономичным, а сооружения - простыми и доступными в период эксплуатации санитарная охрана - надежной и не дорогостоящей.

2.2. Возможные источники загрязнения речной воды

Качество забираемой воды из реки оказывает влияние на стоимость ее дальнейшей очистки до требуемых норм : чем хуже качество воды , тем больше стоимость ее очистки. Водозаборные сооружения должны обеспечивать защиту системы водоснабжения от попадания в нее наносов, сора, планктона, шуги и т.п. Поэтому места расположения водозаборов,

особенно хозяйственно-питьевого назначения, должны выбираться с учетом возможных постоянных и временных источников загрязнения речной воды.

К местам поступления в реку различного рода загрязнений относятся:

- выпуск сточных вод;
- населенный пункт;
- стоянка судов;
- товарно-транспортные базы и склады;
- овраги вблизи поймы реки;
- впадение в реку притоков.

Водозаборы устраиваются выше этих мест по течению реки.

Запрещается устраивать водозаборы в местах нагона и скопления плавника и водорослей, которые не только ухудшают качество воды, но и затрудняют работу водоприемных отверстий.

Запрещается устраивать водозаборы в акваториях портов и бухтах, качество воды в которых, как правило, значительно хуже, чем в основном потоке реки.

2.3. Русловые деформации реки и устойчивость берегов

Размещение водозаборов при различных типах русловых процессов, может быть принято по рекомендации И.В.Попова.

В любом случае должны быть обеспечены устойчивость водозаборного сооружения и возможность забора воды при уровнях и расходах воды расчетной обеспеченности.

3. Определение технологической схемы речного водозаборного сооружения

Технологическая схема водозабора должны обеспечивать 1-ю категорию надежности подачи воды в средних условиях. Определим возможные варианты водозаборного сооружения, способного обеспечить надежный отбор из водоисточника расчетного расхода воды и подачу его потребителю. Таких вариантов возможно три:

ПЕРВЫЙ ВАРИАНТ - береговые незатопляемые водоприемники с водоприемными отверстиями, всегда доступными для обслуживания, с необходимыми ограждающими и вспомогательными сооружениями и устройствами, расположенными в одном створе (береговой водозабор);

ВТОРОЙ ВАРИАНТ - затопленные водоприемники всех типов, удаленные от берега, практически недоступные в отдельные периоды года, в количестве нескольких штук, снабженные средствами борьбы с шугой, наносами и имеющие другие затруднения забора воды (русловый водозабор с несколькими водоприемниками);

ТРЕТИЙ ВАРИАНТ - затопленные водоприемники всех типов, удаленные от берега, практически недоступные в отдельные периоды года (русловые водозаборы с одним водоприемником), при выполнении одного из следующих условий:

- размещение водоприемников в затопляемом самопромывающемся водоприемном ковше;

- подвод к водоприемным отверстиям теплой воды в количестве не менее 20% забираемого расхода и применение специальных наносозащитных устройств;

- обеспечение надежной системы обратной промывки сороудерживающих решеток, рыбозаградительных устройств водоприемников и самотечных водоводов.

Для всех вышеперечисленных вариантов необходимо предусмотреть секционирование водоприемной части водозаборного сооружения.

Определим, какой из вариантов водозаборного сооружения можно разместить в каждом из трех створов. Для этого проведем предварительную прикидку по размещению водоприемного окна в каждом из них.

Практика проектирования показывает, что водоприемные окна без особых сложностей удастся расположить в тех местах, где глубина реки не меньше 2-3 м. Следовательно, в первом створе отметка дна реки в месте устройства водоприемных окон должна быть:

- в зимнюю межень обеспеченностью $p = 97\%$ для поддержания требуемой глубины $H_{тр} = 2,0$ м под сплошным ледовым покровом толщиной $\delta_{л.} = 0,9$ м

$$\nabla Z_{гр \leq \nabla \text{дна}} - \delta_{л.} - 2.0 = 135.05 - 0.9 - 2.0 = 132.15$$

- в летнюю межень обеспеченностью $p = 97\%$ для обеспечения требуемой глубины $H_{тр} = 2,0$ м под ложбиной волны высотой $h_{в} = 0,8$ м.

$$\Delta Z_{гр \leq \nabla \text{дна}} - 0.5 \times h_{в} - 2.0 = 133.35 - 0.5 \times 0.8 - 2.0 = 130.95$$

Из двух отметок выбираем минимальную (130,95), т.к. она отвечает обоим требованиям.

Определяем горизонтальное расстояние между вертикалью соответствующей этой отметке дна, и урезом воды в паводок (при ГВВ = 140,20). Если это расстояние не превышает 20-30 м, то следует предусматривать устройство водозабора берегового типа. Если же оно больше 30-40 м, то следует проектировать устройство водозабора руслового типа.

Для 1-го створа это расстояние составляет 16,25 м. Поэтому в 1-м створе можно предусмотреть устройство водозабора берегового типа.

Аналогичное расстояние во 2-м створе составляет 36,0 м

Таким образом, во 2-м следует устанавливать водозабор руслового типа. Его можно выполнить или по второму варианту (с двумя водоприемниками) или по третьему варианту (с одним водоприемником, но при выполнении или второго, или третьего дополнительного условия).

Анализ 3-го створа показывает, что из-за малой глубины р. Истра в летнюю межень в 3-м створе нельзя разместить водоприемное отверстие (глубина воды меньше $H_{тр} = 2.0$ м). Поэтому для организации забора воды в 3-м створе требуется или устроить ковшевой водозабор (третий вариант с первым дополнительным условием), или соорудить дамбы и шпоры для поднятия уровня воды в реке, или углубить дно последней.

4. Расчет элементов водозаборного сооружения

4.1. Определение диаметра самотечной трубы

Диаметр самотечной трубы определяем из условия пропуск эксплуатационного расхода Q_3 при скоростях, рекомендуемых СНиП.

В связи с тем, что рекомендуемая скорость зависит от диаметра самотечной трубы и от категории надежности водозабора, расчет проводим методом подбора, принимая в первом приближении значение скорости $V^{(1)} = 1$ м/с. Тогда

$$d^{(1)} = 1.129 \times \sqrt{\frac{Q_3}{V^{(1)}}} = 1.129 \times \sqrt{\frac{0.795}{1}} = 1.007 \text{ м.}$$

При $d^{(1)} = 1000$ мм рекомендуемая скорость $V = 1,5$ м/с, в этом случае во втором приближении

$$d^{(2)} = 1.129 \times \sqrt{\frac{0.795}{1.5}} = 0.822 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр стальной самотечной трубы $d_y = 900$ мм. Она изготовлена из стальных электросварных труб наружным диаметром $d_n = 920$ мм, внутренним диаметром $d_{ст} = 896$ мм и толщиной стенки $\delta_m = 12$ мм (масса 1 пог.м $M_{ст} = 268,7$ кг). Внутренняя поверхность трубы обрабатывается полимерцементным покрытием, нанесенным методом центрифугирования. Наружную защитную изоляцию самотечной трубы принимаем весьма усиленного типа толщиной $\delta_c = 9$ мм (плотность $\rho_c = 1100$ кг/м³). Масса 1 пог.м самотечной трубы с изоляцией

$$M_{ст.и} = M_{ст} + \pi \times d_n \times \delta_c \times \rho_c = 268,7 + 3,140,92 \times 0,009 \times 1100 = 301,3 \text{ кг}$$

Находим скорость потока воды в самотечной трубе при эксплуатационном режиме работы водозабора:

$$V_{\text{ст.э}} = 1.274 \times \frac{Q_э}{d_{\text{ст}}^2} = 1.274 \times \frac{0.795}{0.896^2} = 1.25 \text{ м/с.}$$

Эта скорость несколько меньше , чем рекомендуемая ($V=1,5 \text{ м/с}$).

Если же принять ближайшее меньшее значение диаметра самотечной трубы ($d_y = 800 \text{ мм}$) , то скорость потока будет $V = 1,58 \text{ м/с}$, что больше максимальной рекомендуемой ($V = 1,4 \text{ м/с}$). Поэтому принятый диаметр самотечной трубы не изменяем.

Скорость потока воды в самотечной трубе $V_{\text{ст.э}}$ должна быть не меньше незаиливающей скорости $V_{\text{нз}}$, величину которой можно определить для речных мутных вод по формуле:

$$V_{\text{нз}} = \sqrt{\frac{g \times \rho \times W \times d_{\text{ст}}}{0.11 \times \left(1 - \frac{W}{0.07 \times V_{\text{ст.э}}}\right)^{4.3}}},$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - ускорение свободного падения;

ρ - мутность речной воды , кг/м^3 ; по заданию; $\rho = 1100 \text{ мг/л} = 1,1 \text{ кг/м}^3$; $d_{\text{ст}}$ - диаметр самотечной трубы , м ; $V_{\text{ст.э}}$ - скорость потока воды в самотечной трубе , м/с ; W - средневзвешенная гидравлическая крупность взвешенных наносов в речной воде , м/с ; диаметр частиц взвешенных наносов $d_{\text{вн}} = 0,1 \text{ мм}$. По таблицам находим , что $W = 6,92 \text{ мм/с} = 0,00692 \text{ м/с}$;

$$V_{\text{нз}} = \sqrt{\frac{9.81 \times 1.1 \times 0.00692 \times 0.9}{0.11 \times \left(1 - \frac{0.00692}{0.07 \times 1.25}\right)^{4.3}}} = 0.95 \text{ м/с.}$$

Скорость потока воды в трубе при эксплуатационном режиме $V_{\text{ст.э}} = 1,25 \text{ м/с}$ больше незаиливающей скорости $V_{\text{нз}} = 0,95 \text{ м/с}$, поэтому дальнейшую корректировку диаметра самотечной трубы не проводим (в противном случае необходимо уменьшить диаметр самотечной трубы до такого ближайшего стандартного диаметра , при котором будет выполнено условие $V_{\text{ст.э}} \geq V_{\text{нз}}$).

Скорость потока воды в самотечной трубе при аварийном режиме будет

$$V_{\text{ста}} = 1.274 \times \frac{Q_a}{d_{\text{ст}}^2} = 1.274 \times \frac{1.59}{0.896^2} = 2.50 \text{ м/с.}$$

В процессе эксплуатации водозабора возможно опорожнение самотечной трубы в период ее ремонта или профилактического осмотра, поэтому самотечную трубу следует проверить на устойчивость к всплытию. Для этого вычислим коэффициент всплытия:

$$K_{\text{вспл}} = \frac{4 \times M_{\text{сти}}}{\rho_{\text{в}} \times \pi \times (d_{\text{н}} + 2 \times \delta_{\text{н}})^2},$$

где $\rho_{\text{в}}$ - плотность воды, $\rho_{\text{в}} = 1000 \text{ кг/м}^3$, т.е.

$$K_{\text{вспл}} = \frac{4 \times 301.3}{1000 \times 3.14 \times (0.92 + 2 \times 0.009)^2} = 0.445.$$

Т.к. $K_{\text{вспл}} = 0,445 < 1.2$, то необходимо применить пригрузку самотечной трубы балластными грузами. Требуемую массу пригрузки плотностью $\rho_{\text{пр}} = 2400 \text{ кг/м}^3$ (железобетон) на пог. м длины самотечной трубы определим по формуле

$$\begin{aligned} M_{\text{пригр}} &\geq \left[1.2 \times \frac{\rho_{\text{в}} \times \pi \times (d_{\text{н}} + 2 \times \delta_{\text{н}})^2}{4} - M_{\text{сти}} \right] \times \frac{\rho_{\text{пр}}}{\rho_{\text{пр}} - 1.2 \times \rho_{\text{в}}} = \\ &= \left[1.2 \times \frac{1000 \times 3.14 \times (0.92 + 2 \times 0.009)^2}{4} - 301.3 \right] \times \\ &\times \frac{2400}{2400 - 1.2 \times 1000} = 1023 \text{ кг}. \end{aligned}$$

В тех случаях, когда в процессе эксплуатации водозабора опорожнение самотечных труб не предусматривается или когда возможно лишь частичное заполнение объема трубы воздухом, при определении массы пригрузки следует учесть массу находящейся в трубе воды.

5. Расчет фильтрующей сетки

Фильтрующие сетки, расположенные в береговых колодцах водозаборного сооружения, могут быть плоскими или вращающимися. Первые требуют значительно меньшего объема берегового колодца, вторые позволяют механизировать очистку сетки, что особенно важно при большом количестве загрязнений, поступающих из реки (загрязненность речного потока или большой расход водозаборного сооружения). Вращающиеся сетки следует применять при средних, тяжелых и очень тяжелых условиях забора воды по загрязненности речного потока или при подаче водозабором более $1 \text{ м}^3/\text{с}$.

В соответствии с исходными данными (условия по засоренности - средние, подача более $1 \text{ м}^3/\text{с}$) принимаем вращающуюся сетку. В соответствии с принятой технологической схемой водозабора одна секция водозабора оборудуется двумя насосами НС-1. Т.о., поток речной воды, поступая в колодец по одной самотечной трубе и фильтруясь через одну сетку, затем делится на два отдельных потока (каждый к своей всасывающей трубе). Следовательно, подвод воды к сетке должен быть выполнен по схеме "с внутренним подводом воды" или по схеме "с лобово-внешним подводом воды". Из двух вариантов выбираем второй, т.к. в этом случае улучшаются условия очистки сетки, требуется приемная камера меньших размеров и создается удовлетворительная структура потока в камере всасывания.

Характеристика фильтрующей сетки:

- марка сеткиТЛ-3100
- пропускная способность..... $2-3 \text{ м}^3/\text{с}$
- расход промывной воды.....30 л/с
- напор промывной воды на мойке.....40 м (0,4 МПа)

- скорость движения полотна.....5,25 м/мин
- масса (при Н = 10500 мм).....15000 кг
- ширина фильтрующего полотна.....3100 мм
- превышение оси ведомого ролика над дном берегового колодца....1000мм

Одним из недостатков этой сетки является то, что при фильтрации воды используется только одно полотно.

Рабочее полотно (сито) фильтрующей сетки поверхностных водозаборов изготавливается из проволоки некоррозийного материала (медь, латунь, нержавеющая сталь). Диаметр проволоки и размер ячеек зависят от типа сетки. Для плоских сеток диаметр проволоки $d = 1-1,5$ мм, размер ячеек в свету от 2×2 до 5×5 мм ($a = 2...5$ мм), для вращающихся сеток $d = 0,2...0,4$ мм с размерами ячеек от $0,3 \times 0,3$ до 2×2 мм ($a = 0,3...2$ мм).

Принимаем рабочее полотно фильтрующей сетки из латунной проволоки $d = 0,2$ мм с размерами ячеек в свету $a = 2$ мм. Коэффициент стеснения такой сетки

$$K_c = \left(\frac{a+d}{a} \right)^2 = \left(\frac{2+0.2}{2} \right)^2 = 1.21$$

Скорость процеживания воды сквозь сетку следует принимать не более 1 м/с (11, п.5.106), рекомендуемые значения в пределах от 0,4-0,5 м/с до 0,8-1,2 м/с. Для нашего расчета принимаем $V_c = 0,8$ м/с.

Рабочая площадь вращающейся сетки

$$\Omega_{\text{сет}} = 1.25 \frac{Q}{m_n \cdot V_c} \cdot K_c$$

где m_n - количество фильтрующих полотен сетки; в нашем случае $m_n = 1$:

-при эксплуатационном режиме

$$\Omega_{\text{сет.э}} = 1.25 \frac{0.795}{1 \cdot 0.8} \cdot 1.21 = 1.5 \text{ м}^2;$$

-при аварийном режиме

$$\Omega_{\text{сет.а}} = 1.25 \frac{1.59}{1 \cdot 0.8} \cdot 1.21 = 3.0 \text{ м}^2$$

Определяем глубину погружения сетки под рабочий уровень воды в камере всасывания при аварийном режиме:

$$h_p = \frac{\Omega_{\text{сет.а}}}{B} = \frac{3,0}{3,1} = 0,98 \text{ м.}$$

Тогда при эксплуатационном режиме скорость процеживания будет

$$V_{\text{с.э}} = 1,25 \cdot \frac{0,795}{3,0} \cdot 1,21 = 0,4 \text{ м/с,}$$

т.е. в пределах рекомендуемых значений.

В случае, если для фильтрования используются плоские сетки, то по требуемой площади сетки $\Omega_{\text{сет.э}}$ подбирают типовую сетку, а затем проверяют скорость процеживания при аварийном режиме.

№6

6. Подбор марки насосов НС 1-го подъема

В соответствии с принятой схемой распределения потока по элементам водозабора и НС 1-го подъема требуемая подача одного насоса

$$Q_H = Q_3 = 0,5 \cdot Q_a = 0,795 \text{ м}^3/\text{с} = 2862 \text{ м}^3/\text{ч}$$

Требуемая величина напора определяется так:

$$H = H_{\Gamma} + h_{\text{вс}} + h_{\text{нап}} + h_{\text{вод}}$$

где H_{Γ} - геодезический напор; - потери напора соответственно во всасывающей и напорной линиях НС-1 и в водоводе до ОС.

Найдем геодезический напор:

$$H_{\Gamma} = Z_{\text{бос}} - Z_{\text{квс}} = (144 + 6) - 131,75 = 18,25 \text{ м.}$$

Потери напора во всасывающей и напорной линиях вычислим по формуле Дарси-Вейсбаха

$$h = \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\zeta_i}{d_i^4} + i \cdot l$$

Коэффициенты местных сопротивлений на всасывающей линии принимаем следующими:

- вход в трубу с раструбом $\zeta_{\text{вх}} = 0,15$;
- конфузор 900x800 мм $\zeta_{\text{конф}} = 0,18$;
- задвижка (простая, $h/d = 1$) $\zeta_{\text{завд}} = 0,5$;
- конфузор 800x600 мм $\zeta_{2\text{конф}} = 0,20$.

По таблицам для $Q = 795$ л/с и $d = 900$ мм имеем $i = 0,00187$.

Потери напора во всасывающей линии

$$h_{\%o} = \frac{8 \cdot 0,795^2}{9,81 \cdot 3,14^2} \cdot \left(\frac{0,15}{0,9^4} + (0,18 + 0,05) \times \frac{1}{0,84^4} + 0,2 \cdot \frac{1}{0,6^4} \right) + 0,00187 \cdot 5,35 = 0,1314$$

Коэффициенты местных сопротивлений на напорной линии принимаем такими:

-диффузор 500x600 мм $\zeta_{\text{диф}} = 0,24$;

-обратный клапан $\zeta_{\text{ок}} = 2,5$;

-задвижки $\zeta_{\text{зав}} = 0,05$;

-тройник $\zeta_{\text{тр}} = 1,1$;

-поворот на 30° $\zeta_{\text{пов}} = 0,155$;

-поворот на 90° $\zeta_{2\text{пов}} = 1,19$ (с.59).

По таблицам для $Q = 795$ л/с и $d = 600$ мм имеем $i = 0,0143$.

Потери напора в напорной линии (до камеры переключения и подсоединения водоводов) составляют

$$h_{\text{н}} = \frac{0,795^2 \cdot 8}{9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,6^4} \cdot (0,24 + 2,5 + 2 \cdot 0,05 + 2 \cdot 1,1 + 2 \cdot 0,155) + 0,0143 \cdot 3,2 = 2,94 \text{ м.}$$

Диаметр водовода подбираем по расходу, равному

$$0,7Q_p = 0,7 \cdot \frac{5400}{3600} = 1,05 \text{ м}^3/\text{с.}$$

По таблицам Шевелева находим

$$d_{\text{вод}} = 1000 \text{ мм}; V_{\text{вод}} = 1,32 \text{ м/с}; i = 0,00188.$$

Потери напора в водоводе ($l = 7,5$ км)

$$h_{\text{вод}} = i \cdot l_{\text{вод}} = 0,0018 \cdot 7500 = 14,1 \text{ м.}$$

Потребный напор насоса

$$H_H = 18,25 + 0,13 + 2,94 + 14,1 = 35,42 \text{ м.}$$

По требуемой подаче ($Q = 2862 \text{ м}^3/\text{ч}$) и напору ($H = 36 \text{ м}$) подбираем насос марки Д-3200-55 (33 НДС), подача которого $Q = 3200 \text{ м}^3/\text{ч}$ и напор $H = 55 \text{ м}$.

Отметка оси насоса $Z_{\text{OH}} = Z_{\text{OK}} + E$, где E - превышение оси насоса над полом. Для насоса Д-3200-55 $E = 630 \text{ мм}$, $Z_{\text{OH}} = 126,05 + 0,63 = 126,68$, что ниже ГНВ = 133,3 м, т.е. рабочие насосы находятся "под заливом".

Если рабочие насосы не окажутся "под заливом", то необходимо проверить, чтобы превышение оси насоса над наименьшим уровнем воды в камере всасывания (высота всасывания h_{BC}) не было больше величины, зависящей от возможного вакуума $H_{\text{Вак}}$ во всасывающей патрубке насоса:

$$h_{\text{BC}} = H_{\text{Вак}} - \left(\alpha + \sum \zeta + \lambda \cdot \frac{b_{\text{BC}}}{d_{\text{BC}}} \right) \cdot \frac{Q_a^2}{2g \cdot \omega_{\text{BC}}^2},$$

Допустимая величина вакуума $H_{\text{Вак}}$ зависит от температуры воды в реке и кавитационного коэффициента быстроходности насоса. Если это условие не выполняется, то необходимо уменьшить отметку дна колодца в НС-1 на соответствующую глубину.

Подача воды на промывку фильтрующих сеток

При применении вращающихся фильтрующих сеток в соответствии с технологией работы водозаборного сооружения необходимым условием является непрерывная подача промывной воды в течение всего периода работы данной секции. Требуемые величины промывного расхода и остаточного напора на мойке зависят от принятого типа вращающейся сетки. Для фильтрующей сетки ТЛ-3100 расход промывной воды $Q_{п.с} = 30$ л/с при напоре на мойке $H_{НМ} = 0,4$ МПа = 40 м вод. ст..

Промывная вода может подаваться или из напорного коллектора НС-1, или специальными насосами. В том случае, если рабочие насосы НС-1 способны создать требуемый напор на мойке сетки, то промывную воду берут из напорного коллектора, т.к. технология не требует установки дополнительных насосов внутри "сухой" части берегового колодца. Проверим возможность ее применения.

Над минимальным уровнем воды в камере всасывания ($Z_{квс} = 128,59$) рабочие насосы Д 3200-55 создают напор, равный 55 м. Мойка фильтрующей сетки расположена на отметке

$$Z_m = Z_{нн} + 1,17 = 141,5 + 1,17 = 142,67 \text{ м.}$$

Определим диаметры труб:

а) на участках с $Q = 30$ л/с; $d = 150$ мм; $V = 1,53$ м/с (в требуемом интервале $V = 0,8 \dots 2,0$); $1000i = 27,6$;

б) на участках с $Q = 60$ л/с; $d = 200$ мм; $V = 1,75$ м/с (в требуемом интервале $V = 0,8 \dots 2,0$); $1000i = 25,0$.

Вычислим потери напора на участке труб, подающих воду на промывку сеток:

$$h_{\text{ном}} = i_1 \cdot l_1 + i_2 \cdot l_2 = 0,0276 \cdot 5 + 0,025 \cdot 30 = 0,89 \text{ м.}$$

Величина остаточного напора на мойке фильтрующих сеток при подаче воды из напорного коллектора составит

$$\Delta H = 55 - (142,67 - 128,59) - 0,89 = 40,03 > 40_{\text{м вод.ст.}} = 0,4 \text{ МПа,}$$

что указывает на способность принятых рабочих насосов НС-1 создавать необходимый напор на мойке фильтрующих сетки. Подключение труб промывки сеток к напорному коллектору НС-1 предусматривается в двух точках.

Аналогично рассчитывается подача воды для промывки плоских сеток. В этом случае необходимо подавать до 15 л/с при напоре до 0,2 МПа.

Подбор типа затворов

В принятой конструкции водозабора затворы предусмотрены для перекрытия со стороны камер всасывания раструбов всасывающих труб НС-1, входной диаметр которых равен 1500 мм. Они необходимы только на случай ремонта или замены задвижки на всасывающей линии рабочего насоса, поэтому их следует отнести к типу временных затворов и запроектировать в виде плоских, щитовых.

Максимально возможный напор над центром затвора равен разнице отметок ГВВ и оси всасывающей трубы, т.е.

$$H_{\text{затв}} = 140,0 - 126,62 = 13,38 \text{ м.}$$

По размеру перекрываемого раструба ($d = 1500$ мм) и по максимальному напору ($H = 13,38$ м) подбираем щитовой деревянный затвор размером 1950×1850 мм, изготавливаемый из деревянных брусьев толщиной 220 мм, соединенных между собой с помощью стяжных болтов и стального листа; для подъема и спуска щит имеет ригель и подвески; масса щита 820 кг; устанавливается щит в направляющие из швеллеров № 25; уплотнение щита выполняется из листовой резины.

Усилие, необходимое для подъема щита:

$$T_{\text{щ}} = (G_{\text{щ}} + P \cdot F_{\text{щ}} \cdot f) \cdot 1,3,$$

где $G_{\text{щ}}$ - вес щита, $G_{\text{щ}} = g \cdot M_{\text{щ}} = 9,81 \cdot 820 = 8,06$ кН; $F_{\text{щ}}$ - площадь поверхности щита, $F_{\text{щ}} = 1,95 \times 1,85 = 3,6$ м²; P - давление воды в центре затвора, $P = \rho_{\text{в}} \cdot g \cdot h_{\text{затв}} = 1000 \cdot 9,81 \cdot 13,38 = 13126$ кПа;

f - коэффициент трения щита по направляющим, $f = 0,44$; т.е.

$$T_{\text{щ}} = (8,06 + 131,26 \cdot 3,6 \cdot 0,44) \cdot 1,3 = 280,7 \text{ кН,}$$

что эквивалентно поднятию груза массой $280,7103/9,81 = 28620$ кг.

ВОДОПОДГОТОВКА

ВЫБОР ОСНОВНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Исходные данные

Расчетный расход станции водоподготовки

$$Q_{oc} = Q_{сут.мах} + Q_{доп} + Q_{пож} \quad (1)$$

где Q_{oc} – расчетный расход станции водоподготовки, м³/сут;

$Q_{сут.мах}$ – расход воды потребителем в сутки наибольшего водопотребления, м³/сут;

$Q_{доп}$ – расход воды на собственные нужды станции, м³/сут. Принимается в процентах от $Q_{сут.мах}$

- при повторном использовании промывной воды: 3-4%;
- без повторного использования: 10-14%;
- для станций умягчения воды: 20-30%. [1 п.9.6]

$Q_{пож}$ – расход воды на восполнение противопожарного запаса воды населенного пункта и (или) промышленного предприятия, м³/сут. Определяется по [2], исходя из расчетной продолжительности пожара – 3 часа; количества одновременных пожаров; расхода на наружное и внутреннее пожаротушение.

Мутность и цветность воды

Привести данные 1 п.9.9 по мутности и цветности

За расчетную принимаются максимальные значения.

Исходная вода: определяются по результатам анализов за период не менее чем за три года до выбора источника водоснабжения.[1 п.9.9]

Очищенная вода: по требованиям заказчика.

График работы станции водоподготовки

Равномерный в течении суток.

Для станций водоподготовки с расчетным расходом до 5000 м³/сут допускается предусматривать работу в течение части суток.[1 п.9.7]

2. Технологическая схема очистки

Выбор технологической схемы очистки (состав основных сооружений) принимаем по таблице 1.[1. П.9.10]

Таблица 1. Технологические характеристики основных сооружений

Основные сооружения	Условия применения				Производительность станции, м ³ /сут
	Мутность, мг/л		Цветность, град		
	исходная вода	очищенная вода	исходная вода	очищенная вода	
Обработка воды с применением коагулянтов и флокулянтов					
Скорые фильтры (одноступенчатое фильтрование) открытые	До 20	До 1,5	До 50	До 20	До 50000
Вертикальные отстойники - скорые фильтры	До 1500	До 1,5	До 120	До 20	До 5000
Горизонтальные отстойники - скорые фильтры	До 1500	До 1,5	До 120	До 20	Св. 30000
Контактные префильтры - скорые фильтры (двухступенчатое фильтрование)	До 300	До 1,5	До 120	До 20	Любая
Осветлители со взвешенным осадком - скорые фильтры	Не менее 50 до 1500	До 1,5	До 120	До 20	Св. 5000
Две ступени отстойников - скорые фильтры	Более 1500	До 1,5	До 120	До 20	Любая

Контактные осветлители	До 70	До 1,5	До 70	До 20	Любая
------------------------	-------	--------	-------	-------	-------

Продолжение таблицы 1

Основные сооружения	Условия применения				Производительность станции, м ³ /сут
	Мутность, мг/л		Цветность, град		
	исходная вода	очищенная вода	исходная вода	очищенная вода	
Горизонтальные отстойники и осветлители со взвешенным осадком для частичного осветления воды	До 1500	8 - 15	До 120	До 40	Любая
Радиальные отстойники для предварительного осветления высокомутных вод	Св. 1500	До 250	До 120	До 20	Любая
Радиальные отстойники для частичного осветления воды	Более 1500	30 - 50 % исходной	До 120	До 20	Любая

** В таблицу не включены крупнозернистые, медленные и напорные фильтры.*

Перед основными сооружениями следует предусматривать барабанные сетки или микрофильтры:

Барабанные сетки:

- перед контактными осветлителями и контактными префильтрами - всегда;
- перед остальными сооружениями очистки - при обосновании.

Микрофильтры:

- при среднемесечном содержании в воде планктона более 1000 кл/мл и продолжительности цветения более 1 месяца в году;[1, табл.10 примечание]
- при обосновании применяются вместо барабанных сеток.

Перед отстойниками следует предусматривать камеру хлопьеобразования:

- перед горизонтальными отстойниками – всегда;
- перед вертикальными отстойниками - при обосновании, так как в вертикальный отстойник конструктивно уже встраивается гидравлическая камера хлопьеобразования водоворотного типа;
- перед радиальными отстойниками – при обосновании.

КАМЕРЫ ХЛОПЬЕОБРАЗОВАНИЯ

Предназначены для интенсификации процесса коагуляции, то есть для перевода мелких хлопьев в крупные.

Применяются:

- перед горизонтальными отстойниками – всегда;
- перед вертикальными отстойниками - при обосновании, так как в вертикальный отстойник конструктивно уже встраивается гидравлическая камера хлопьеобразования водоворотного типа;
- перед радиальными отстойниками – при обосновании;
- перед осветлителями со слоем взвешенного осадка – не применяются, так как образование хлопьев происходит в самом осветлителе.

Перегородчатая камера хлопьеобразования с горизонтальным движением воды

Используется на водопроводных очистных станциях при поступающих расходах более 40-45 тыс. м³/сут.

Выполняется в виде прямоугольного железобетонного резервуара с продольными деревянными или железобетонными перегородками, которые делят камеру на ряд последовательно соединенных коридоров (см. рис.1).

Время пребывания воды в камере следует принимать 20-30 минут [1, п.9.45]

Ширина коридоров должна быть не менее 0,7м [1, П.9.45], по ходу движения воды, увеличивается, в результате чего

скорость потока воды постепенно уменьшается. В начале камеры 0,2-0,3м/с и 0,05-0,1м/с в конце камеры[1,п9.45].

Перпендикулярно коридорам камеры устраивается обводной канал на случай пропуска воды мимо камеры в период ремонта и на время, когда не производится коагулирование. В стенке, отделяющей обводной канал от коридоров, предусматриваются промежуточные выпуски на тот случай, когда по условиям оптимального хлопьеобразования необходимо уменьшить время пребывания воды в камере.

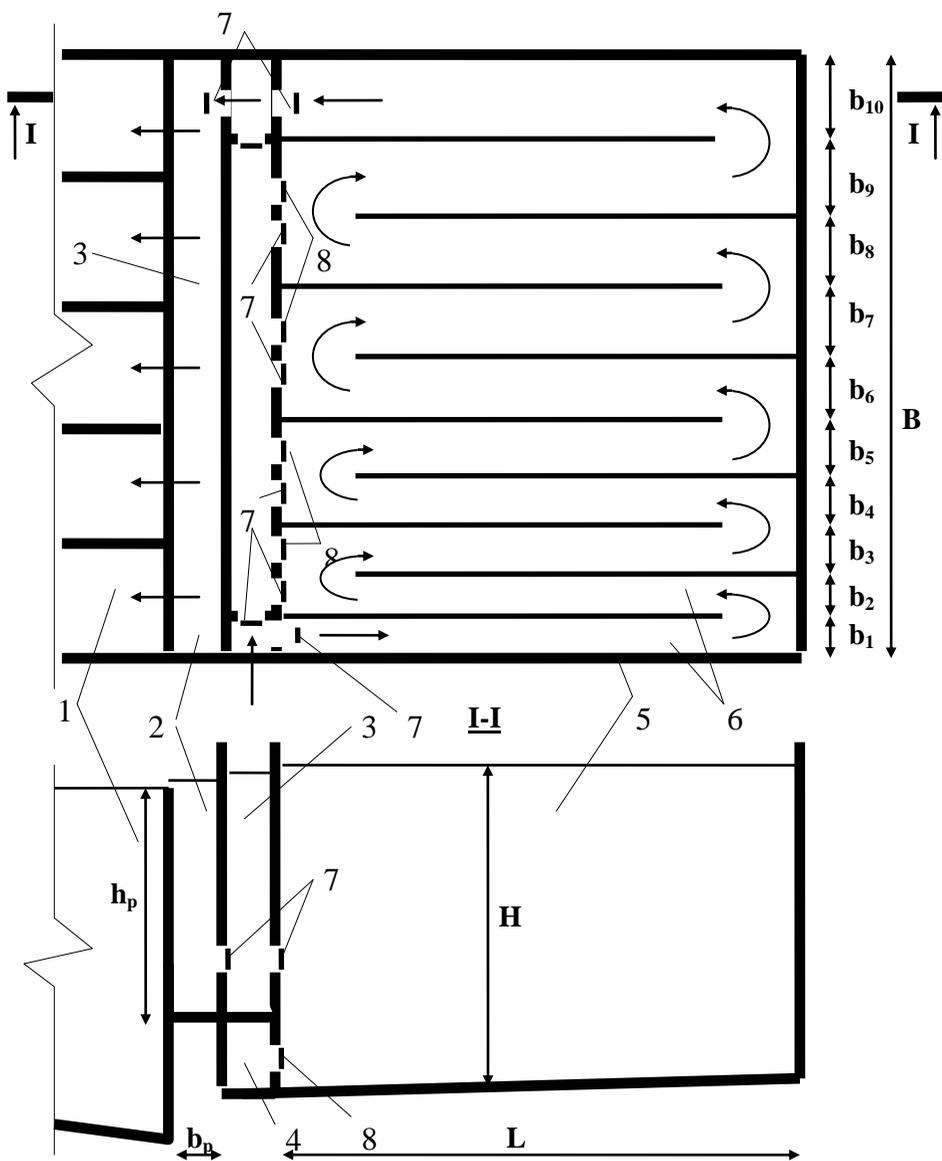


Рис. 1. Перегородчатая камера хлопьеобразования с горизонтальным движением воды:

1 - горизонтальный отстойник; 2 - распределительный лоток отстойника;

3 - обводной канал; 4 - канал опорожнения; 5 - камера

В нижней части коридоров располагаются перекрытые шиберами окна для выпуска осадка в канал опорожнения, расположенный под обводным каналом. Дно камеры выполняется с уклоном 0,02-0,03 в сторону канала опорожнения.

Обычно камеру хлопьеобразования располагают вдоль передней торцевой стенки горизонтального отстойника и обваловывают землей. В месте примыкания камеры и отстойника устраивают павильон, в котором размещают задвижки и шибера для управления работой камеры и отстойника.

Расчет и проектирование основных элементов:

Задаем ширину камеры хлопьеобразования **B**, м. Из конструктивных соображений **B** обычно принимают равной полной ширине отстойника (с учетом ширины резервной секции, если она есть).

По ходу движения воды скорость в коридорах камеры уменьшается на величину ΔV , м/с:

$$\Delta V = \frac{V_1 - V_n}{n - 1}, \quad (1)$$

где V_1 - скорость в первом коридоре (0,2-0,3 м/с);

V_n - скорость в последнем коридоре (0,05-0,1 м/с).

Нижний предел скоростей - для мутных вод (от 250 до 1500 мг/л), верхний - для цветных вод с низкой зимней температурой. [1, п.9.45]

n - принятое число коридоров (9-11). 8-10[1, п.9.45]

Ширина первого коридора (без учета толщины стенок) b_1 , м:

$$b_1 = \frac{B - (n - 1) \cdot b_{\text{ст}}}{n + k \cdot \frac{\Delta V}{V_1}} \geq 0,7 \text{ м}, \quad (2)$$

где $b_{\text{ст}}$ - толщина стенки коридора (0,1-0,2 м);
 $k=36$ при $n=9$; $k=45$ при $n=10$ и $k=55$ при $n=11$.

Ширина каждого последующего (i -го) коридора b_i , м:

$$b_i = b_1 + (i - 1) \cdot \frac{\Delta V}{V_1}, \quad (3)$$

где i - номер коридора (от 2 до n).

Глубина камеры H , м:

$$H = \frac{Q}{3600 \cdot b_1 \cdot V_1}, \quad (4)$$

где Q - **расчетный** расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час.

Длина камеры L , м

$$L = \frac{Q \cdot t}{60 \cdot [B - (n - 1) \cdot b_{\text{ст}}] \cdot H}, \quad (5)$$

где t - время пребывания воды в камере хлопьеобразования (20-30 минут). Нижний предел - для мутных вод (от 250 до 1500 мг/л), верхний - для цветных вод с низкой зимней температурой.

[1,п.9.45]

Иногда, по конструктивным соображениям, задают не ширину камеры \mathbf{B} , а ее глубину $\mathbf{H}=2,5-3,5$ м.

Тогда ширина первого коридора (без учета толщины стенок) \mathbf{b}_1 , м:

$$\mathbf{b}_1 = \frac{\mathbf{Q}}{3600 \cdot \mathbf{H} \cdot \mathbf{V}_1}. \quad (6)$$

Ширина каждого последующего (i -го) коридора \mathbf{b}_i , м - по формуле 3.

Ширина камеры \mathbf{B} , м:

$$\mathbf{B} = (\mathbf{n} - 1) \cdot \mathbf{b}_{\text{ст}} + \sum_{i=1}^{\mathbf{n}} \mathbf{b}_i. \quad (7)$$

Длина камеры - по формуле 5.

Площади поперечных сечений потока воды в обводном канале и распределительном лотке отстойника ω , м²:

$$\omega = \frac{\mathbf{Q}}{3600 \cdot \mathbf{V}_n}. \quad (8)$$

Исходя из величины ω задаем глубину ($\mathbf{h}_p < \mathbf{H}$) и ширину обводного канала и распределительного лотка.

Потери напора в камере \mathbf{h}_n , м:

$$\mathbf{h}_n = \xi \cdot \frac{\sum_{i=1}^{\mathbf{n}-1} [\mathbf{V}_1 - (i-1) \cdot \Delta \mathbf{V}]^2}{2 \cdot \mathbf{g}}, \quad (9)$$

где ξ - коэффициент сопротивления (2,9);

\mathbf{g} - ускорение свободного падения (9,81 м/с²).

Перегородчатая камера хлопьеобразования с вертикальным движением воды

Предназначена для водопроводных очистных станциях при поступающих расходах менее 40-45 тыс. м³/сут.

Из-за сложности строительства и эксплуатации практически не используется.

Конструкция аналогична конструкции камеры с горизонтальным движением воды, кроме одного дополнительного элемента: коридоры разделены поперечными перегородками на ячейки для обеспечения поворотов воды в вертикальной плоскости (см. рис.1).

Расчет и проектирование основных элементов:

Из конструктивных соображений коридоры камеры делают одинаковой ширины, что значительно упрощает строительство и расчет.

Задаем ширину камеры хлопьеобразования **B**, м, обычно принимая ее равной полной ширине отстойника (с учетом ширины резервной секции, если она есть).

Число поворотов воды в камере **n_{пов}**:

$$n_{пов} = n_{кор} \cdot n_{я} - 1 \geq 8 - 10, \quad (1)$$

где **n_{кор}** - принятое число коридоров;

n_я - принятое число ячеек в одном коридоре.

Ширина одного коридора **b**, м:

$$b = \frac{B}{n_{кор}} \geq 0,7 \text{ м}. \quad (2)$$

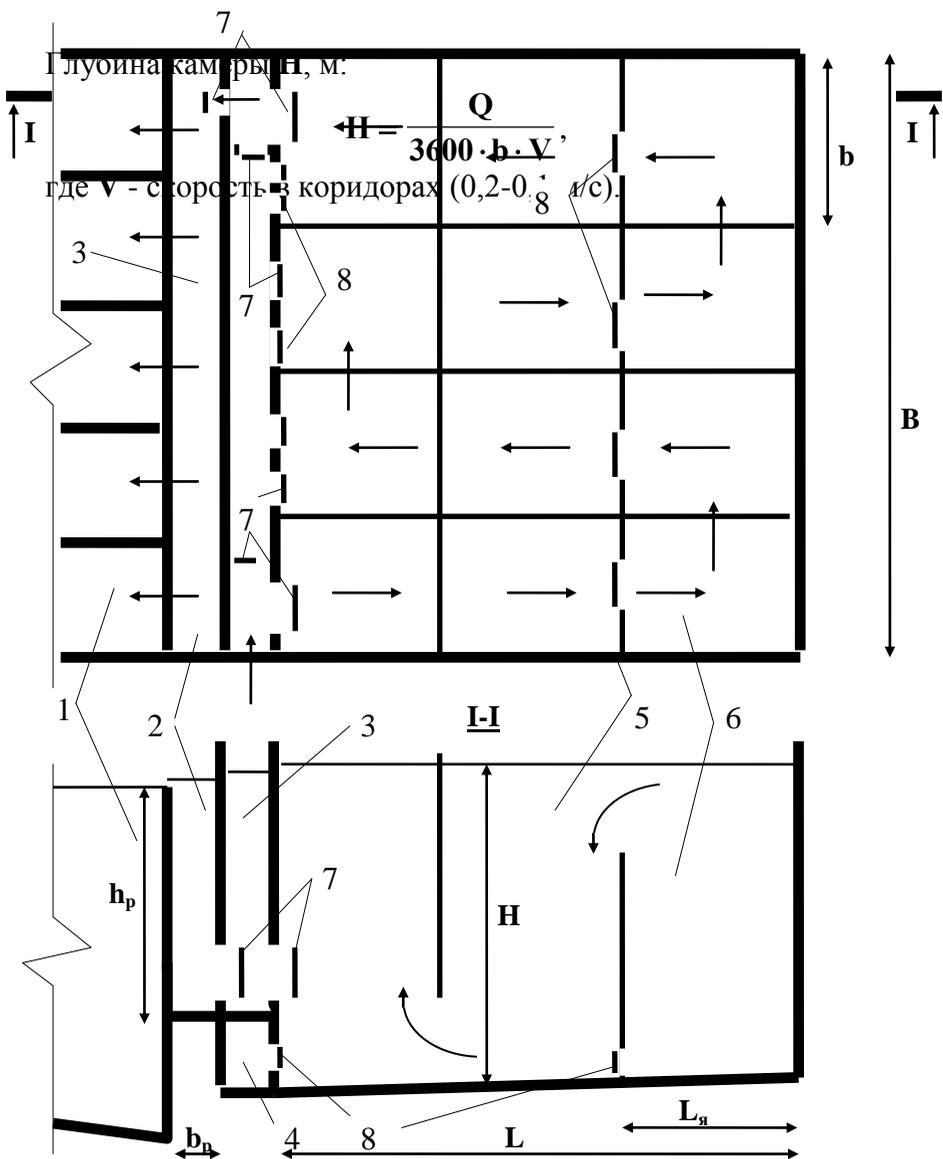


Рис. 1. Перегородчатая камера хлопьеобразования с вертикальным движением воды:

1 - горизонтальный отстойник; 2 - распределительный лоток отстойника;

3 - обволакивающий канал; 4 - канал опорожнения; 5 - камера

Длина камеры L , м

$$L = \frac{Q \cdot t}{60 \cdot [B - (n + n_{\text{я}} - 2) \cdot b_{\text{ст}}]} \cdot H, \quad (4)$$

где $b_{\text{ст}}$ - толщина стенки коридора (0,1-0,2 м);

t - время пребывания воды в камере хлопьеобразования (20-30 минут). Нижний предел - для мутных вод (от 250 до 1500 мг/л), верхний - для цветных вод с низкой зимней температурой. [1, п.9.45]

Длина одной ячейки $L_{\text{я}}$, м:

$$L_{\text{я}} = \frac{L}{n_{\text{я}}}. \quad (5)$$

Площади поперечных сечений потока воды в обводном канале и распределительном лотке отстойника ω , м²:

$$\omega = \frac{Q}{3600 \cdot V_n}. \quad (6)$$

Исходя из величины ω задаем глубину ($h_p < H$) и ширину обводного канала и распределительного лотка.

Потери напора в камере $h_{п}$, м:

$$h_{п} = n_{пов} \cdot \xi \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}, \quad (7)$$

где ξ - коэффициент сопротивления (2,9);

g - ускорение свободного падения (9,81 м/с²).

Вихревая камера хлопьеобразования

Используется на водопроводных очистных станциях при любых поступающих расходах.

Обычно устраивается одна камера на весь отстойник (см. рис. 1), хотя возможен вариант устройства отдельной камеры для каждой секции отстойника.

Выполняется в виде прямоугольного железобетонного резервуара с наклонными, реже вертикальными стенками. [1, п.9.46]

Подача воды осуществляется дырчатой, обычно телескопической, трубой уложенной по дну камеры.

Сбор воды - желобами с затопленными отверстиями или треугольными водосливами или дырчатыми трубами.

Расчет и проектирование основных элементов:

При расчете подразумевается, что берется одна камера на весь отстойник. В случае устройства отдельных камер на каждую секцию отстойника исходные данные (ширина и расход) делятся на количество рабочих секций отстойника.

Задаем ширину камеры хлопьеобразования **В**, м, принимая ее равной полной ширине отстойника (с учетом ширины резервной секции, если она есть).

Длина камеры **L**, м:

$$L = \frac{Q}{3,6 \cdot B \cdot V}, \quad (1)$$

где **Q** - расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;

V - скорость восходящего потока на выходе из камеры (4-5 мм/с).

Длина нижней части камеры L_n , м:

$$L_n = \frac{Q}{3600 \cdot B \cdot V_{\text{вх}}}, \quad (2)$$

где $V_{\text{вх}}$ - скорость входа воды в камеру (0,7-1,2 м/с).

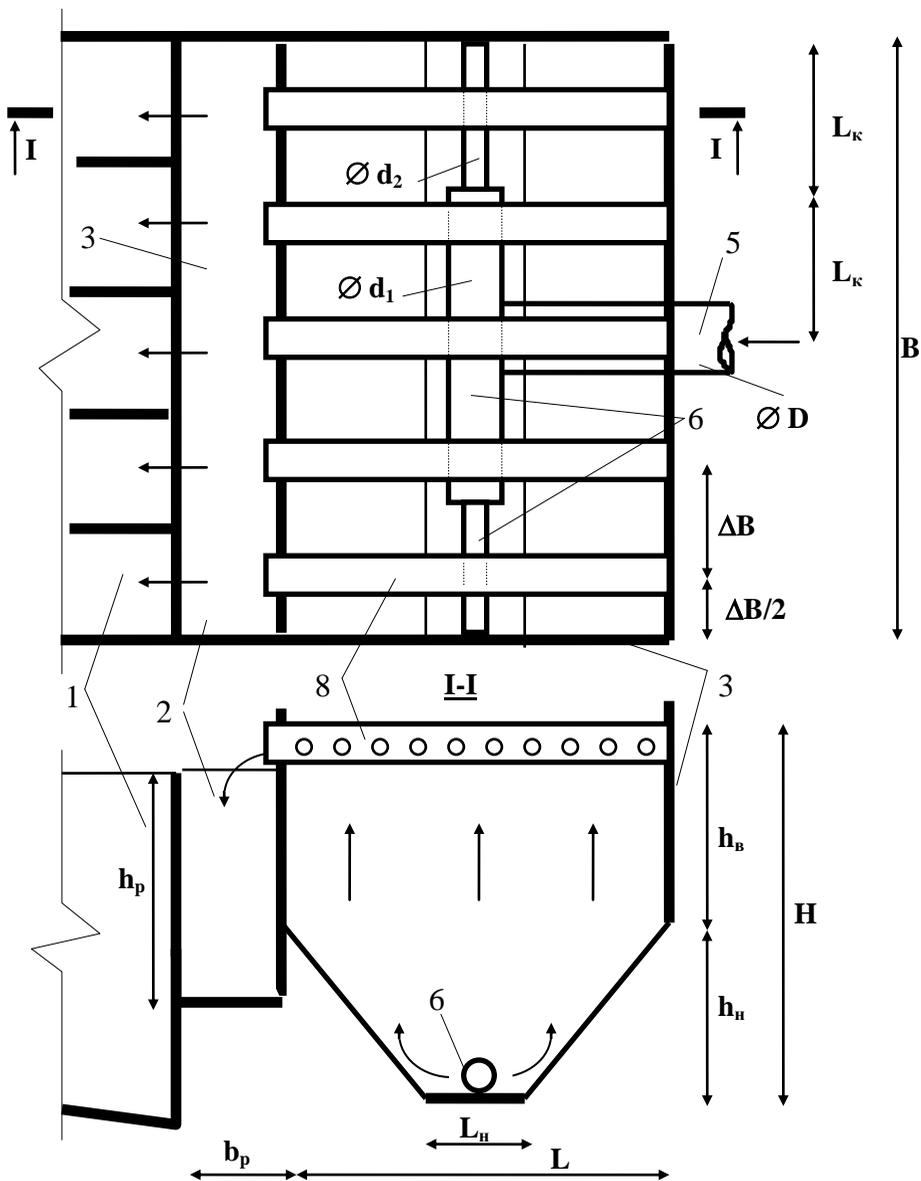


Рис. 3. Вихревая камера хлопьеобразования с наклонными стенками:

- 1 - горизонтальный отстойник; 2 - распределительный лоток отстойника;
 3 - камера хлопьеобразования: 5 - трубопровод полачи волы; 6 -

Высота наклонных стенок h_n , м:

$$h_n = \frac{L - L_n}{2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}}, \quad (3)$$

где β - угол между наклонными стенками ($50-70^\circ$).

Высота вертикальных стенок h_b , м:

$$h_b = \frac{\frac{Q}{60} \cdot t - \frac{L + L_n}{2} \cdot h_n \cdot B}{B \cdot L}, \quad (4)$$

где t - время пребывания воды в камере (6-12 мин, нижний предел - для мутных вод (от 250 до 1500 мг/л), верхний - для цветных вод). [1, п.9.46]

Общая высота камеры H , м:

$$H = h_n + h_b. \quad (5)$$

Желательно, чтобы полученная высота не превосходила глубину отстойника.

Расчетный диаметр трубопровода подачи воды D , м:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{900 \cdot \pi \cdot V_n}}. \quad (6)$$

где V_n - скорость воды в трубопроводе подачи (≥ 1 м/с).

Распределительные дырчатые трубы, как правило, телескопические, то есть состоят из нескольких одинаковых по длине колен, где каждое последующее, по ходу движения воды, имеет меньший диаметр (см. рис. 1).

Длина одного колена дырчатой трубы L_k , м:

$$L_k = \frac{B}{2 \cdot n_{\text{колен}}} \approx (2 - 3) \text{ м}, \quad (7)$$

где $n_{\text{колен}}$ - принятое количество колен в половине камеры (так как она симметрична относительно трубопровода подачи воды).

Расчетный диаметр i -го по ходу движения воды, колена (d_i , $i=1, \dots, n_{\text{колен}}$), м:

$$d_i = \sqrt{\frac{(n_{\text{колен}} + 1 - i) \cdot Q}{1800 \cdot \pi \cdot n_{\text{колен}} \cdot V_{\text{вх}}}}, \quad (8)$$

Отверстия в трубе располагаются вниз под углом 45° к вертикали по обе стороны трубы в шахматном порядке.

Площадь всех отверстий в трубе $\omega_{\text{отв}}^0$, м^2 :

$$\omega_{\text{отв}}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{\text{вх}}}. \quad (9)$$

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 25 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{\text{отв}}$, м^2 .

Количество отверстий $n_{\text{отв}}$:

$$n_{\text{отв}} = \frac{\omega_{\text{отв}}^0}{\omega_{\text{отв}}}. \quad (10)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{\text{отв}}$, м:

$$\Delta L_{\text{отв}} \approx \frac{2 \cdot B}{n_{\text{отв}} + 1}. \quad (11)$$

Выбираем тип водосборной системы:

- желоба с затопленными отверстиями;
- желоба с треугольными водосливами;
- дырчатые трубы.

Расстояние между желобами (трубами) ΔB , м:

$$\Delta B = \frac{B}{n_{\%}} \leq 3'', \quad (12)$$

где $n_{\%}$ - принятое количество желобов (труб).

Дальнейший расчет водосборной системы камеры аналогичен расчету водосборной системы горизонтального отстойника.

Площади поперечных сечений потока воды в обводном канале и распределительном лотке отстойника ω , м²:

$$\omega = \frac{Q}{3600 \cdot V_n}. \quad (13)$$

Исходя из величины ω задаем глубину ($h_p < H$) и ширину обводного канала и распределительного лотка.

Камера хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка

Используется на водопроводных очистных станциях при любых поступающих расходах для вод средней мутности (свыше 50 мг/л до 250 мг/л) и мутных (свыше 250 мг/л до 1500 мг/л).

Выполняется встроенной в горизонтальный отстойник, из расчета - одна камера на одну секцию отстойника.

Представляет собой прямоугольный железобетонный резервуар с плоским дном и вертикальными стенками, через одну из которых происходит перелив воды в отстойник. За переливной стенкой располагается подвесная перегородка, погруженная на 1/4 высоты отстойника [1, п.9.46]. Распределение воды по камере осуществляется дырчатыми трубами уложенными по дну (см. рис. 1).

Расчет и проектирование основных элементов:

Задаем ширину камеры хлопьеобразования B , м, принимая ее равной ширине одной секции отстойника.

Длина камеры L , м:

$$L = \frac{Q}{3,6 \cdot B \cdot V}, \quad (1)$$

где Q - **расчетный** расход одной секции отстойника (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;

V - скорость восходящего потока в камере:

- 0,65-1,6 мм/с - при осветлении вод средней мутности (свыше 50 мг/л до 250 мг/л);

- 0,8-2,2 мм/с - при осветлении мутных вод (свыше 250 мг/л до 1500 мг/л).

Принимаем высоту камеры **H**, м, равной высоте отстойника.

Принимаем высоту подвесной перегородки **h_п**, м, равной 1/4 высоты отстойника.

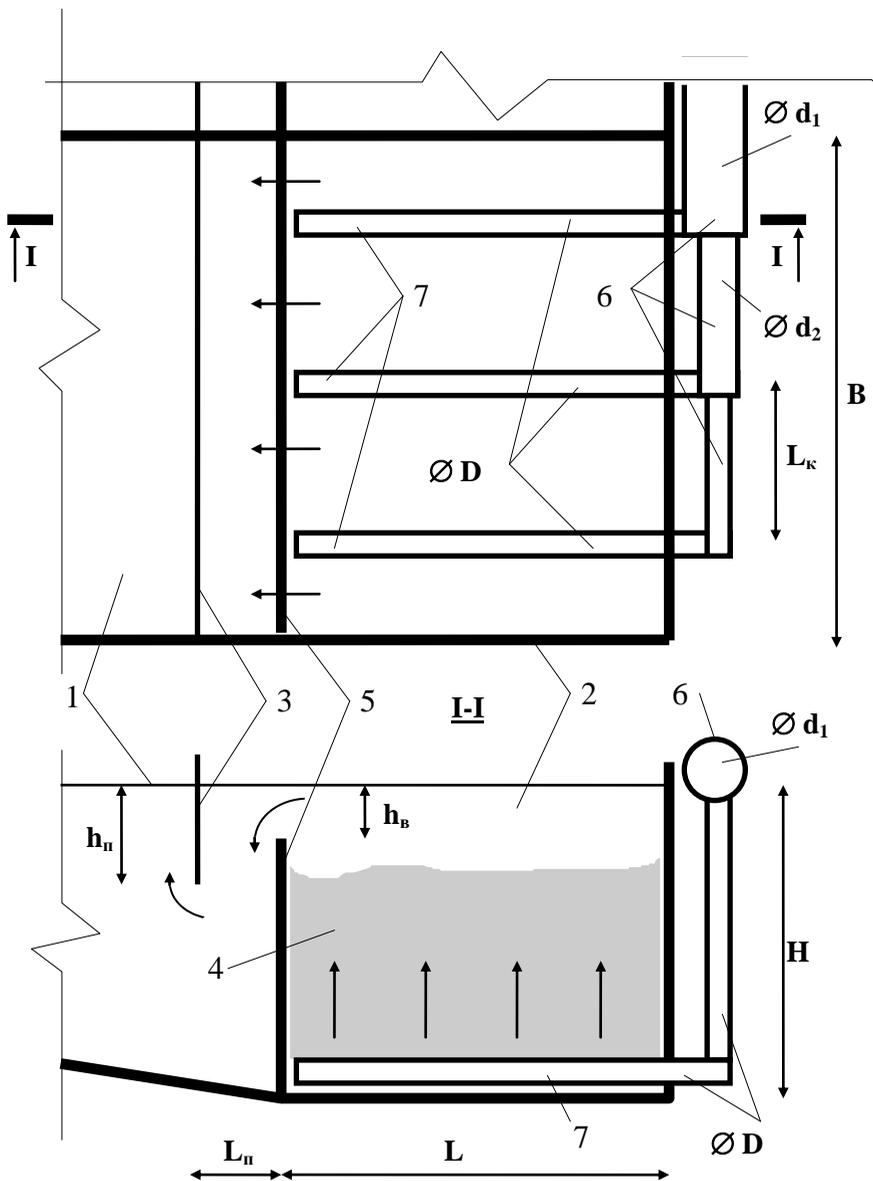


Рис. 1. Камера хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка:

1 - секция горизонтального отстойника; 2 - камера хлопьеобразования;

3 - подвешная перегородка; 4 - слой взвешенного осадка; 5 -

Расстояние от подвесной перегородки до переливной стенки L_n , м:

$$L_n = \frac{Q}{3600 \cdot B \cdot V_n}, \quad (2)$$

где V_n - скорость движения воды между переливной стенкой и подвесной перегородкой (не более 0,03 м/с).

Расстояние от верха переливной стенки до поверхности воды h_b , м:

$$h_b = \frac{Q}{3600 \cdot B \cdot V_b}, \quad (3)$$

где V_b - скорость отвода воды из камеры (не более 0,1 м/с - при мутных водах и 0,05 м/с - при цветных).

Расстояние между дырчатыми трубами распределительной системы L_k , м:

$$L_k = \frac{B}{n_d} \leq 2 \text{ м}, \quad (4)$$

где n_d - принятое количество дырчатых труб.

Расчетный диаметр дырчатой трубы D , м:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{900 \cdot \pi \cdot n_d \cdot V_n}}, \quad (5)$$

где V_n - скорость воды в начале трубопроводов (0,5-0,6 м/с).

Отверстия в трубе располагаются вниз под углом 45° к вертикали по обе стороны трубы в шахматном порядке.

Площадь всех отверстий в трубе $\omega_{\text{отв}}^0$, м^2 :

$$\omega_{\text{отв}}^0 = K \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}. \quad (6)$$

где K - коэффициент перфорации (0,3-0,4).

Количество отверстий $n_{\text{отв}}$:

$$n_{\text{отв}} = \frac{\omega_{\text{отв}}^0}{\omega_{\text{отв}}}. \quad (7)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{\text{отв}}$, м:

$$\Delta L_{\text{отв}} \approx \frac{2 \cdot B}{n_{\text{отв}} + 1}. \quad (8)$$

Трубопровод подачи воды телескопический, то есть состоит из нескольких колен, где каждое последующее, по ходу движения воды, имеет меньший диаметр (см. рис. 1).

Расчетный диаметр i -го по ходу движения воды, колена (d_i , $i=1, \dots, n_{\text{колен}}$), м:

$$d_i = \sqrt{\frac{(n_d + 1 - i) \cdot Q}{900 \cdot \pi \cdot n_d \cdot V_n}}. \quad (9)$$

ОТСТОЙНИКИ

Вертикальный отстойник

1. Область применения

Используются на водопроводных очистных станциях в качестве 1-й ступени очистки при поступающих расходах до 5000 м³/сут, мутности воды поступающей на очистку (с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов) до 1500 мг/л и цветности до 120 град. [1, п.9.10]

Позволяют получить качество очищенной воды: по мутности - до 8-15 мг/л; по цветности - до 20 град.

2. Конструкция и принцип действия

Круглый (в редких случаях квадратный) в плане железобетонный резервуар, состоящий из цилиндрической зоны осаждения высотой 4-5 м и конической зоны накопления и уплотнения осадка с углом конусности стенок 70-80° [1, п.9.51] (см. рис. 1). Как правило, применяются типовые резервуары диаметром 4, 6 или 9 м. В центре зоны осаждения располагается гидравлическая камера хлопьеобразования водоворотного типа представляющая собой железобетонный или металлический цилиндр высотой 3,5-4 м.

Верхний торец камеры хлопьеобразования - открытый, в нижнем - помещается гаситель в виде решетки из досок,

поставленных на ребро с ячейками $0,5 \times 0,5$ м, высотой $0,8$ м.

В верхнюю часть камеры входит трубопровод подачи воды из смесителя, конец которого оснащен насадками-соплами расположенными на глубине $0,5$ м от поверхности воды и на расстоянии $0,2$ диаметра камеры хлопьеобразования от ее стенки.

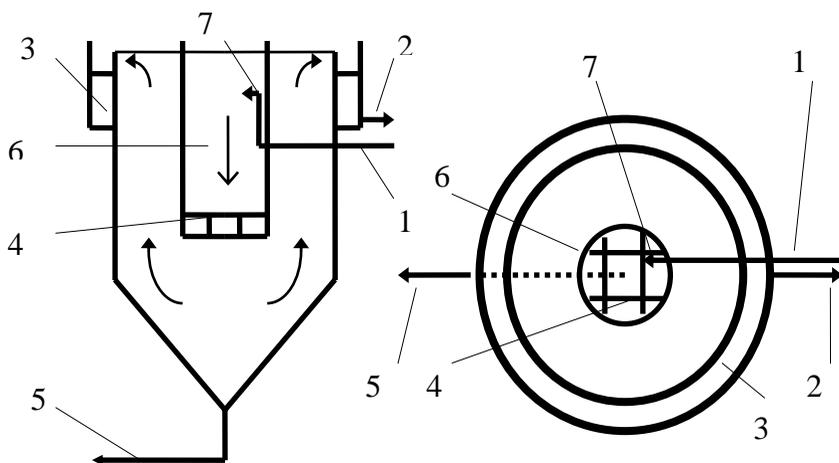


Рис. 1. Схема вертикального отстойника:

1 - подача воды из смесителя; 2 - отвод осветленной воды; 3 - кольцевой водосборный желоб; 4 - струенаправляющая решетка; 5 - трубопровод для сброса осадка; 6 - камера хлопьеобразования вальцового типа;

Вертикальный отстойник оборудован водосборными желобами с затопленными отверстиями или треугольными вырезами.

При площади зоны осаждения менее 12 м^2 применяется только кольцевой водосборный желоб; при площади $12\text{-}30 \text{ м}^2$ - дополнительно устраиваются 4 радиальных водосборных желоба; при большей площади - 6-8 радиальных водосборных желобов (см. рис.2).

К нижней части конуса зоны накопления и уплотнения осадка подключен трубопровод для сброса осадка (обычно диаметром 150 - 200 мм).

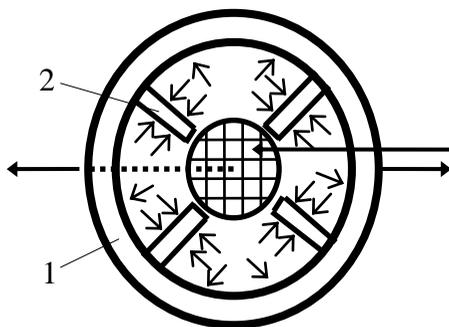


Рис. 2. Водосборные желоба при площади зоны осаждения вертикального отстойника от 12 до 30 м^2 :

1 - кольцевой водосборный желоб; 2 - радиальный

Вода из смесителя подается в верхнюю часть камеры хлопьеобразования, сопла направляют струи по касательной к стенкам, благодаря чему создается вращающийся нисходящий поток, способствующий процессу хлопьеобразования.

Время пребывания воды в камере 15-20 мин, после чего решетка-гаситель переводит вращательное движение в прямолинейное.

Дальнейшее движение осветляемой воды происходит снизу вверх в пространстве между стенками вертикального отстойника и камеры хлопьеобразования, верхний слой воды собирается водосборными желобами и отправляется на скорые фильтры.

Содержащаяся в воде взвесь оседает в восходящем потоке за счет разницы между скоростями падения частиц и движения воды.

Выпавший осадок собирается в конической части отстойника, откуда он периодически выгружается под действием гидростатического давления по трубопроводу для сброса осадка без остановки работы отстойника.

Объем зоны накопления и уплотнения осадка должен позволять выдерживать период работы отстойника между выгрузками осадка не менее 6 часов. [1, п.9.52]

3. Исходные данные для расчета

- расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), $\text{м}^3/\text{час}$;
- применяемые при водоподготовке реагенты;
- мутность исходной воды, $\text{г}/\text{м}^3$;

- мутность воды поступающей на отстойники (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых с реагентами), Γ/M^3 .

4. Расчет основных элементов конструкции

(см. рис.3)

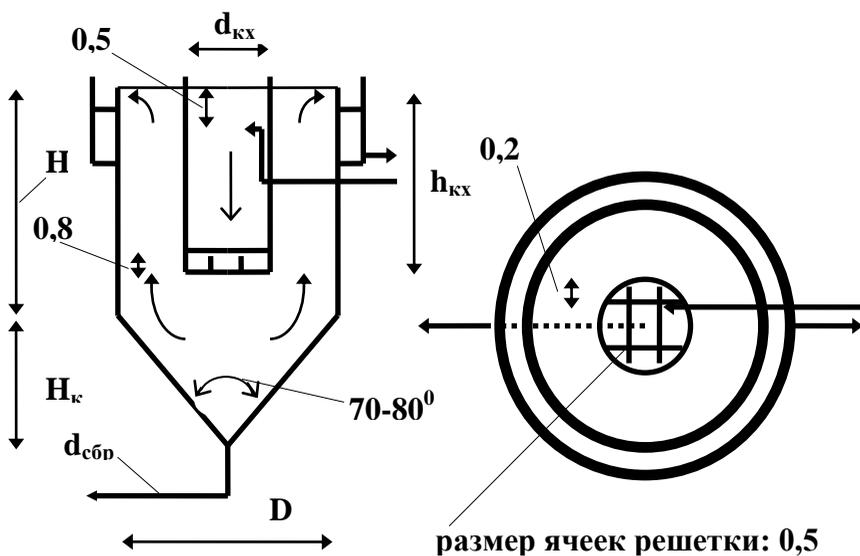


Рис. 3. Пояснительная схема к расчету вертикального

Определяем общую площадь камер хлопьеобразования $\omega_{кx}^0, \text{ м}^2$:

$$\omega_{кx}^0 = \frac{Q \cdot t}{h_{кx}}, \quad (1)$$

где **Q** - **расчетный** расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), $\text{ м}^3/\text{ час}$;
t - время пребывания воды в камере хлопьеобразования (0,25-0,33 часа);
h_{кx} - высота камеры хлопьеобразования (3,5-4 м).

Общая площадь зоны осаждения $\omega_{отс}^0, \text{ м}^2$:

$$\omega_{отс}^0 = \beta \cdot \frac{Q}{3,6 \cdot V}, \quad (2)$$

где **β** - коэффициент, учитывающий объемное использование отстойника, при отношении диаметра отстойника **D** к высоте цилиндрической части **H**:

$$\frac{D}{H} = 1, \quad \beta = 1,3;$$

$$\frac{D}{H} = 1,5, \quad \beta = 1,5.$$

V - скорость восходящего потока, мм/с , принимается не более указанных в таблице 1 величин скоростей выпадения взвеси:

Таблица 1. Скорость восходящего потока[1, табл.11]

Характеристика обрабатываемой воды и способ обработки	Скорость выпадения взвеси, мм/с
Маломутные (до 50 мг/л) цветные воды, обрабатываемые коагулянтом	0,35-0,45

Воды средней мутности (от 50 до 250 мг/л), обрабатываемые коагулянтом	0,45-0,5
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), обрабатываемые коагулянтом	0,5-0,6
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), обрабатываемые флокулянтом	0,2-0,3
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), не обрабатываемые коагулянтом	0,08-0,15

* В случае применения флокулянтов при коагулировании воды скорости выпадения взвеси следует увеличивать на 10-15 %.[1, 15-20]

** Нижние пределы скоростей выпадения взвеси указаны для хозяйственно-питьевых водопроводов.

Расчет $\omega_{отс}^0$ должен производиться для двух периодов мутности:

- минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды;
- наибольшей мутности при наибольшем расходе воды.

В дальнейших расчетах необходимо использовать наибольшую полученную величину $\omega_{отс}^0$.

Общая расчетная площадь вертикальных отстойников ω , м²: (3)

$$\omega = \omega_{отс}^0 + \omega_{кх}^0 .$$

Расчетная площадь одного вертикального отстойника $\omega_{в}$, м²:

$$\omega_{\text{в}} = \frac{\omega}{\mathbf{n}}, \quad (4)$$

где \mathbf{n} - выбранное количество вертикальных отстойников.

Расчетная площадь одной камеры хлопьеобразования $\omega_{\text{к х}}$, м²:

$$\omega_{\text{к х}} = \frac{\omega_{\text{к х}}^0}{\mathbf{n}}. \quad (5)$$

Количество отстойников \mathbf{n} выбирается таким, чтобы диаметр камеры хлопьеобразования $\mathbf{D}_{\text{к х}}$ находился в пределах 1-2 м,

$$\mathbf{D}_{\text{к х}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{\omega_{\text{к х}}}{\pi}}, \quad (6)$$

а расчетный диаметр вертикального отстойника $\mathbf{D}_{\text{р}}$ был немного меньше одного из типовых диаметров отстойника (4, 6 или 9 м),

$$\mathbf{D}_{\text{р}} \geq 2 \cdot \sqrt{\frac{\omega_{\text{в}}}{\pi}}. \quad (7)$$

Принимаем в качестве расчетного диаметра вертикального отстойника \mathbf{D} ближайший больший типовой.

При выбранном количестве отстойников меньше шести следует предусматривать один резервный.

Фактическая площадь зоны осаждения $\omega_{\text{отс}}$, м²:

$$\omega_{\text{отс}} = \frac{\pi \cdot \mathbf{D}^2}{4} - \omega_{\text{к х}}. \quad (8)$$

В соответствии с таблицей 2 определяем наличие дополнительных (к кольцевому) радиальных водосборных желобов:

Таблица 2. Количество радиальных водосборных желобов

$\omega_{отс}, м^2$	Количество радиальных водосборных желобов
<12	нет
12-30	4
>30	6-8

Расчетный диаметр трубопровода подводящего воду из смесителя d_n , м:

$$d_n = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{3600 \cdot \pi \cdot V_n \cdot n}}, \quad (9)$$

где V_n - скорость движения воды в трубопроводе ($V_n=0,6-1$ м/с)

Расчетный диаметр насадки-сопла d_c , м:

$$d_c = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{3600 \cdot \pi \cdot V_c \cdot n \cdot \mu}}, \quad (10)$$

где V_c - скорость движения воды при выходе из сопла ($V_c=2-3$ м/с);

μ - коэффициент расхода сопла (см. таблицу 3).

Таблица 3. Коэффициент расхода

сопла μ

Угол конусности сопла γ , град	μ
15	0,941
20	0,924
23	0,914
25	0,908

Принимаем фактический стандартный диаметр сопла $d_{с.ф}$, определяем фактическую скорость движения воды при выходе из сопла $V_{с.ф}$, м/с :

$$V_{с.ф} = \frac{4 \cdot Q}{3600 \cdot \pi \cdot d_{с.ф}^2} . \quad (11)$$

Длина сопла L_c , м:

$$L_c = \frac{d_{с.ф}}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2} . \quad (12)$$

Потери напора в сопле Δh_c , м:

$$\Delta h_c = \xi_c \cdot \frac{V_{с.ф}^2}{2 \cdot g} , \quad (13)$$

где ξ_c - коэффициент сопротивления ($\xi_c=1,18$);
 g - ускорение свободного падения ($g=9,8$ м/с²).

Высота цилиндрической части отстойника H определяется исходя из величины D и принятого выше соотношения D/H .

Высота конической части отстойника H_k , м:

$$H_k = \frac{D - d_{сб.р}}{2} \cdot \operatorname{tg} \left(90 - \frac{\alpha}{2} \right) , \quad (14)$$

где $d_{сбр}$ - диаметр трубопровода для сброса осадка (первоначально задается в пределах 0,15-0,25 м, впоследствии проверяется по формуле 16);

α - угол между наклонными стенками отстойника (70-80°).

Объем зоны накопления и уплотнения осадка $W_o, м^3$:

$$W_o = \frac{\pi}{3} \cdot H_k \cdot \frac{D^2 + d_{сбр}^2 + D \cdot d_{сбр}}{4} \quad (15)$$

При правильно выбранном диаметре $d_{сбр}$, время удаления осадка t должно находиться в пределах 1200-1800 секунд.

$$t = \frac{4 \cdot k \cdot W_o}{\pi \cdot V_d \cdot d_{сбр}^2}, \quad (16)$$

где k - коэффициент разбавления (1,5);

V_d - скорость движения осадка в трубе, (не менее 1 м/с).

Период работы отстойника между сбросами осадка, час:

$$T_p = \frac{W_o \cdot n \cdot \delta}{Q \cdot (C - M)}, \quad (17)$$

где C - концентрация взвешенных веществ, $г/м^3$, поступающих в отстойник (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых вместе с реагентами);

M - мутность воды выходящей из отстойника (8-15 $г/м^3$);

δ - средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка, $г/м^3$ (см. таблицу 4).

Таблица 4. Средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка [1, п.9.56 табл.12]

Мутность	Применяем	$\delta, г/м^3$, при интервалах
----------	-----------	----------------------------------

исходной воды, мг/л	ые реагенты	между сбросами осадка, час		
		6	12	24 и более
до 50	Коагулянт	9000	12000	15000
св. 50 до 100	Коагулянт	12000	16000	20000
св. 100 до 400	Коагулянт	20000	32000	40000
св. 400 до 1000	Коагулянт	35000	50000	60000
св. 1000 до 1500	Коагулянт	80000	100000	120000

* При обработке исходной воды коагулянтами совместно с флокулянтами величину δ следует принимать на 25% больше для маломутных (до 50 мг/л) цветных вод и на 15% для вод средней (св. 50 до 250 мг/л) мутности.

** Расчет ведется на два периода мутности (см. выше).

*** Полученные значения T_p должны быть не менее 6 часов.

Выбираем систему сбора осветленной воды:

а) желоба с затопленными отверстиями (см. рис. 4.);

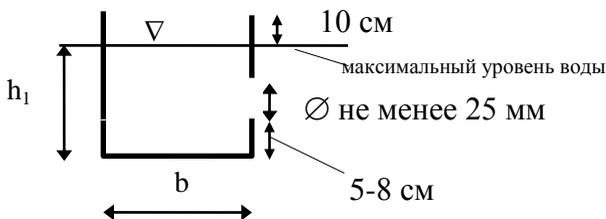


Рис. 4. Поперечное сечение желоба с затопленными

б) Желоба с треугольными водосливами (см. рис. 5):

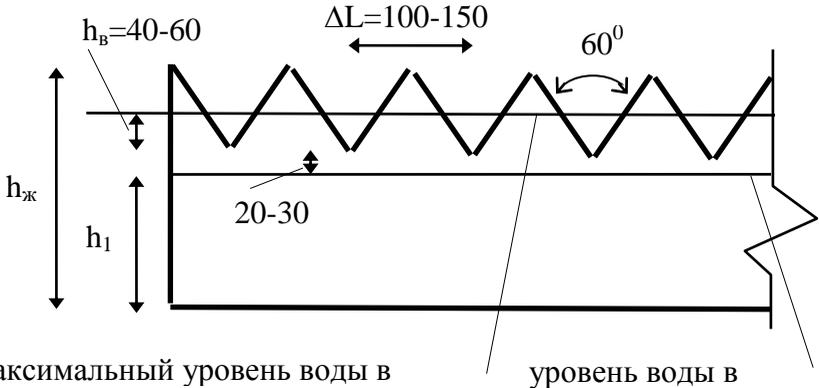


Рис. 5. Продольный разрез желоба с треугольными

Площадь поперечного сечения потока воды в кольцевом водосборном желобе $\omega_{ж}$, м²:

$$\omega_{ж} = \frac{Q}{3600 \cdot V_{ж} \cdot n} , \quad (18)$$

где $V_{ж}$ - скорость движения воды в желобе ($V_{ж} = 0,5-0,6$ м/с).

Площадь поперечного сечения потока воды в радиальном водосборном желобе $\omega_{рж}$, м²:

$$\omega_{рж} = \frac{Q}{3600 \cdot V_{ж} \cdot n \cdot n_p} \quad (19)$$

где n_p - количество радиальных водосборных желобов (см. выше).

Исходя из величин площадей принимаем поперечные размеры b и h_1 , для кольцевого и радиальных желобов.

а) Дырчатые желоба.

Фактическая высота желоба $h_{ж}$ превышает h_1 на 10 см.

Площадь всех отверстий в водосборных желобах $\omega_{отв}^0$, м²:

$$\omega_{отв}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{отв} \cdot n} , \quad (20)$$

где $V_{отв}$ - скорость движения воды в отверстиях ($V_{отв} \approx 1$ м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (20-30 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{отв}$, м².

Количество отверстий $n_{отв}$:

$$n_{отв} = \frac{\omega_{отв}^0}{\omega_{отв}} . \quad (21)$$

Общая длина дырчатых стенок желобов $L_{ж}$, м:

$$L_{ж} = \pi \cdot D + 2 \cdot n_p \cdot (D - d_{кx}) , \quad (22)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{отв}$, м:

$$\Delta L_{отв} \approx \frac{L_{ж}}{n_{отв}} \quad (23)$$

б) Желоба с треугольными водосливами (см. рис. 5):

Принимаем: расстояние между осями водосливов ΔL (100-150 мм); превышение уровня воды в отстойнике над низом водослива h_v (40-60 мм); превышение низа водослива над уровнем воды в желобе h_n (20-30 мм).

Фактическая высота желоба $h_{ж}$, м:

$$h_{ж} = h_1 + h_n + \frac{\Delta L}{2} \cdot \text{tg}60^\circ.$$

Горизонтальный отстойник

1. Область применения

Используются на водопроводных очистных станциях в качестве 1-й ступени очистки при поступающих расходах свыше 30000 м³/сут, мутности воды поступающей на очистку (с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов) до 1500 мг/л и цветности до 120 град. При использовании схемы двухступенчатого отстаивания могут применяться и для очистки высокомутных вод (мутность свыше 1500 мг/л) для любых расходов. Позволяют получить качество очищенной воды: по мутности - до 8-15 мг/л; по цветности - до 20 град. [1, п.9.10 табл.10]

2. Конструкция и принцип действия

Прямоугольный в плане железобетонный резервуар располагается в помещении очистной станции или, значительно чаще, вне его (см. рис. 1). Для защиты от осадков и отрицательных температур отстойник перекрывается плитами и обваловывается землей. В перекрытии устраивают смотровые люки и вентиляционные трубы, а также отверстия для отбора проб воды на расстоянии не более 10 м друг от друга.

Для выравнивания потока воды отстойник делят продольными вертикальными перегородками на самостоятельно работающие секции (коридоры) шириной до 6 м. [1, п.9.54]

Длина секций определяется расчетом; глубина - складывается из средней высоты зоны осаждения (3-3,5 м), высоты зоны накопления осадка (определяется расчетом) и

превышения строительной высоты над расчетным уровнем воды (не менее 0,3 м). [1, п.9.54]

Профиль дна зависит от принятой системы удаления осадка (см. рис. 1.) [1, п.9.55]:

1. Механизированное (сгребание выпадающего осадка скребковыми механизмами без выключения подачи воды в отстойник): дно плоское, в начале отстойника устраивается приямок для приема осадка.
2. Напорный смыв (с периодическим отключением подачи воды в отстойник): дно плоское, приямок отсутствует.

3. Гидравлическое (удаление осадка через систему

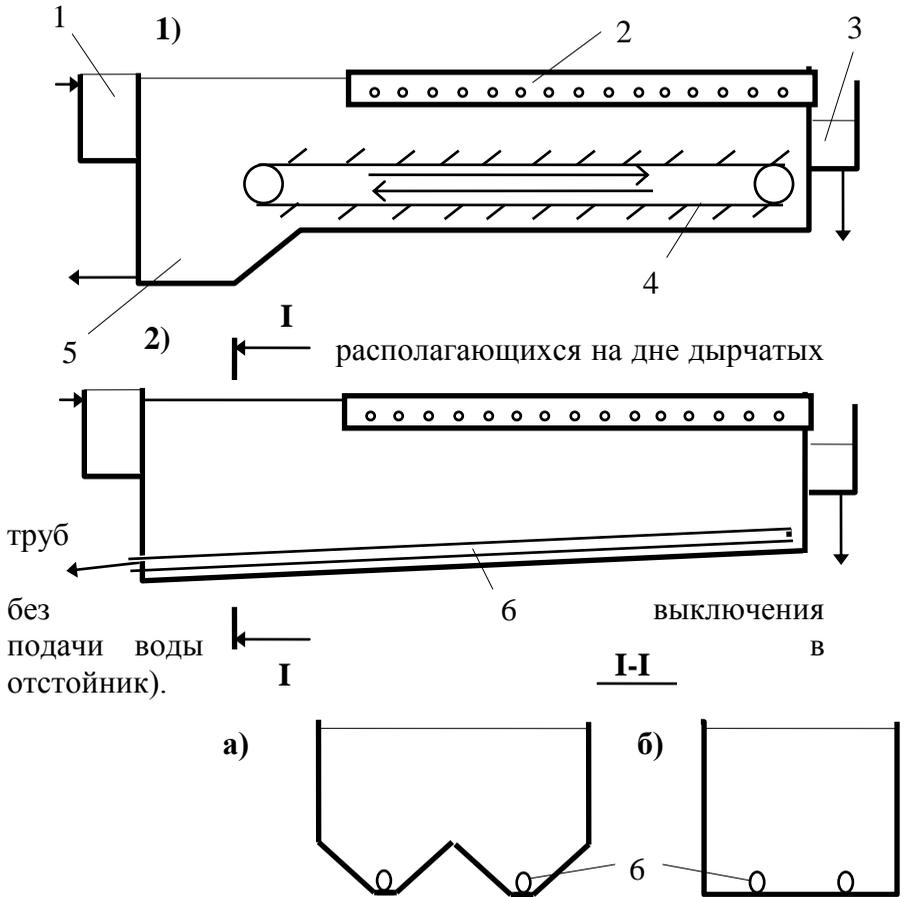


Рис. 1. Продольный разрез горизонтального отстойника:

1) механизированное удаление осадка;

2) гидравлическое удаление осадка:

а) призматическое дно; б) плоское дно.

1 - распределительный лоток; 2 - дырчатый водосборный желоб;

3 - сборный карман; 4 - скребковый механизм; 5 - прямок;

6 - дырчатые трубы для удаления осадка.

В продольном сечении дно имеет уклон (не менее 0,005) в сторону противоположную движению воды. [1, п.9.59]

В поперечном сечении:

а) дно плоское; расстояние между трубами сборной системы осадка не более 2 м, расстояние от крайней трубы сборной системы осадка до продольной стенки секции не более 1 м.

б) дно призматическое (с уклоном граней под 45^0 в сторону труб для сбора осадка); расстояние между трубами сборной системы осадка не более 3 м, расстояние от крайней трубы сборной системы осадка до продольной стенки секции не более 1,5 м.

Подача осветляемой воды производится переливом через борт распределительного лотка расположенного вдоль

передней торцевой стенке отстойника. При использовании камеры хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка на входе воды в отстойник (сразу за распределительным лотком) устанавливается подвесная перегородка, погруженная на 0,25 высоты отстойника.

Сбор осветленной воды (см. рис.2):

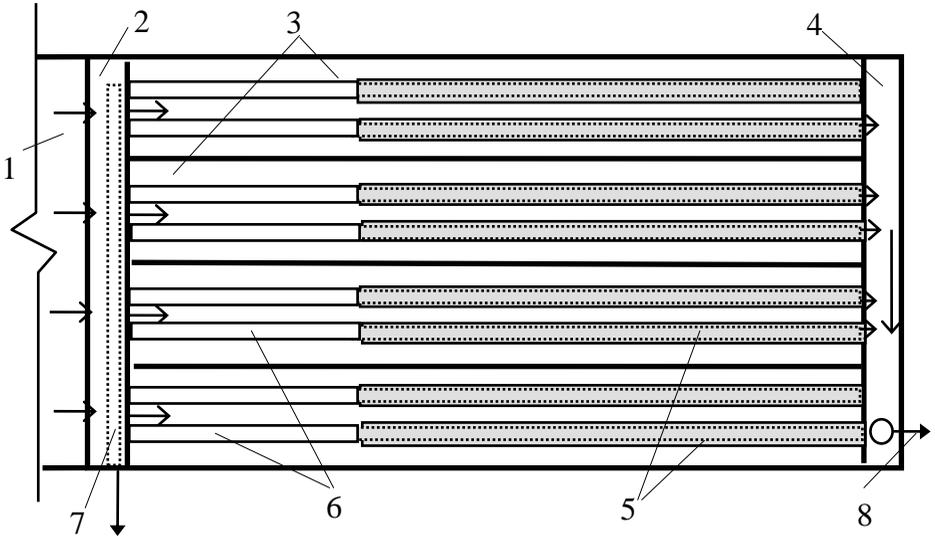


Рис 2. План горизонтального отстойника:

1 - камера хлопьеобразования; 2 - распределительный лоток; 3 - секции отстойника; 4 - сборный карман; 5 - система рассосредоточенного сбора осветленной воды; 6 - дырчатые трубы для сбора осадка; 7 - отвод осадка; 8 - отвод осветленной

а) желобами с затопленными отверстиями или треугольными водосливами (вырезами). Верх желобов располагается на 10 см выше максимального уровня воды в отстойнике. Отверстия в желобе - на 5-8 см выше дна желоба.

б) Затопленными (глубина затопления определяется расчетом) дырчатыми трубами с отверстиями расположенными по оси трубы.

Водосборные желоба или трубы располагаются горизонтально вдоль стенок секции на участке $2/3$ длины отстойника, считая от задней торцевой стенки. Расстояние между желобами (трубами) - не более 3 м, расстояние от крайнего желоба (крайней трубы) до продольной стенки секции - не более 1,5 м. [1, п.9.61]

Вода из желобов (труб) свободным (незатопленным) изливом поступает в сборный карман, устроенный вдоль задней торцевой стенки отстойника. [1, п.9.61]

3. Исходные данные для расчета

- расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), $\text{м}^3/\text{час}$;
- применяемые при водоподготовке реагенты;
- мутность исходной воды, $\text{г}/\text{м}^3$;
- мутность воды поступающей на отстойники (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых с реагентами), $\text{г}/\text{м}^3$.

4. Расчет основных элементов конструкции

Основные габаритные размеры:

Общая площадь горизонтального отстойника $\omega_{\text{осв}}^0$, м^2 :

$$\omega_{\text{осв}}^0 = K \cdot \frac{Q}{3,6 \cdot V}, \quad (1)$$

где **Q** - **расчетный** расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;
α - коэффициент объемного использования отстойника (**α** =1,3);
U - скорость выпадения взвеси, мм/с, принимается по таблице 1

Таблица 1. Скорость выпадения

взвеси

Характеристика обрабатываемой воды и способ обработки	Скорость выпадения взвеси, мм/с
Маломутные (до 50 мг/л) цветные воды, обрабатываемые коагулянтом	0,35-0,45
Воды средней мутности (от 50 до 250 мг/л), обрабатываемые коагулянтом	0,45-0,5
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), обрабатываемые коагулянтом	0,5-0,6
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), обрабатываемые флокулянтом	0,2-0,3
Мутные воды (от 250 до 1500 мг/л), не обрабатываемые коагулянтом	0,08-0,15

* В случае применения флокулянтов при коагулировании воды скорости выпадения взвеси следует увеличивать на 10-15 %.

** Нижние пределы скоростей выпадения взвеси указаны для хозяйственно-питьевых водопроводов.

Расчет горизонтального отстойника должен производиться для двух периодов мутности:

- минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды;
- наибольшей мутности при наибольшем расходе воды.

В дальнейших расчетах необходимо использовать наибольшие полученные величины.

Длина отстойника L , м:

$$L = \frac{H \cdot V}{U}, \quad (2)$$

где H - средняя высота зоны осаждения (3-3,5 м);

V - расчетная скорость движения воды в отстойнике, мм/с,

(принимается по таблице 2):

Таблица 2. Расчетная скорость движения воды в отстойнике[1, п.9.54]

Характеристика вод поступающих в отстойник	V , мм/с
Маломутные (до 50 мг/л)	6-8
Средней мутности (св. 50 до 250 мг/л)	7-10
Мутные (св.250 до 1500 мг/л)	9-12

Общая ширина горизонтального отстойника B_0 , м:

$$B_o = \frac{\omega_{отс}^o}{L} . \quad (3)$$

Ширина одной секции отстойника B , м: (4)

$$B = \frac{B_o}{n} \leq 6 \text{ м} ,$$

где n - принятое количество секций (коридоров) отстойника.

При выбранном количестве секций отстойника меньше шести следует предусматривать одну резервную.

Система сбора осветленной воды:

- а) желоба с затопленными отверстиями (см. рис. 3.);
- б) Желоба с треугольными водосливами (см. рис. 4):

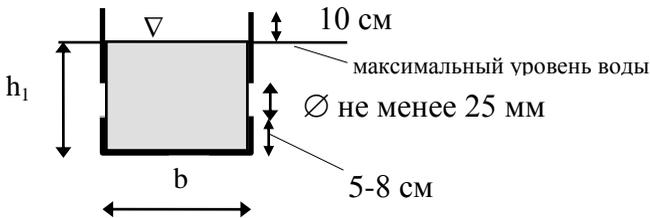


Рис. 3. Поперечное сечение желоба с затопленными

- в) Дырчатые трубы (см. рис.5):

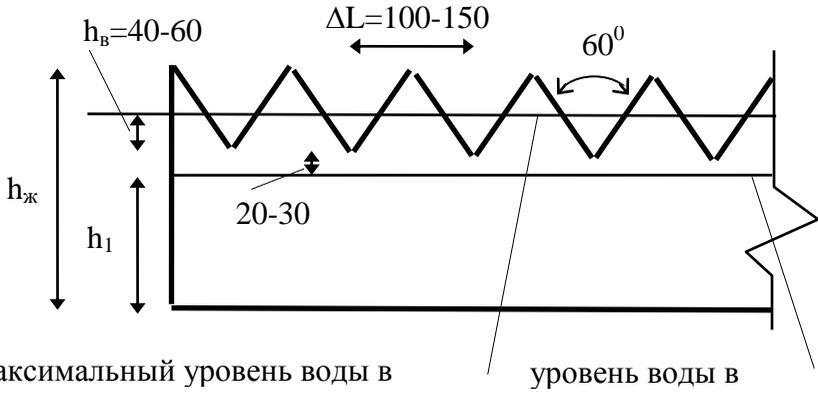


Рис. 4. Продольный разрез желоба с треугольными



Рис. 5. Продольный разрез дырчатой

Расчет водосборной системы:

Количество желобов (труб) в одной секции n_B определяется исходя из расстояния между осями желобов (труб) - не более 3 м п.9.61 не менее, расстояния от крайнего желоба (трубы) до продольной стенки секции - не более 1,5 м.

Площадь поперечного сечения потока в водосборном желобе (трубе) $\omega_{ж}$, м²:

$$\omega_{ж} = \frac{Q}{3600 \cdot V_{ж} \cdot n \cdot n_B}, \quad (5)$$

где - скорость движения воды в конце желоба (трубы), (0,6-0,8 м/с).

а) Желоба с затопленными отверстиями (см. рис. 3);

Исходя из величины $\omega_{ж}$ принимаем поперечные размеры b и h_1 , (фактическая высота желоба $h_{ж}$ превышает h_1 на 10 см).

Площадь всех отверстий в водосборном желобе $\omega_{отв}^0$, м²:

$$\omega_{отв}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{отв} \cdot n \cdot n_B}, \quad (6)$$

где $V_{отв}$ - скорость движения воды в отверстиях ($V_{отв} \approx 1$ м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 25 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{отв}$, м².

Количество отверстий $n_{отв}$:

$$n_{отв} = \frac{\omega_{отв}^0}{\omega_{отв}}. \quad (7)$$

Длина желоба $L_{ж}$, м:

$$L_{\text{ж}} = \frac{2}{3} \cdot L . \quad (8)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{\text{отв}}$, м:

$$\Delta L_{\text{отв}} = \frac{2 \cdot L_{\text{ж}}}{n_{\text{отв}} + 1} . \quad (9)$$

б) Желоба с треугольными водосливами (см. рис. 4):

Исходя из величины $\omega_{\text{ж}}$ принимаем поперечные размеры **b** и **h₁**.

Принимаем: расстояние между осями водосливов ΔL (100-150 мм); превышение уровня воды в отстойнике над низом водослива **h_в** (40-60 мм); превышение низа водослива над уровнем воды в желобе **h_п** (20-30 мм).

Фактическая высота желоба **h_ж**, м:

$$h_{\text{ж}} = h_1 + h_{\text{п}} + \frac{\Delta L}{2} \cdot \text{tg}60^\circ . \quad (10)$$

в) Дырчатые трубы (см. рис.5):

Исходя из величины $\omega_{\text{ж}}$ принимаем диаметр дырчатой трубы **D_т**.

Расчет отверстий производим аналогично расчету отверстий в дырчатых желобах (формулы 6-9).

Расположение отверстий - горизонтально по оси трубы.

Глубина погружения оси трубы под уровень воды в отстойнике **h_т**, м²:

$$h_{\tau} = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (3600 \cdot n \cdot n_b \cdot \mu \cdot \omega_{отв})^2} + \frac{D_{\tau}}{2}, \quad (11)$$

где μ - коэффициент расхода отверстия (0,6-0,65).
 g - ускорение свободного падения, (9,8 м/с²).

При использовании камеры хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка на входе воды в отстойник (сразу за распределительным лотком) устанавливается подвесная перегородка, погруженная на 0,25 высоты отстойника, отнесенная от торцевой стенки на расстояние s , м:

$$s = \frac{Q}{3600 \cdot n \cdot B \cdot V_n}, \quad (12)$$

где V_n - скорость движения воды в зазоре между торцевой стенкой и подвесной перегородкой, (не более 0,03 м/с).

Площадь поперечного сечения потока в сборном кармане $\omega_{сб}$, м²:

$$\omega_{сб} = \frac{Q}{3600 \cdot V_{сб}}, \quad (13)$$

где $V_{сб}$ - скорость движения воды в сборном кармане, (0,6-0,8 м/с). [1, п.9.61]

Ширина кармана и глубина воды в нем задаются исходя из полученной $\omega_{сб}$.

Следует помнить о том, что излив воды в сборный карман должен быть незатопленным, т.е. низ водосборных желобов (труб) должен располагаться выше уровня воды в сборном кармане минимум на 10-15 см. п.9.61

Расчет гидравлической системы удаления осадка:

Принимаем период работы отстойника между сбросами осадка T_p , (не менее 12 часов).

Объем зоны накопления и уплотнения осадка одной секции W_o , м³:

$$W_o = \frac{Q \cdot T_p \cdot (C - M)}{n \cdot \delta} ,!!!!!!\text{стр.32 сп что-то не так (14}$$

где C - концентрация взвешенных веществ, г/м³, поступающих в отстойник (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых вместе с реагентами);

M - мутность воды выходящей из отстойника (8-15 г/м³);

δ - средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка, г/м³ (см. таблицу 3).

Таблица 3. Средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка

Мутность исходной воды, мг/л	Применяемые реагенты	δ , г/м ³ , при интервалах между сбросами осадка, час		
		6	12	24 и более
до 50	Коагулянт	9000	12000	15000
св. 50 до 100	Коагулянт	12000	16000	20000
св. 100 до 400	Коагулянт	20000	32000	40000
св. 400 до 1000	Коагулянт	35000	50000	60000
св. 1000 до	Коагулянт	80000	100000	120000

1500				
св. 1500	Флокулянт	90000	140000	160000
св. 1500	Без реагентов	200000	250000	300000

* При обработке исходной воды коагулянтами совместно с флокулянтами величину δ следует принимать на 25% больше для маломутных (до 50 мг/л) цветных вод и на 15% для вод средней (св.50 до 250 мг/л) мутности.

** Расчет ведется на два периода мутности (см. выше).

Принимаем продольный уклон dna отстойника i не менее 0,005.

Глубина отстойника в начале H_n , м:

$$H_n = H + \frac{W_o}{B} - i \cdot \frac{L}{2}. \quad (15)$$

Глубина отстойника в конце H_k , м:

$$H_k = H + \frac{W_o}{B} + i \cdot \frac{L}{2}. \quad (16)$$

Строительная глубина отстойника превышает его глубину на величину не менее 0,3 м.

Принимаем поперечный профиль dna отстойника (см. рис.1) и определяем количество дырчатых труб n_d для сбора осадка в одной секции исходя из ширины секции и стандартных величин:

а) дно плоское; расстояние между трубами сборной системы осадка не более 2 м, расстояние от крайней трубы сборной системы осадка до продольной стенки секции не более 1 м.

б) дно призматическое (с уклоном граней под 45^0 в сторону труб для сбора осадка); расстояние между трубами сборной системы осадка не более 3 м, расстояние от крайней трубы сборной системы осадка до продольной стенки секции не более 1,5 м.

Расход дырчатой трубы при сбросе осадка Q_d , м³/с:

$$Q_d = \frac{k \cdot W_o}{t \cdot n_d}, \quad (17)$$

где k - коэффициент разбавления (1,5);

t - время удаления осадка (1200-1800 секунд).

Диаметр трубы D_d , м:

$$D_d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_d}{\pi \cdot V_d}}, \quad (18)$$

где V_d - скорость движения осадка в трубе, (не менее 1 м/с).

Площадь всех отверстий в дырчатой трубе $\omega_{отв}^o$, м²:

$$\omega_{отв}^o = K_n \cdot \frac{\pi \cdot D_d^2}{4}, \quad (19)$$

где K_n - коэффициент перфорации - отношение суммарной площади отверстий к площади поперечного сечения трубы (1,5).

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 25 мм) и определяем площадь одного отверстия.

Количество отверстий определяем по формуле 7.

Длина трубы совпадает с длиной отстойника, расстояние между отверстиями - по формуле 9.

Отверстия располагаются в шахматном порядке вниз под углом 45^0 к оси трубы.

Потери напора в дырчатой трубе Δh , м:

$$\Delta h = \frac{3,3 \cdot V_{\text{д}}^2}{2 \cdot g \cdot K_{\text{н}}^{1,8}} \cdot \quad (20)$$

Радиальный отстойник

1. Область применения

Используются на водопроводных очистных станциях для предварительной очистки высокомутных вод (мутность вод поступающих на очистку свыше 1500 мг/л и цветность до 120 градусов) при любых расходах.

Позволяют получить качество очищенной воды:

- с применением коагулянтов и флокулянтов: по мутности - до 250 мг/л; по цветности - до 20 градусов;
- без применения коагулянтов и флокулянтов: по мутности - 30-50 % исходной воды; по цветности - такая же, как исходная.

2. Конструкция и принцип действия

Круглый в плане железобетонный резервуар, как правило, располагаемый вне помещения очистной станции.

В центре отстойника устраивается распределительная камера в виде цилиндра с перфорированными стенками. Нижний торец камеры глухой, верхний - открытый, (см. рис. 1).

Осветляемая вода подводится снизу или сверху в центр распределительной камеры, откуда через отверстия в стенках поступает в основную часть отстойника, то есть движение происходит от центра отстойника к периферии.

Сбор осветленной воды производится периферийными кольцевыми желобами с затопленными отверстиями или с треугольными водосливами.

Выпадающий осадок непрерывно сгребается в приямок скребками, установленными на вращающейся ферме. Для улучшения условий сползания осадка, дно отстойника выполняется с уклоном в сторону приямка. Отвод осадка производится непрерывно или периодически, без прекращения работы отстойника.

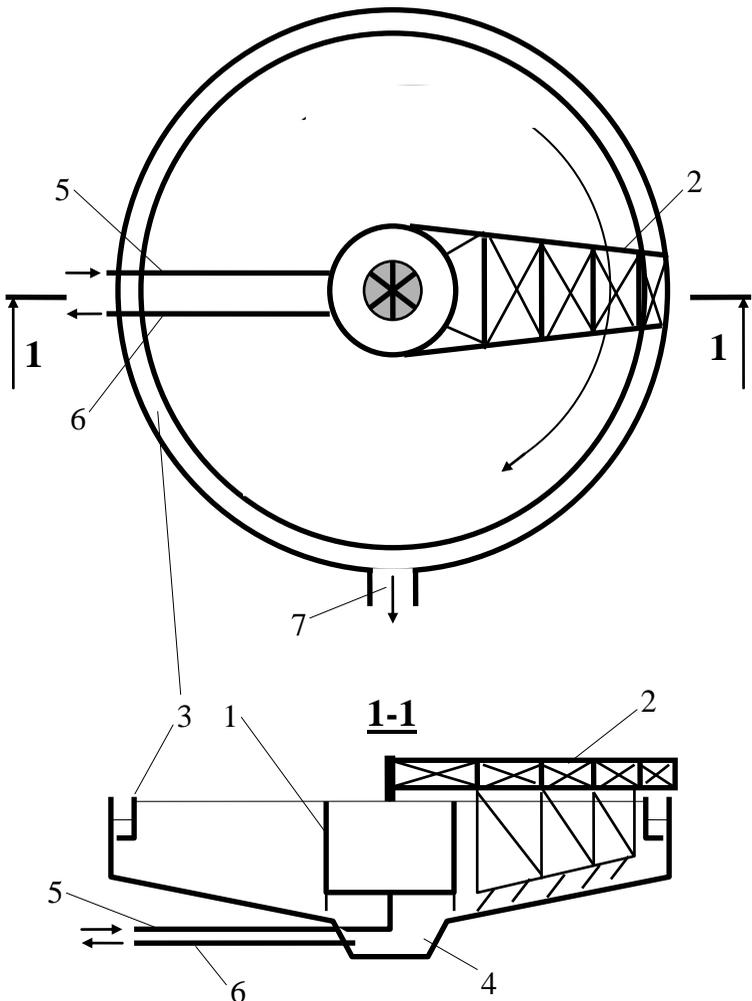


Рис. 1. Радиальный отстойник:

1 - распределительная камера; 2 - скребковая ферма; 3 - периферийный кольцевой лоток; 4 - приямок; 5 - трубопровод

3. Исходные данные для расчета

- расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;
- применяемые при водоподготовке реагенты;
- мутность исходной воды, г/м³;
- мутность воды поступающей на отстойники (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых с реагентами), г/м³.

4. Расчет основных элементов конструкции

Площадь вихревой зоны одного отстойника $\omega_{\text{вихр}}$, м²:

$$\omega_{\text{вихр}} = \pi \cdot (r + 1)^2, \quad (1)$$

где r - принятый радиус распределительной камеры, (1,5-2 м).

Расчетная площадь одного радиального отстойника $\omega_{\text{отс}}$, м²:

$$\omega_{\text{отс}} = 0,2 \cdot \left(\frac{Q}{U \cdot n} \right)^{1,07} + \omega_{\text{вихр}}, \quad (2)$$

где Q - расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;
 U - скорость выпадения взвеси, (0,5-0,6 мм/с);
 n - принятое количество рабочих отстойников.

При выбранном количестве рабочих отстойников меньше шести следует предусматривать один резервный.

Расчетный диаметр отстойника D_p , м²:

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot \omega_{отс}}{\pi}}. \quad (3)$$

Принимаем типовой отстойник с ближайшим большим стандартным диаметром D , (см. таблицу 1).

Таблица 1. Параметры типовых отстойников

Внутренний диаметр D , м	Глубина H , м	Уклон дна от периферии к центру	Число оборотов скребковой фермы за 1 час	Мощность электродвигателя, квт
15	3	0,008	7,5	2,8
18	3,6	0,008	6	2,8
24	3,6	0,008	5	4,5
30	3,6	0,008	3,75	4,5
50	4,5	0,005	2,3	7
75	6	0,005	1,54	10
100	7	0,005	1,15	14

Площадь всех отверстий в стенке распределительной камеры $\omega_{отв}^0$, м²:

$$\omega_{отв}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{отв} \cdot n}, \quad (4)$$

где $V_{отв}$ - скорость движения воды в отверстиях, ($V_{отв} \approx 1$ м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (40-50 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{отв}$, м².

Количество отверстий в стенке распределительной камеры $n_{отв}$:

$$n_{отв} = \frac{\omega_{отв}^0}{\omega_{отв}} \quad (5)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{отв}$, м:

$$\Delta L_{отв} \approx \sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot H}{n_{отв}}} \quad (6)$$

Выбираем систему сбора осветленной воды желобами с треугольными водосливами (см. рис. 2.), или желобами с затопленными отверстиями (см. рис. 3).

Площадь поперечного сечения потока в водосборном желобе $\omega_{ж}$, м²:

$$\omega_{ж} = \frac{Q}{7200 \cdot V_{ж} \cdot n} \quad (7)$$

где - скорость движения воды в конце желоба, (0,6-0,8 м/с).

1) Желоба с треугольными водосливами (см. рис. 2):

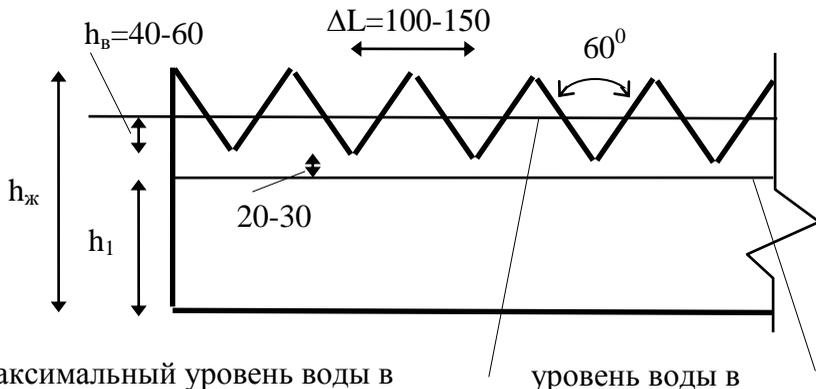


Рис. 2. Продольный разрез желоба с треугольными

Исходя из величины $\omega_{\text{ж}}$ принимаем ширину желоба b и максимальную глубину потока воды в нем h_1 .

Принимаем: расстояние между осями водосливов ΔL (100-150 мм); превышение уровня воды в отстойнике над низом водослива $h_{\text{в}}$ (40-60 мм); превышение низа водослива над уровнем воды в желобе $h_{\text{п}}$ (20-30 мм).

Фактическая высота желоба $h_{\text{ж}}$, м:

$$h_{\text{ж}} = h_1 + h_{\text{п}} + \frac{\Delta L}{2} \cdot \text{tg}60^\circ. \quad (8)$$

2) Желоба с затопленными отверстиями (см. рис. 3.):

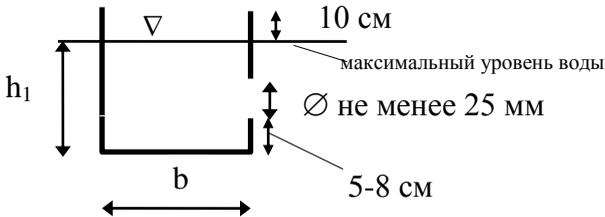


Рис. 3. Поперечное сечение желоба с затопленными

Исходя из величины $\omega_{\text{ж}}$ принимаем поперечные размеры b и h_1 , (фактическая высота желоба $h_{\text{ж}}$ превышает h_1 на 10 см).

Площадь всех отверстий в водосборном желобе $\omega_{\text{отв}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{отв}}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{\text{отв}} \cdot n \cdot n_B}, \quad (9)$$

где $V_{\text{отв}}$ - скорость движения воды в отверстиях ($V_{\text{отв}} \approx 1$ м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 25 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{\text{отв}}$, м².

Количество отверстий $n_{\text{отв}}$:

$$n_{\text{отв}} = \frac{\omega_{\text{отв}}^0}{\omega_{\text{отв}}}. \quad (10)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{\text{отв}}$, м:

$$\Delta L_{\text{отв}} = \frac{\pi \cdot D}{n_{\text{отв}}}. \quad (11)$$

Объем выпавшего осадка W_o , м³:

$$W_o = \frac{Q \cdot T_p \cdot (C - M)}{n \cdot \delta}, \quad (12)$$

где C - концентрация взвешенных веществ, г/м³, поступающих в отстойник;

M - мутность воды выходящей из отстойника (с применением коагулянтов и флокулянтов: по мутности - до 250 г/м³; без применения коагулянтов и флокулянтов: по мутности - 30-50 % мутности исходной воды);

δ - средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка, (150-160 г/м³) п.9.77;

T_p - период работы отстойника между сбросами осадка, (12-24 часа при использовании реагентов; 4-5 часов - без использования реагентов).

Расход трубы при сбросе осадка Q_d , м³/с:

$$Q_d = \frac{k \cdot W_o}{60 \cdot t}, \quad (13)$$

где k - коэффициент разбавления (1,5);

t - время удаления осадка (не менее 20-40 мин).

Диаметр трубы D_d , м:

$$D_d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_d}{\pi \cdot V_d}} \geq 0,15 \text{ м},$$

где V_d - скорость движения осадка в трубе, (не менее 1 м/с).

В случае непрерывного удаления осадка диаметр трубопровода назначают конструктивно, не менее 150 мм.

Осветлитель со слоем взвешенного осадка

1. Область применения

Используются на водопроводных очистных станциях в качестве 1-й ступени очистки при поступающих расходах свыше 5000 м³/сут, мутности воды поступающей на очистку (**с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов**) не менее 50 мг/л, до 1500 мг/л и цветности до 120 град., при равномерной подаче воды или при постепенном изменении расхода в пределах не более $\pm 15\%$ в час и колебании температуры воды не более ± 1 град. в час.

Позволяют получить качество очищенной воды: по мутности - до 8-15 мг/л; по цветности - до 20 град.

2. Конструкция и принцип действия

Прямоугольный в плане железобетонный резервуар, разделенный вертикальными перегородками на три коридора (секции). Для улучшения условий работы осветлителя нижняя часть стенок коридоров выполнена в виде наклонных, сходящихся к низу стенок. Крайние секции, аналогичные по устройству, являются камерами освещения и отделения осадка; средняя камера служит осадкоуплотнителем (см. рис.1).

Осветляемая вода, смешанная в смесителе с реагентами, поступает по дырчатым телескопическим трубам в крайние коридоры (камеры освещения).

Двигаясь снизу вверх, вода профильтровывается через слой взвешенного осадка, то есть через массу взвешенных в восходящем потоке ранее образовавшихся хлопьев, в процессе чего осветляется.

Осветленная вода собирается желобами с треугольными водосливами и отводится в сборный карман осветлителя, откуда поступает на скорые фильтры.

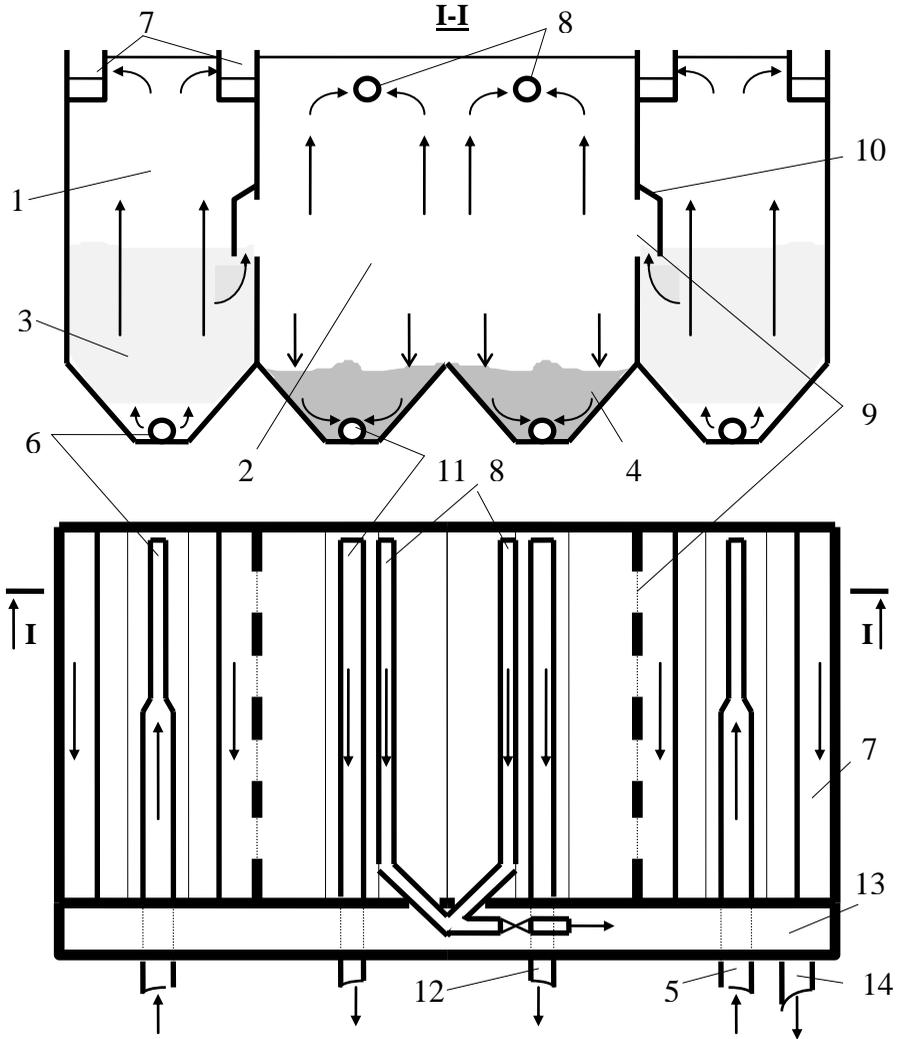


Рис. 1. Осветлитель коридорного типа:

1 - камера осветления и отделения осадка; 2 - осадкоуплотнитель; 3 - слой взвешенного осадка; 4 - слой выпавшего осадка; 5 - подача осветляемой воды;

6 - телескопические дырчатые распределительные трубы; 7 - водосборные желоба; 8 - дырчатые водосборные трубы; 9 -

В процессе осветления воды толщина взвешенного слоя осадка непрерывно растет, поэтому его верхняя часть переливается через осадкоприемные окна в осадкоуплотнитель (камеру отделения осадка), где происходит осаждение и уплотнение хлопьев.

Удаление осадка из осадкоуплотнителя производится дырчатыми трубами, уложенными по дну коридора под действием гидростатического напора. Выпуск осадка - периодический, без прекращения работы осветлителя.

Так как вместе с осадком в осадкоуплотнитель поступает вода, то предусмотрен ее отвод с помощью затопленных дырчатых труб, расположенных в верхней части осадкоуплотнителя.

На выходе сборных дырчатых труб в сборный канал осветлителя устанавливают запорную арматуру; выпуск воды в карман - не затопленный.

В связи с большим влиянием перепадов температур воздуха на процесс осветления, осветлители располагаются в помещении очистной станции.

3. Исходные данные для расчета

- расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;
- применяемые при водоподготовке реагенты;
- мутность исходной воды, г/м³;

- мутность воды поступающей на осветлители (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых с реагентами), г/м³.

4. Расчет основных элементов конструкции

Основные габаритные размеры:

Расчет осветлителей должен производиться для двух периодов мутности:

- минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды;
- наибольшей мутности при наибольшем расходе воды.

В дальнейших расчетах необходимо использовать наибольшие полученные величины.

Общая площадь камер осветления $\omega_{\text{осв}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{осв}}^0 = K \cdot \frac{Q}{3,6 \cdot V}, \quad (1)$$

где **Q** - расчетный расход станции водоподготовки (т.е. расход с учетом собственных нужд станции и расхода на восполнение противопожарного запаса), м³/час;

K - коэффициент распределения воды между зонами осветления и отделения осадка (осадкоуплотнителем), принимается по таблице 1;

V - скорость восходящего потока воды в зоне осветления, мм/с, принимается по таблице 1.

Таблица 1. Коэффициент распределения ВОДЫ

Мутность воды, поступающей в осветлитель (с учетом загрязнений вносимых вместе с реагентами), мг/л	Скорость восходящего потока воды в зоне осветления V, мм/с		Коэффициент распределения воды, K
	в зимний период	в летний период	

от 50 до 100	0,5-0,6	0,7-0,8	0,7-0,8
св. 100 до 400	0,6-0,8	0,8-1	0,8-0,7
св. 400 до 1000	0,8-1	1-1,1	0,7-0,65
св. 1000 до 1500	1-1,2	1,1-1,2	0,64-0,6

** Нижние пределы V указаны для хозяйственно-питьевых водопроводов.*

При расчетах пользуемся схемой представленной на рис. 1

Общая площадь зон отделения осадка (осадкоуплотнителей) $\omega_{\text{осад}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{осад}}^0 = (1 - K) \cdot \frac{Q}{3,6 \cdot V}, \quad (2)$$

Общая площадь осветителей ω^0 , м²:

$$\omega^0 = \omega_{\text{осв}}^0 + \omega_{\text{осад}}^0 . \quad (3)$$

Площадь одного осветителя ω , м²:

$$\omega = \frac{\omega^0}{n} , \quad (4)$$

где n - количество рабочих осветителей (см. ниже).

Площадь одной камеры освещения $\omega_{\text{осв}}$, м²:

$$\omega_{\text{осв}} = \frac{\omega_{\text{осв}}^0}{2 \cdot n} . \quad (5)$$

Площадь одной камеры отделения осадка (осадкоуплотнителя) $\omega_{\text{осад}}$, м²:

$$\omega_{\text{осад}} = \frac{\omega_{\text{осад}}^0}{n} . \quad (6)$$

Количество рабочих осветителей n следует принимать таким, чтобы:

- а) площадь одного осветителя не превышала 150 м²;
 - б) площадь одной камеры освещения не превышала 54 м², при этом оптимальная площадь - до 27 м²;
 - в) площадь одного осадкоуплотнителя не превышала 54 м².
- При принятом количестве рабочих осветителей менее шести следует предусматривать один резервный.

Принимаем ширину одной камеры освещения $B_{\text{осв}}$ не более 6 м (см. рис.2.).

Наиболее часто используют типовые камеры с шириной 2,5 или 2,6 м, (иногда ширина увеличивается в два раза).

Длина осветлителя L , м:

$$L = \frac{\omega_{\text{осв}}}{B_{\text{осв}}} < 9 \text{ м.} \quad (7)$$

Ширина осадкоуплотнителя $B_{\text{осад}}$, м:

$$B_{\text{осад}} = \frac{\omega_{\text{осад}}}{L}. \quad (8)$$

Ширина осветлителя B , м²:

$$B = 2 \cdot B_{\text{осв}} + B_{\text{осад}}. \quad (9)$$

Высота наклонных стенок осветлителя $h_{\text{нак}}$, м:

$$h_{\text{нак}} = \frac{B_{\text{осв}} - B_1}{2 \cdot \text{tg} \frac{\alpha}{2}}, \quad (10)$$

где α - угол между наклонными стенками камеры осветления ($60-70^\circ$);

B_1 - ширина нижней части камеры осветления (0,4-0,5 м).

Должно выполняться условие:

$$h_{\text{нак}} + h_{\text{пр}} \approx h_{\text{взв}} + h_{\text{доп}}, \quad (11)$$

где $h_{\text{пр}}$ - расстояние между низом осадкоприемных окон и началом перехода вертикальных стенок в горизонтальные (1-1,5 м);

$h_{\text{взв}}$ - высота слоя взвешенного осадка (2-2,5 м).

$h_{\text{доп}}$ - высота слоя над дном осветлителя, в пределах которого вследствие повышенных скоростей восходящего потока воды взвешенного слоя не образуется (0,5-1 м).

Высота вертикальных стенок осветлителя $h_{\text{вер}}$, м:

$$h_{\text{вер}} = h_{\text{пр}} + h_{\text{осв}}, \quad (12)$$

где - $h_{\text{осв}}$ - высота зоны осветления (2-2,5 м).

Глубина воды в осветлителе H , м:

$$H = h_{\text{нак}} + h_{\text{вер}}, \quad (13)$$

Фактическая высота осветлителя превышает глубину воды на высоту строительного запаса, ($h_{\text{стр}}=0,3$ м).

Фактический объем осадочной части осадкоуплотнителя (от дна до низа осадкоприемных окон) $W_o^{\text{факт}}$, м³:

$$W_o^{\text{факт}} = \left[\frac{\left(\frac{B_{\text{осад}}}{n_{\text{осад}}} - B_2 \right)}{4 \cdot \text{tg} \frac{\beta}{2}} \cdot \left(\frac{B_{\text{осад}}}{n_{\text{осад}}} + B_2 \right) \cdot n_{\text{осад}} + B_{\text{осад}} \cdot h_{\text{пр}} \right] \quad (14)$$

где $n_{\text{осад}}$ - количество труб для удаления осадка; (принимается с учетом ширины осадкоуплотнителя, так как расстояние между трубами не должно превышать 3 м, а расстояние между трубой и вертикальной стенкой осадкоуплотнителя -1,5 м);

B_2 - ширина призматической части дна осадкоуплотнителя (см. рис. 2), (0,4-0,5 м);

β - угол между наклонными стенками осадкоуплотнителя (70°).

Расчетный объем осадка в одном осадкоуплотнителе W_o , $м^3$:

$$W_o = \frac{T_p \cdot (C - M)}{n \cdot \delta}, \quad (15)$$

где T_p - период уплотнения осадка, (не менее 6 часов при отсутствии на станции отдельных сгустителей осадка и 2-3 часа при наличии сгустителей и автоматизации выпуска осадка);

C - концентрация взвешенных веществ, $г/м^3$, поступающих в осветлитель (т.е. мутность с учетом загрязнений вносимых вместе с реагентами);

M - мутность воды выходящей из осветлителя (8-15 $г/м^3$);

δ - средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка, $г/м^3$ (см. таблицу 2).

Таблица 2. Средняя по высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка

Мутность исходной воды, мг/л	Применяемые реагенты	δ , $г/м^3$, при интервалах между сбросами осадка, час		
		6	12	24 и более
до 50	Коагулянт	9000	12000	15000
св. 50 до 100	Коагулянт	12000	16000	20000
св. 100 до 400	Коагулянт	20000	32000	40000
св. 400 до	Коагулянт	35000	50000	60000

1000				
св. 1000 до 1500	Коагулянт	80000	100000	120000

* При обработке исходной воды коагулянтами совместно с флокулянтами величину δ следует принимать на 25% больше для маломутных (до 50 мг/л) цветных вод и на 15% для вод средней (св.50 до 250 мг/л) мутности.

** Расчет ведется на два периода мутности (см. выше).

Должно выполняться условие:

$$W_0^{\text{факт}} \geq W_0. \quad (16)$$

Водораспределительная система:

Распределение воды в камерах осветления осуществляется дырчатыми трубами, уложенными по дну.

Количество дырчатых труб в одной камере осветления ($n_{\text{расп}}$) зависит от принятой ширины камеры осветления, с учетом того, что расстояние между трубами не должно превышать 3 м, а расстояние между трубой и вертикальной стенкой камеры - 1,5 м.

Как правило, дырчатые трубы телескопические, то есть состоят из нескольких одинаковых по длине колен, где каждое последующее, по ходу движения воды, имеет меньший диаметр (см. рис.1).

Длина одного колена дырчатой трубы L_k , м:

$$L_k = \frac{L}{n_{\text{колен}}} \approx (2 - 3) \text{ м}, \quad (17)$$

где $n_{\text{колен}}$ - принятое количество колен.

Расчетный диаметр i -го по ходу движения воды, колена (d_i , $i=1, \dots, n_{\text{колен}}$), м:

$$d_i = \sqrt{\frac{(n_{\text{колен}} + 1 - i) \cdot Q}{1800 \cdot \pi \cdot n \cdot n_{\text{расп}} \cdot n_{\text{колен}} \cdot V_{\text{расп}}}}, \quad (18)$$

где $V_{\text{расп}}$ - скорость движения воды при входе в колено (0,5-0,6 м/с).

Исходя из расчетного, принимаем стандартный диаметр колена d_i .

Фактическая скорость движения воды при входе в колено $V_i^{\text{факт}}$, м/с:

$$V_i^{\text{факт}} = \frac{(n_{\text{колен}} + 1 - i) \cdot Q}{1800 \cdot \pi \cdot n \cdot n_{\text{расп}} \cdot n_{\text{колен}} \cdot d_i^2} \quad (19)$$

Отверстия в трубе располагаются вниз под углом 45° к вертикали по обе стороны трубы в шахматном порядке.

Площадь всех отверстий в одной дырчатой трубе $\omega_{\text{отв}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{отв}}^0 = \frac{Q}{7200 \cdot V_{\text{отв}} \cdot n \cdot n_{\text{расп}}}, \quad (20)$$

где $V_{\text{отв}}$ - скорость движения воды на выходе из отверстия ($V_{\text{отв}}=1,5-2$ м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 25 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{\text{отв}}$, м².

Количество отверстий $n_{отв}$:

$$n_{отв} = \frac{\omega_{отв}^0}{\omega_{отв}} \quad (21)$$

Расстояние между отверстиями $\Delta L_{отв}$, м:

$$\Delta L_{отв} \approx \frac{2 \cdot L}{n_{отв} + 1} \quad (22)$$

Водосборная система:

- 1) Сбор осветленной воды из камер осветления.
Осуществляется желобами с треугольными водосливами (см. рис. 3).

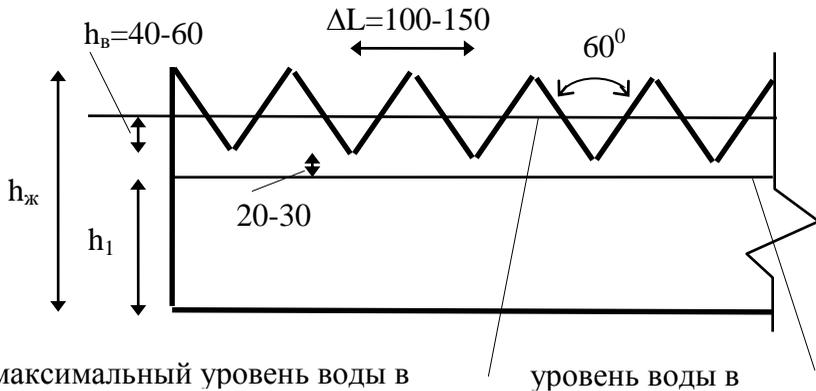


Рис. 3. Продольный разрез желоба с треугольными

Площадь поперечного сечения потока в водосборном желобе $\omega_{ж}$, м²:

$$\omega_{\text{ж}} = \frac{Q}{14400 \cdot V_{\text{ж}} \cdot n}, \quad (23)$$

где $V_{\text{ж}}$ - скорость движения воды в желобе (0,5-0,6 м/с).

Исходя из величины $\omega_{\text{ж}}$ принимаем поперечные размеры b и h_1 .

Принимаем: расстояние между осями водосливов ΔL (100-150 мм); превышение уровня воды в осветлителе над низом водослива $h_{\text{в}}$ (40-60 мм); превышение низа водослива над уровнем воды в желобе $h_{\text{п}}$ (20-30 мм).

Фактическая высота желоба $h_{\text{ж}}$, м:

$$h_{\text{ж}} = h_1 + h_{\text{п}} + \frac{\Delta L}{2} \cdot \text{tg}60^\circ. \quad (24)$$

2) Сбор осветленной воды из осадкоуплотнителя.

Осуществляется затопленными дырчатой трубами (см. рис. 4):

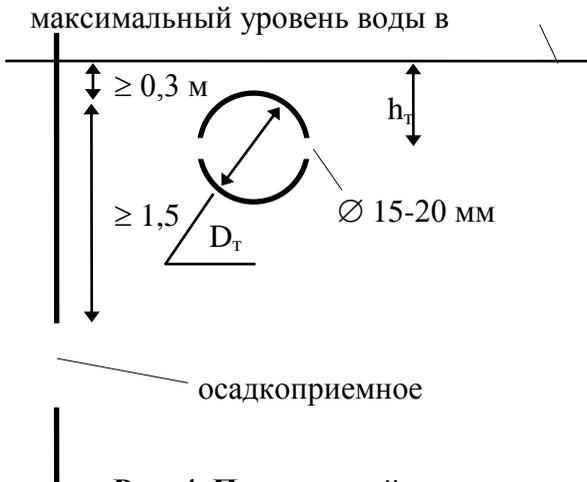


Рис. 4. Продольный разрез дырчатой

Количество водосборных дырчатых труб в осадкоуплотнителе ($n_{\text{вод}}$) зависит от принятой ширины осадкоуплотнителя, с учетом того, что расстояние между трубами не должно превышать 3 м, а расстояние между трубой и вертикальной стенкой камеры - 1,5 м.

Диаметр дырчатой трубы D_T , м:

$$D_T = \sqrt{\frac{Q}{900 \cdot V_T \cdot n \cdot n_{\text{вод}}}}, \quad (25)$$

где V_T - скорость движения воды в трубе (не более 0,5 м/с).
Глубина погружения оси трубы под уровень воды в отстойнике h_T , м²:

$$h_T = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (3600 \cdot n \cdot n_{\text{вод}} \cdot \mu \cdot \omega_{\text{отв}})^2} + \frac{D_T}{2}, \quad (26)$$

где μ - коэффициент расхода отверстия (0,6-0,65).
 g - ускорение свободного падения, (9,8 м/с²).

Расположение отверстий - горизонтально по оси трубы.

Площадь всех отверстий в одной дырчатой трубе $\omega_{\text{отв}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{отв}}^0 = \frac{Q}{3600 \cdot V_{\text{отв}} \cdot n \cdot n_{\text{вод}}}, \quad (27)$$

где $V_{\text{отв}}$ - скорость движения воды в отверстиях (не менее 1,5 м/с).п.9.70

Принимаем диаметр одного отверстия (15-20 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{\text{отв}}$, м².

Количество отверстий $n_{\text{отв}}$ определяем по формуле 21; расстояние между отверстиями - по формуле 22.

3) Общий сборный карман.

Площадь поперечного сечения потока в сборном кармане $\omega_{\text{сб}}$, м²:

$$\omega_{\text{сб}} = \frac{Q}{3600 \cdot V_{\text{сб}}}, \quad (28)$$

где $V_{\text{сб}}$ - скорость движения воды в сборном кармане, (0,6-0,8 м/с).

Ширина кармана и глубина воды в нем задаются исходя из полученной $\omega_{\text{сб}}$.

Следует помнить о том, что излив воды в сборный карман должен быть незатопленным, т.е. низ водосборных дырчатых труб должен располагаться выше уровня воды в сборном кармане минимум на 40 см.

Осадкоприемные окна (см. рис. 5):

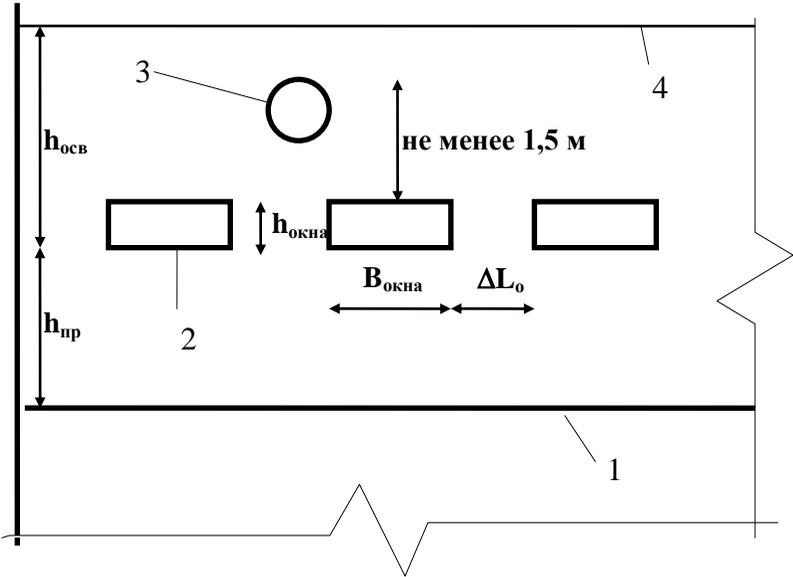


Рис. 5. Расположение осадкоприемных окон.
1 - переход наклонных стенок в вертикальные; 2 - осадкоприемное окно;

Общая площадь окон в одной стенке осветителя $\omega_{\text{ок}}^0$, м²:

$$\omega_{\text{ок}}^0 = \frac{(1-K) \cdot Q}{7,2 \cdot V_{\text{ок}} \cdot n}, \quad (29)$$

где $V_{\text{ок}}$ - скорость движения воды с осадком в окне, (10-15 мм/с).

Принимаем количество окон $n_{\text{ок}}$ и высоту окон $h_{\text{окна}}$ (0,2-0,25 м).

Ширина одного окна $B_{\text{окна}}$, м:

$$B_{\text{окна}} = \frac{\omega_{\text{ок}}^0}{n_{\text{ок}} \cdot h_{\text{окна}}}. \quad (30)$$

Расстояние между окнами ΔL_0 , м:

$$\Delta L_0 = \frac{L - n_{\text{ок}} \cdot B_{\text{окна}}}{n_{\text{ок}} + 1}. \quad (31)$$

Удаление осадка:

Количество водосборных дырчатых труб в осадкоуплотнителе (n_0) зависит от принятой ширины осадкоуплотнителя, с учетом того, что расстояние между

трубами не должно превышать 3 м, а расстояние между трубой и вертикальной стенкой камеры - 1,5 м.

Расход дырчатой трубы при сбросе осадка Q_d , м³/с:

$$Q_d = \frac{k \cdot W_o}{t \cdot n_o}, \quad (31)$$

где k - коэффициент разбавления (1,5);

t - время удаления осадка (1200-1800 секунд).

Диаметр трубы D_d , м:

$$D_d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_d}{\pi \cdot V_d}}, \quad (32)$$

где V_d - скорость движения осадка в трубе, (не менее 1 м/с).

Площадь всех отверстий в одной дырчатой трубе $\omega_{отв}^o$, м²:

$$\omega_{отв}^o = \frac{Q_d}{V_{отв}}, \quad (33)$$

где $V_{отв}$ - скорость движения воды в отверстиях (не более 3 м/с).

Принимаем диаметр одного отверстия (не менее 20 мм) и определяем площадь одного отверстия $\omega_{отв}$, м².

Количество отверстий $n_{отв}$ определяем по формуле 21; расстояние между отверстиями - по формуле 22, (при этом полученная величина не должна превышать 0,5 м).

Отверстия располагаются в шахматном порядке вниз под углом 45⁰ к оси трубы.

ФИЛЬТРУЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

Сетчатые барабанные фильтры

1. Область применения

1) Барабанные сетки (БС):

Предназначены для предварительной обработки воды, поступающей на водопроводные очистные сооружения, с целью удаления из воды крупных плавающих и взвешенных примесей.

Применяются:

- перед контактными осветлителями и контактными префильтрами - всегда;
- перед остальными сооружениями очистки - при обосновании. Как правило, используются только в период бурного цветения воды в водоемах.

2) Микрофильтры (МФ):

Предназначены для предварительной обработки воды, поступающей на водопроводные очистные сооружения, с целью удаления из воды планктона, а также крупных плавающих и взвешенных примесей.

При обосновании применяются вместо барабанных сеток.

2. Конструкция и принцип действия

1) Барабанная сетка, (см. рис. 1).

Барабан установлен в прямоугольной камере и может вращаться вдоль продольной оси на подшипниках, укрепленных на торцевых стенках камеры.

Очищаемая вода из входного канала, расположенного вдоль торцевой стенки камеры, поступает по входной трубе внутрь барабана, профильтровывается через сетки в камеру и отводится по каналу фильтрованной воды через водослив (иногда вместо водослива используются водосливные окна с шиберами). Канал фильтрованной воды, по желанию проектировщика, можно располагать как вдоль торцевой, так и вдоль боковой стенки камеры.

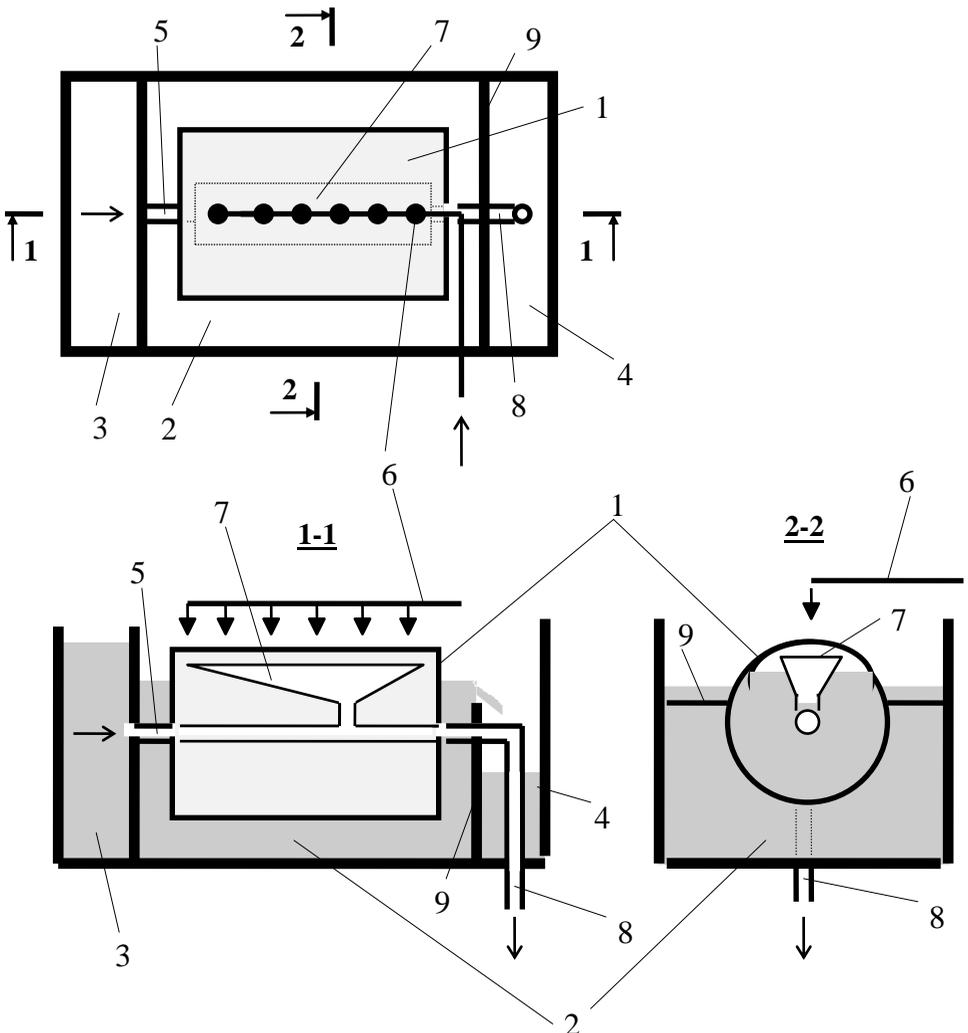


Рис. 1. Схема барабанной сетки (или микрофилтра) с торцевым каналом фильтрованной воды:

Состоит из сварного каркаса в виде барабана, уложенного на бок. Стенки барабана образованы плоскими рамками, на которые натянуты три сетки: две поддерживающие и рабочая, расположенная между поддерживающими. Материал и размеры ячеек сетки - см. п. 3.1.

Барабан погружен в воду неполностью - верхняя его часть располагается над уровнем воды в камере на 0,15-0,25 диаметра.

Для удобства монтажа и эксплуатации расстояние от боковых стенок камеры до барабана составляет не менее 0,5-0,7 м; от торца барабана до торцевых стенок камеры - 0,8-1 м; от низа барабана до дна камеры - 0,4-0,5 м.

Для промывки сеток над верхом барабана проходит трубопровод промывной воды, оборудованный разбрызгивателями.

Подаваемая под напором вода, (прошедшая очистку на барабанных сетках), фильтруется, смывая загрязнения, через сетку внутрь барабана, где собирается специальным бункером (воронкой) и отводится.

Для возможности очистки всей поверхности сетки, барабан во время промывки вращается.

Промывка может осуществляться как периодически, так и непрерывно, в зависимости от степени загрязненности очищаемой воды.

1) Микрофильтры

Конструктивно отличаются от барабанных сеток только параметрами сеток, (см. п. 3.1). Принцип действия аналогичен.

Внешний вид барабанной сетки представлен на рис 2

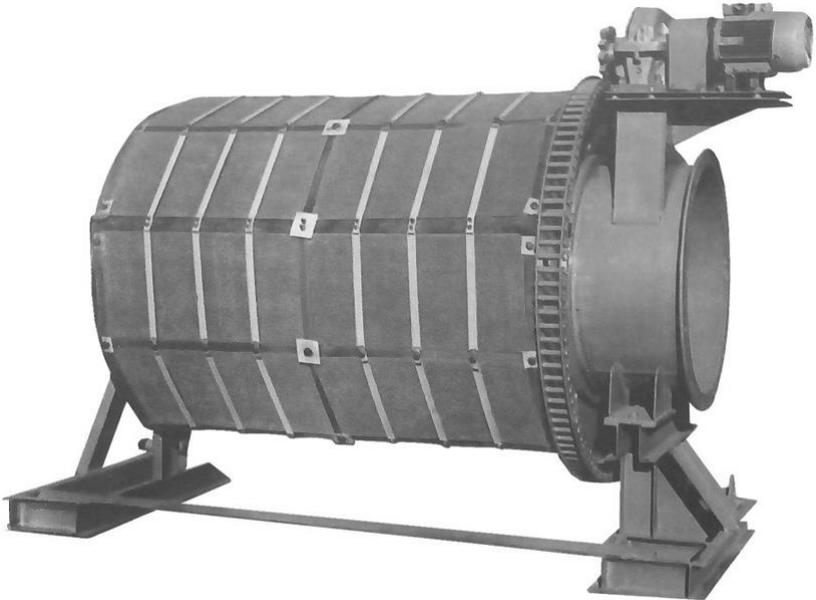


Рис. 2. Фото барабанной сетки

3. Типовые решения

3.1. Сетки

По таблице 1 выбираем стандартные сетки:

Таблица 1. Стандартные

сетки

Поддерживающая сетка		Рабочая сетка	
Размер отверсти й, мм	Материал	Материал	Размер отверстий, мм
Барабанная сетка (БС)			
от 2×2 до 8×8	нержавеющая сталь, латунь или капрон	нержавеющая сталь, латунь или капрон	от 0,3×0,3 до 0,5×0,5
	латунь	фосфористая бронза	
	нержавеющая сталь или латунь	капрон	
Микрофильтр (МФ)			
2×2	нержавеющая сталь	нержавеющая сталь	0,035 (галунное плетение)
	латунь	фосфористая бронза	0,04×0,04
	нержавеющая сталь или латунь	капрон	

3.2. Типовые сетчатые барабанные фильтры

Подбираются по **расчетному** расходу очистной станции, то есть с учетом расходов на восполнение

противопожарного запаса и на собственные нужды очистной станции, в который, в числе прочих, следует включить расход на промывку барабанных сеток или микрофильтров (соответственно 0,5 и 1,5% от расхода подающегося на остальные сооружения).

Наиболее распространенные типовые решения приведены в таблице 2

Таблица 2. Параметры типовых сетчатых барабанных фильтров

Производительность барабанных сеток (БС), м ³ /час	700	110 0	150 0	250 0	330 0	420 0
Производительность микрофильтров (МФ), м ³ /час	350	500	650	120 0	160 0	200 0
Диаметр барабана, м	1,5			3		
Длина барабана, м	1,9	2,8	3,7	2,8	3,7	4,6
Длина камеры, м	3,62	4,52 5	5,45	4,54 5	5,46	6,37 5
Расстояние от дна камеры до верха промывного устройства, м	2,75			4,24		
Частота вращения барабана, об/мин	2,6			1,7		

Мощность электродвигателя, кВт	2,2			3		
Масса, кг	220 0	257 0	286 0	310 0	340 0	380 0

- Маркировка производится по диаметру и длине барабана, например: БС 1,5×1,9; МФ 3×3,7 (тоже в альтернативной маркировке: БСМ 1,5×1,9Ц; МФМ 3×3,7Ц).
- Длина камеры приведена без учета размеров входного канала и канала фильтрованной воды.

Исходя из производительности принятых типовых барабанных сеток (или микрофильтров) определяется количество рабочих установок.

Количество резервных установок следует принимать по таблице 3:

Таблица 3. Количество резервных установок

Количество рабочих установок	Количество резервных установок
1÷5	1
6÷10	2
11 и больше	3

Безнапорные фильтры: скорые фильтры, контактные префильтры, контактные осветлители

1. Область применения:

Скорые фильтры - используются на водопроводных очистных станциях в качестве 2-й ступени очистки после отстойников, осветлителей со слоем взвешенного осадка, контактных префильтров или в качестве основного сооружения одноступенчатой схемы очистки при расходах до 50000 м³/сут и мутности воды, поступающей на очистку (**с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов**) до 20 мг/л и цветности до 50 градусов.

Контактные префильтры - используются на водопроводных очистных станциях в качестве 1-й ступени очистки при мутности воды, поступающей на очистку (**с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов**) до 300 мг/л и цветности до 120 градусов при любой производительности очистной станции. Очищаемая вода должна пройти предварительную обработку на сетчатых барабанных фильтрах.

Контактные осветлители - используются на водопроводных очистных станциях в качестве основного сооружения одноступенчатой схемы очистки при мутность воды, поступающей на очистку (**с учетом мутности, образующейся при внесении реагентов**) до 120 мг/л и цветности до 120 градусов при любой производительности очистной станции. Очищаемая вода должна пройти предварительную обработку на сетчатых барабанных фильтрах.

Перечисленные сооружения позволяют получить качество очищенной воды: по мутности - до 1,5 мг/л; по цветности - до 20 градусов.

2. Конструкция:

Прямоугольные в плане железобетонные резервуары, располагаемые в помещении очистной станции.

На дне резервуара устраивается дренажная система, представляющая собой трубы с отверстиями или щелями (трубчатый дренаж большого сопротивления). Возможно использование колпачкового дренажа из системы щелевых колпачков, врезанных в трубы или в дополнительное перекрытие (ложное днище), располагаемое на некотором расстоянии от дна резервуара.

Дренаж засыпается поддерживающим слоем из щебня или гравия и слоем фильтрующей загрузки из кварцевого песка, дробленого керамзита, дробленого антрацита и т.п.

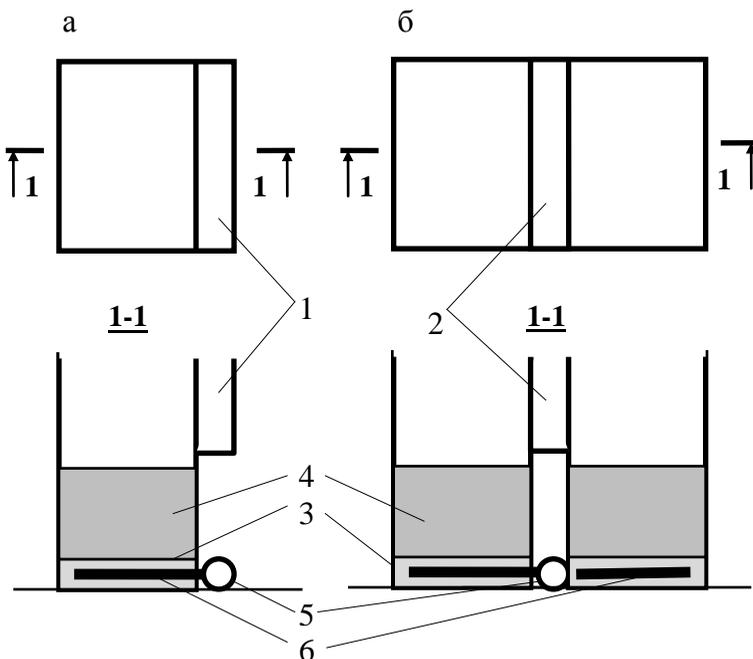


Рис. 1. Схема фильтрующих сооружений:

а) с боковым карманом; б) с центральным каналом.

1 - боковой карман; 2 - центральный канал; 3 - поддерживающий слой;
 4 - фильтрующая загрузка; 5 - коллектор дренажной системы;
 6 - трубы дренажной системы.

В сооружениях фильтрации с водной и водовоздушной промывкой (см. ниже) и при применении колпачкового дренажа с «ложным дном» поддерживающий слой отсутствует.

Вдоль боковой поверхности резервуара устраивается лоток прямоугольного сечения, так называемый «боковой карман». В случае, если лоток соединен сразу с двумя резервуарами (см. рис.1), то он носит название «центральный канал», а резервуары считаются единым фильтрующим сооружением.

3. Принцип действия:

1) Скорые фильтры:

- основной рабочий цикл: очищаемая вода подается в боковой карман (центральный канал), профильтровывается через загрузку и отводится дренажной системой, то есть направление движения воды - сверху вниз;

- цикл промывки: промывная вода подается в дренажную систему, проходит через загрузку, вымывая из нее загрязнения, и поступает в боковой карман

(центральный канал), откуда отводится на дальнейшую обработку, то есть направление движения воды - снизу вверх (см. рис. 2).

2) Контактные осветлители и контактные префильтры:

- основной рабочий цикл: очищаемая вода подается в дренажную систему, профильтровывается через загрузку и отводится в боковой карман (центральный канал), то есть направление движения воды - снизу вверх;

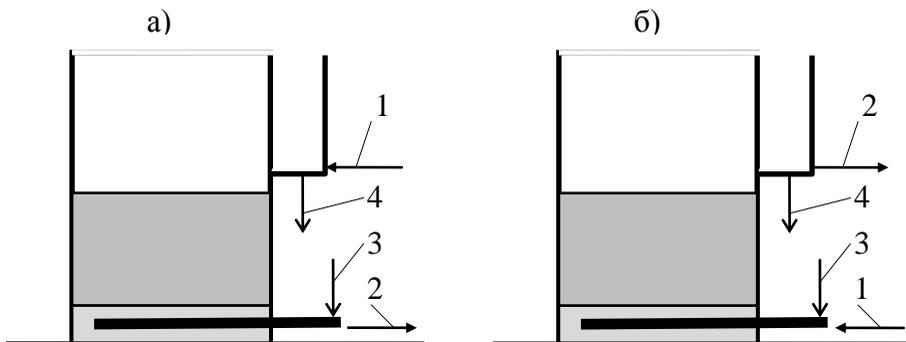


Рис. 2. Схема движения воды по фильтрующим сооружениям:

а) скорый фильтр; б) контактный осветлитель или контактный префильтр.

- 1 - подача очишаемой воды: 2 - отвод очищенной воды:
цикл промывки: промывная вода подается в дренажную систему, проходит через загрузку, вымывая из нее загрязнения, поступает в боковой карман (центральный канал), откуда отводится на дальнейшую обработку, то есть направление движения воды - снизу вверх (см. рис. 2).

4. Расчет и проектирование основных элементов:

4.1. Поддерживающий слой, фильтрующая загрузка и скорости фильтрования:

Выбираем:

- для **скорых фильтров**: тип фильтра (однослойный или двухслойный);
- для **контактных осветлителей**: тип промывки, (водная или водовоздушная), подробнее об этом см. п. 4.2;
- для **префильтров**: выбор отсутствует.

Задаем по таблице 1:

- крупность зерен загрузки и толщину фильтрующего слоя
- крупность зерен загрузки и толщину поддерживающего слоя
- скорость фильтрования для нормального режима
- скорость фильтрования для форсированного режима (часть сооружений находится в ремонте)
- при очистке воды для хозяйственно-питьевых нужд следует принимать меньшие значения скоростей фильтрования;
- при использовании скорых фильтров за контактными префильтрами скорости фильтрования следует увеличивать на 10-15%;
- однослойные скорые фильтры с крупностью загрузки 0,8-2 мм следует применять только для производственного водоснабжения.

Таблица 1. Основные параметры

загрузки

Наименование сооружения	Фильтрующий слой		Поддерживающий слой		Скорость фильтрования:	
	крупность зерен, мм	толщина, м	крупность зерен, мм	толщина, м	нормальный режим м/ч	форсированный режим м/ч

Скорый однослойный фильтр	из табл. 2	из табл. 2	из табл. 3	из табл. 3	из табл. 2	из табл. 2
Скорый двухслойный фильтр Слой кварцевого песка: Слой дробленого керамзита или антрацита:	0,5-1,2 0,8-1,8	0,7-0,8 0,4-0,5	из табл. 3	из табл. 3	7-10	8,5-12
Контактный осветлитель с водной промывкой	из табл. 2	из табл. 2	нет поддерживающего слоя		4-5	5-5,5
Контактный осветлитель с водовоздушной промывкой	из табл. 2	из табл. 2	из табл. 3	из табл. 3	5-5,5	5,5-6
Контактный префильтр	из табл. 2	из табл. 2	из табл. 3	из табл. 3	5,5-6,5	6,5-7,5

Таблица 2. Дополнения №1 к табл. 1

Наименование сооружения	Фильтрующий слой			Скорость фильтрования:	
	Материал загрузки	Крупность, мм	Толщина, м	нормальный режим м/ч	форсированный режим м/ч
Скорый однослойный фильтр	Кварцевый песок	0,5-1,2	0,7-0,8	5-6	6-7,5
		0,7-1,6	1,3-1,5	6-8	7-9,5
		0,8-2	1,8-2	8-10	10-12
	Дробленый керамзит	0,5-1,2	0,7-0,8	6-7	7-9
		0,7-1,6	1,3-1,5	7-9,5	8,5-11,5
		0,8-2	1,8-2	9,5-12	12-14

Контактный осветлитель с водной промывкой	Кварцевый песок	5-2	0,5-0,6		
		2-1,2	1-1,2		
		1,2-0,7	0,8-1		
Контактный осветлитель с водовоздушной промывкой	Кварцевый песок	5-2	0,3-0,4		
		2-1,2	1,2-1,3		
		1,2-0,7	0,8-1		
Контактный префильтр	Кварцевый песок	5-2	0,5-0,6		
		2-1	2-2,3		

Таблица 3. Дополнения №2 к табл. 1

Наименование сооружения	Поддерживающий слой	
	Крупность, мм	Толщина, м
Скорые фильтры (однослойные и двухслойные)	40-20	см. прим. к табл. 3
	20-10	0,1-0,15
	10-5	0,1-0,15
	5-2	0,05-0,1
Контактный осветлитель с водовоздушной промывкой и контактный префильтр	40-20	0,2-0,25
	20-10	0,1-0,15
	10-5	0,15-0,2

- поддерживающий слой с крупностью 40-20 мм для скорых фильтров должен иметь верхнюю границу слоя на уровне

верха распределительных труб дренажной системы, но не менее чем на 0,1 м выше отверстий в трубах;

- для скорых фильтров с крупностью фильтрующей загрузки менее 2 мм следует предусматривать дополнительный поддерживающий слой с крупностью 2-1,2 мм толщиной 0,1 м;
- при использовании водовоздушной промывки скорых фильтров толщину поддерживающих слоев крупностью 10-5 мм и 5-2 мм следует принимать по 0,15-0,2 м каждый;
- поддерживающий слой с крупностью 40-20 мм для контактных осветлителей с водовоздушной промывкой и контактных префильтров должен иметь верхнюю границу слоя на уровне верха распределительных труб дренажной системы. Общая толщина загрузки (т.е. толщина фильтрующего и поддерживающего слоя) не должна превышать 3 м.

4.2. Тип промывки.

Выбираем тип промывки:

- водная;
- водовоздушная.

4.2.1. Водная промывка.

Может применяться для скорых фильтров любого типа и контактных осветлителей без поддерживающих слоев. Для контактных осветлителей с поддерживающими слоями и контактных префильтров - не применяется.

При проведении промывки выполняются следующие основные операции:

1. Перекрывается подача очищаемой воды на фильтрующее сооружение и отвод очищенной воды.
2. В дренажную систему подается промывная вода с расходом, значительно превышающим расход очищаемой воды, в результате чего фильтрующая загрузка переводится во взвешенное состояние и из нее вымываются хлопья, задержанные загрузкой в процессе фильтрации. Фильтрат отводится в промканализацию для дальнейшего сброса или очистки.

В качестве промывной воды разрешается использовать:

- для скорых фильтров: только очищенную (профильтрованную воду);
 - для контактных осветлителей и префильтров: очищенную или неочищенную (непрофильтрованную воду), при условиях ее предварительной обработки на барабанных сетках (или микрофильтрах), мутности до 10 мг/л, величины коли-индекса - до 1000 и обеззараживания;
3. После отмывки загрузки от загрязнений перекрывается подача промывной воды и подается очищаемая вода, при этом фильтрат по прежнему поступает в систему промканализации, (эта операция носит название «сброс первого фильтрата»), до тех пор, пока качество фильтрата не будет удовлетворять требованиям стандарта, после чего начинается рабочий цикл фильтрации.

Основные данные по водной промывке сведены в таблицу 4:

Таблица 4. Параметры водной промывки

Наименование сооружения	Время простоя на промывку, час	Время промывки, мин	Интенсивность промывки, л/(с·м ²)	Время сброса первого фильтрата, мин
Скорый фильтр	0,33	из табл. 5	из табл. 5	10
Контактный осветлитель без поддерживающих слоев	0,33	7-8	15-18	при промывке очищенной водой: 10-12 при промывке неочищенной водой: 12-15
Контактный осветлитель с поддерживающими слоями и контактный префильтр	водная промывка не применяется			

- большим значениям интенсивности промывки соответствует меньшее время промывки;
- при загрузке скорых фильтров дробленным керамзитом интенсивность промывки следует принимать 12-15 л/(с·м²).

Таблица 5. Дополнения к табл. 4

Наименование сооружения	Время промывки, мин	Интенсивность промывки, л/(с·м ²)
Скорый фильтр с однослойной загрузкой крупностью:		
0,7-0,8 мм	6-5	12-14
0,8-1 мм		14-16

1-1,2 мм		16-18
Скорый фильтр с двухслойной загрузкой	7-6	14-16

Удельный расход воды на одну промывку $q_{пр}$, м³/м²:

$$q_{пр} = 0,06 \cdot J \cdot t_{пр}, \quad (1)$$

где J - интенсивность промывки, л/(с·м²);

$t_{пр}$ - время промывки, мин

4.2.2. Водовоздушная промывка.

Применяется только для сооружений с фильтрующей загрузкой из кварцевого песка.

Может применяться для скорых фильтров с однослойной фильтрующей загрузкой из кварцевого песка, контактных осветлителей с поддерживающими слоями и для контактных префильтров.

Не применяется для скорых фильтров с двухслойной фильтрующей загрузкой, скорых фильтров с однослойной загрузкой из дробленого керамзита и контактных осветлителей без поддерживающих слоев.

По сравнению с водной промывкой дает более высокий эффект отмытки загрузки, что позволяет примерно в 2 раза сократить интенсивность подачи и общий расход промывной воды, что приводит к уменьшению размеров сооружений и коммуникаций промывки. Вместе с тем, за счет использования воздуха несколько усложняется сама процедура промывки.

Система подачи воздуха для промывки рассмотрена в п. 4.11.

При проведении промывки выполняются следующие основные операции:

1. Перекрывается подача очищаемой воды на фильтрующее сооружение и отвод очищенной воды.
2. Начинается промывка, состоящая из трех основных этапов:

1-й - подача в загрузку воздуха для частичного разрушения скоплений взвеси в загрузке и выравнивания ее сопротивления по площади сооружения;

2-й - подача воздуха и воды с целью более полного разрушения скоплений взвеси и выноса основной массы загрязнений из загрузки;

3-й - подача воды для удаления из загрузки заземленного в порах воздуха и восстановления ее пористости.

Фильтрат отводится в промканализацию для дальнейшего сброса или очистки.

В качестве промывной воды разрешается использовать:

- для скорых фильтров: только очищенную (профильтрованную воду);
 - для контактных осветлителей и контактных префильтров: очищенную или неочищенную (непрофильтрованную воду), при условии ее предварительной обработки на барабанных сетках (или микрофильтрах), обеззараживания, мутности до 10 мг/л, величины коли-индекса - до 1000 и обеззараживания.
3. После отмывки загрузки от загрязнений перекрывается подача промывной воды и подается очищаемая вода, при этом фильтрат по-прежнему поступает в систему промканализации, (эта операция носит название «сброс первого фильтрата»), до тех пор, пока качество фильтрата не будет удовлетворять требованиям стандарта, после чего начинается рабочий цикл фильтрации.

Основные данные по приведены в таблице 6:

Таблица 6. Параметры водовоздушной промывки.9.104

Наименование показателя	Этапы промывки		
	1	2	3
Интенсивность промывки, л/(с·м ²): водой воздухом	- 1518-20	2,53-3,5 1518-20	56-7 -
Продолжительность этапа, мин	1-2	46-7	5-7
Время простоя на промывку, час	0,5		
Время сброса первого фильтрата, мин (только для контактных осветлителей и контактных префильтров)	при промывке: очищенной водой: 5-10; неочищенной водой: 10-15		

- более крупным нагрузкам соответствуют большие значения интенсивности подачи воздуха и воды.

Удельный расход воды на одну промывку $q_{пр}$, м³/м²:

$$q_{пр} = 0,06 \cdot (J_{(2)} \cdot t_{пр(2)} + J_{(3)} \cdot t_{пр(3)}), \quad (2)$$

где $J_{(2)}$ и $J_{(3)}$ - соответственно интенсивность промывки водой 2-го и 3-го этапа, л/(с·м²);

$t_{пр(2)}$ и $t_{пр(3)}$ - соответственно время промывки водой 2-го и 3-го этапа, мин

4.3. Общая площадь фильтрующих сооружений.

Общая площадь всех сооружений фильтрации ω_0 , м²:

1. Скорые фильтры:

$$\omega_0 = \frac{Q}{T \cdot V_n - n_{\text{пр}} \cdot q_{\text{пр}} - n_{\text{пр}} \cdot t_{\text{простоя}} \cdot V_n}; \quad (3)$$

2. Контактные осветлители или контактные префильтры:

$$\omega_0 = \frac{Q}{T \cdot V_n - n_{\text{пр}} \cdot (q_{\text{пр}} + t_{\text{простоя}} \cdot V_n + \frac{t_{\text{сброса}} \cdot V_n}{60})}, \quad (4)$$

где Q - полная производительность очистной станции, учитывающая расход воды на собственные нужды станции, (кроме определения площади фильтров, работающих по схеме “префильтры-фильтры”, для которой величину Q следует уменьшить на величину суточного объема промывных вод от префильтров) м³/сут;

T - продолжительность работы станции в течении суток, час;

V_n - скорость фильтрации при нормальном режиме, м/час, принимаем по таблице 1;

$n_{\text{пр}}$ - число промывок одного фильтрующего сооружения в течение суток, (2-3 промывки);

$q_{\text{пр}}$ - удельный расход воды на одну промывку, м³/м², в зависимости от типа промывки см. формулу 1 или 2;

$t_{\text{простоя}}$ - время простоя на промывку, час, в зависимости от типа промывки см. таблицу 4 или 6;

$t_{\text{сброса}}$ - время сброса первого фильтрата, мин, в зависимости от типа промывки см. таблицу 4 или 6.

4.4. Количество фильтрующих сооружений и плановые габаритные размеры.

Количество фильтрующих сооружений N :

- при $Q > 1600 \text{ м}^3/\text{сут}$, N - не менее 4;

при $Q > 8000-10000 \text{ м}^3/\text{сут}$, $N = 0,5 \cdot \sqrt{F}$, (с округлением полученного числа до целого), при этом вычисленная по формуле (5) скорость фильтрации при форсированном режиме V_{ϕ} , м/час, должна находиться в пределах принятых в таблице 1.

$$V_{\phi} = \frac{V_n \cdot N}{N - N_{\text{рем}}}, \quad (5)$$

где $N_{\text{рем}}$ - число фильтрующих сооружений, находящихся в ремонте, (при N до 20, $N_{\text{рем}}=1$; при N свыше 20, $N_{\text{рем}}=2$).

- Площадь одного фильтрующего сооружения ω , м^2 :

$$\omega = \frac{\omega_o}{N}. \quad (6)$$

Принимаем конструкцию сооружения: с боковым карманом или центральным каналом (см. рис. 1).

Принятое N должно обеспечивать выполнение условий, приведенных в таблице 7, в противном случае N следует изменить из конструктивных соображений:

Таблица 7. Рекомендуемые площади

фильтров

Тип промывки	Площадь одного фильтрующего сооружения ω , м^2	
	с боковым карманом	с центральным каналом
Водная	до 40-60	до 100-120
Водовоздушная	до 40	до 80

Задаем плановое расположение труб дренажной системы, см. рис. 3, и выбираем плановые габаритные размеры фильтрующего сооружения с учетом того, что длина труб дренажной системы не должна превышать 5 м.

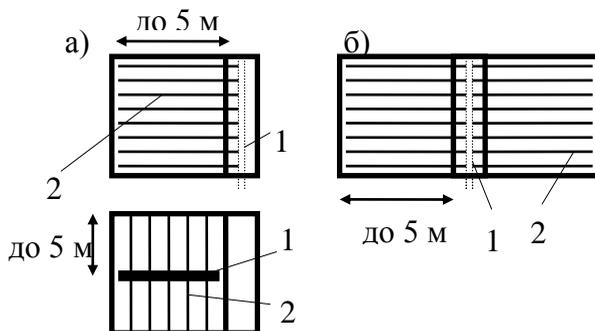


Рис. 3. Схема расположения дренажных труб:
а) при боковом кармане; б) при центральном канале

При задании плановых габаритов сооружения следует помнить о том, что они не должны превышать шага колонн фильтровальной станции.

4.5. Отвод промывной воды.

4.5.1. Водная промывка.

Отвод промывной воды в боковой карман (центральный канал) производится желобами (см. рис. 4):

- Расположение: над загрузкой, перпендикулярно боковому карману (центральному каналу).
- Поперечное сечение лотка: полукруглое или пятиугольное.

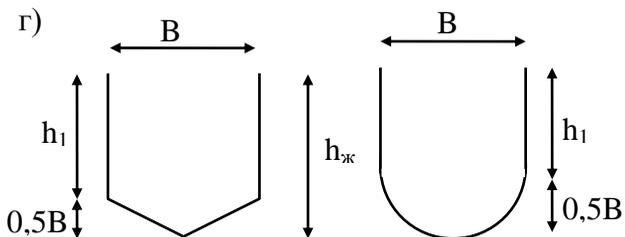
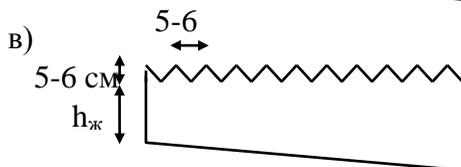
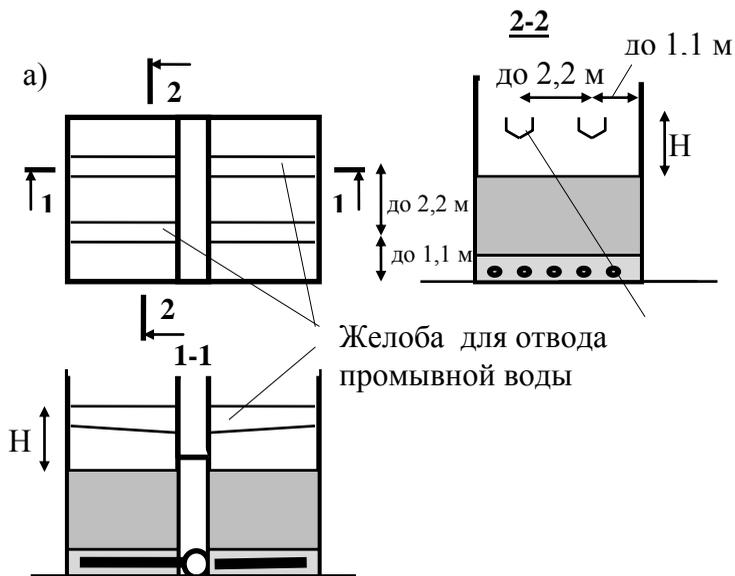


Рис. 4. Отвод промывной воды желобами:

а) общая схема;

б) продольное сечение желоба для скорых фильтров;

в) продольное сечение желоба для контактных осветлителей;

- Продольное сечение: верх желобов строго горизонтален, а дно выполняется с уклоном 0,01 в сторону бокового канала (центрального канала).
- Для контактных осветлителей в верхней части стенок желоба устраиваются треугольные вырезы.

Количество желобов $n_{\text{ж}}$ определяется исходя из ширины фильтрующего сооружения и максимально допустимых расстояний: от оси желоба до борта - не более 1,1 м; между осями желобов - не более 2,2 м (см. рис.4).

Общий расход промывной воды $Q_{\text{пром}}$, м³/с:

$$Q_{\text{пром}} = 0,001 \cdot J \cdot \omega, \quad (7)$$

где J - интенсивность промывки, л/(с·м²), из таблицы 4.

Расход воды по желобу $q_{\text{ж}}$, м³/с:

$$q_{\text{ж}} = \frac{Q_{\text{пром}}}{n_{\text{ж}}}. \quad (8)$$

Принимаем форму поперечного сечения лотка желоба: полукруглую или пятиугольную.

Ширина желоба $B_{\text{ж}}$, м:

$$B_{\text{ж}} = K_{\text{ж}} \cdot \sqrt[5]{\frac{q_{\text{ж}}^2}{(1,57 + A_{\text{ж}})^3}}, \quad (9)$$

где $K_{\text{ж}}$ - при полукруглых лотках - 2; при пятиугольных - 2,1;

$A_{\text{ж}}$ - отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его ширины, (1-1,5).

Высота прямоугольной части желоба h_1 , м:

$$h_1 = 0,5 \cdot A_{\text{ж}} \cdot B_{\text{ж}}. \quad (10)$$

Общая высота желоба $h_{\text{ж}}$, м:

$$h_{\text{ж}} = 0,5 \cdot B_{\text{ж}} + h_1. \quad (11)$$

Расстояние от верха загрузки до верха желоба $H_{\text{ж}}$, м:

$$H_{\text{ж}} \geq \frac{h_{\text{загр}} \cdot a_{\text{загр}}}{100} + 0,3, \quad (12)$$

где $h_{\text{загр}}$ - толщина фильтрующего слоя, м, из табл. 1;

$a_{\text{загр}}$ - относительное расширение фильтрующей загрузки при промывке, %, из табл. 8.

Таблица 8. Относительное расширение фильтрующей загрузки при промывке

Наименование сооружения	Относительное расширение фильтрующей загрузки при промывке, %
Скорый фильтр с однослойной загрузкой или контактный осветлитель с крупностью фильтрующей загрузки: 0,7-0,8 мм	45

0,8-1 мм	30
1-1,2 мм	25
Скорый фильтр с двухслойной загрузкой	50

4.5.2. Водовоздушная промывка.

Используется система горизонтального отвода промывной воды (без желобов), см. рис. 5.

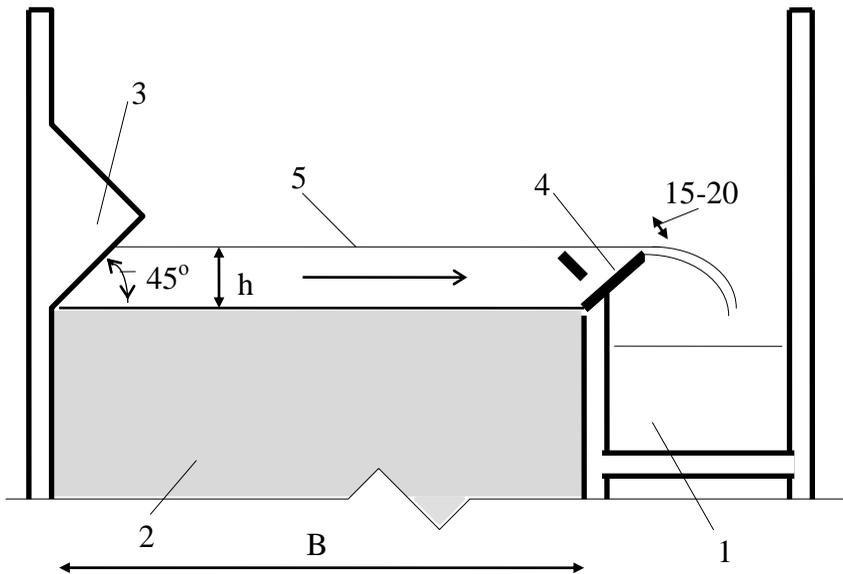


Рис. 5. Горизонтальный отвод промывной воды:

1 - боковой карман; 2 - фильтрующая загрузка; 3 - струенаправляющий выступ; 4 - пескоулавливающий желоб; 5 -

Расход промывной воды на 1 м ширины водослива $q_{\text{водосл}}$, л/(м·с):

$$q_{\text{водосл}} = J_{(2)} \cdot B, \quad (13)$$

где $J_{(2)}$ - интенсивность промывки водой на 2-м этапе, л/(с·м²); см. табл. 6;

B – ширина фильтрующей загрузки, м, см. рис. 5.

Глубина воды на сооружении при водовоздушной промывке h , м:

$$h = h_1 + (0,02 \div 0,03), \quad (14)$$

где h_1 - , м, по таблице 9.

Таблица 9. Расход промывной

воды

	Расход промывной воды на 1 м ширины водослива , л/(м·с):			
	10	15	20	25
h_1 , м	0,17	0,21	0,26	0,32

4.6. Боковой карман (центральный канал)

- Принимаем ширину B_k - не менее 0,7 м.
- Максимальная глубина воды h_k , м:

$$h_k = \frac{Q_{\text{пром}}}{B_k \cdot V_{\text{пром}}}, \quad (15)$$

где $Q_{\text{пром}}$ - расход промывной воды, м³/с, по формуле 16:

$$Q_{\text{пром}} = 0,001 \cdot J \cdot \omega; \quad (16)$$

J - интенсивность промывки водой, л/(с·м²); при водной промывке - по табл. 4; при водовоздушной - по табл. 6 (для 3-го этапа промывки);

V_{пром} - скорость отвода промывной воды, (1,5-2 м/с).

- Расстояние от дна бокового кармана (центрального канала) до верха желобов при водной промывке **H_д**, м:

$$\mathbf{H}_d \geq \mathbf{h}_ж + \mathbf{V} \cdot \mathbf{i} + 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{\mathbf{Q}_{\text{пром}}^2}{\mathbf{g} \cdot \mathbf{V}_к^2}} + 0,2, \quad (17)$$

где **h_ж** - общая высота желоба, м;

i - продольный уклон желоба, (0,01);

g - ускорение свободного падения, (9,81 м/с²).

При принятом **H_д** должно выполняться условие:

$$\mathbf{H}_d - \mathbf{h}_ж - \mathbf{V} \cdot \mathbf{i} - \mathbf{h}_к \geq 0,2. \quad (18)$$

- Расстояние от дна бокового кармана (центрального канала) до верха пескоулавливающего желоба при водовоздушной промывке **H_д**, м:

1. Для скорых фильтров:

$$\mathbf{H}_d \geq 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{\mathbf{Q}_{\text{пром}}^2}{\mathbf{g} \cdot \mathbf{V}_к^2}} + 0,2. \quad (19)$$

2. Для контактных осветлителей и префильтров:

$$\mathbf{H}_d \geq \mathbf{h}_* + \mathbf{d}_{\text{фильтр}} + 0,2, \quad (20)$$

где **h*** - **h_к** или диаметр трубопровода для сброса промывной воды (определяется исходя из имеющейся величины

$Q_{\text{пром}}$ и скорости 1,5-2 м/с), м, к расчету принимаем большую из величин;

$d_{\text{фильтр}}$ - диаметр трубопровода для отвода фильтрата, м, (определяется исходя из расхода на одно сооружение при нормальном режиме эксплуатации (Q/N) и скорости 0,8-1,2 м/с), м.

4.7. Проверка фильтрующих сооружений на подтопление.

- Контактные осветлители и префильтры - не проверяются.
- Скорые фильтры:

При выключении части сооружений из работы (на ремонт и промывку), уровень воды в остальных фильтрах повышается на величину $H_{\text{подтопл}}$, м:

$$H_{\text{подтопл}} = \frac{Q \cdot t_{\text{простоя}}}{N \cdot \omega \cdot (N - N_1 - 1)}, \quad (21)$$

где входящие в формулу величины - см. п. 4.3-4.4.

На величину $H_{\text{подтопл}}$ должен быть увеличен перепад отметок между уровнями воды на сооружениях 1-й ступени очистки (отстойниках, осветлителях, префильтрах) и скорых фильтрах, то есть при построении высотной схемы следует принимать перепад отметок равный сумме величин указанных в СП и $H_{\text{подтопл}}$.

4.8. Габаритные размеры по вертикали.

Смотри схемы на рисунке 6

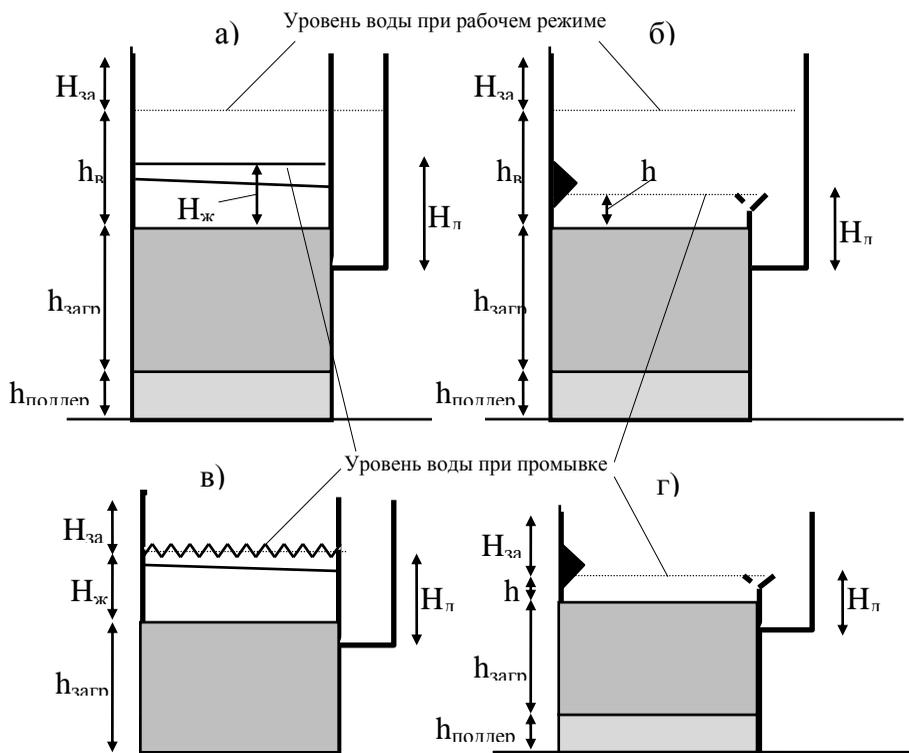


Рис. 6. Схемы фильтрующих сооружений:

а) скорый фильтр с водной промывкой; б) скорый фильтр с водовоздушной промывкой; в) контактный осветлитель с водной промывкой; г) контактный осветлитель или префильтр с водовоздушной промывкой.

1 - подача очищаемой воды; 2 - отвод очищенной воды;

3 - подача промывочной воды; 4 - отвод промывочной воды.

где $h_{\text{поддерж}}$ - толщина поддерживающего слоя - по табл.1;

$h_{\text{загр}}$ - толщина фильтрующего слоя - по табл.1;

$h_{\text{в}}$ - глубина слоя воды над загрузкой при рабочем режиме эксплуатации, для скорых фильтров - не менее 2 м;

h - глубина слоя воды над загрузкой при водовоздушной промывке - по формуле 14;

$H_{\text{д}}$ - расстояние от дна бокового кармана (центрального канала) до верха пескоулавливающего желоба при водовоздушной промывке и до верха желобов для отвода промывной воды при водной промывке - по п. 4.6;

$H_{\text{ж}}$ - расстояние от верха загрузки до верха желобов для отвода промывной воды - по формуле 12;

$H_{\text{зап}}$ - строительный запас высоты, принимаемый:

* для контактных осветлителей и префильтров - не менее 0,5 м;

* для скорых фильтров - на 0,5 м больше величины $H_{\text{подтопл}}$, (см. п. 4.7).

4.9. Трубчатый дренаж.

- Расположение труб дренажной системы - см. рис.3.
- Диаметр коллектора дренажной системы - принимаем исходя из максимального расхода промывной воды $Q_{\text{пром}}$, (см. формулу 7) и скорости движения воды по нему 0,8-1,2 м/с.
- Количество распределительных (дырчатых или со щелевыми вырезами) труб дренажа $n_{\text{д}}$, определяем исходя из принятых плановых размеров сооружения, (см. п. 4.4) и расстояния между распределительными трубами:

1. Для скорых фильтров, контактных префильтров и контактных осветлителей с водовоздушной промывкой - 250-350 мм.
2. Для контактных осветлителей с водной промывкой - по таблице 10, в первом приближении принимая диаметр распределительных труб произвольно.

Таблица 10. Параметры дренажа контактных осветлителей с водной промывкой

Диаметр распределительных труб, мм	Отношение суммарной площади отверстий к площади контактного осветлителя, %	Расстояния, мм			
		между осями распределительных труб	от дна контактного осветлителя до низа шторок	от низа шторок до оси распределительных труб	между поперечными перегородками
75	0,28-0,3	240-260	100-120	155	300-400
100	0,26-0,28	300-320	120-140	170	400-600
125	0,24-0,26	350-370	140-160	190	600-800
150	0,22-0,24	440-470	160-180	220	800-1000

Расход промывной воды по одной распределительной трубе Q_d , м³/с:

$$Q_d = \frac{Q_{\text{пром}}}{n_d}, \quad (22)$$

- Для скорых фильтров, контактных префильтров и контактных осветлителей с водовоздушной промывкой - задаем диаметр распределительных труб исходя из Q_d и скоростей движения промывной воды- 1,6-2 м/с.
- Для контактных осветлителей с водной промывкой - проверяем, обеспечивает ли принятый выше диаметр распределительных труб при пропуске расхода Q_d скорость движения промывной воды 1,4-1,8 м/с. Если условие не выполняется, тогда, не меняя диаметр, изменяем расстояние между распределительными трубами, (в пределах указанных в таблице 10) или изменяем и диаметр, и расстояние между трубами, после чего заново определяем величины n_d и Q_d , и проверяем, входят ли полученные скорости в заданные пределы.

- Трубы распределительной системы располагаются (см. рис. 7):

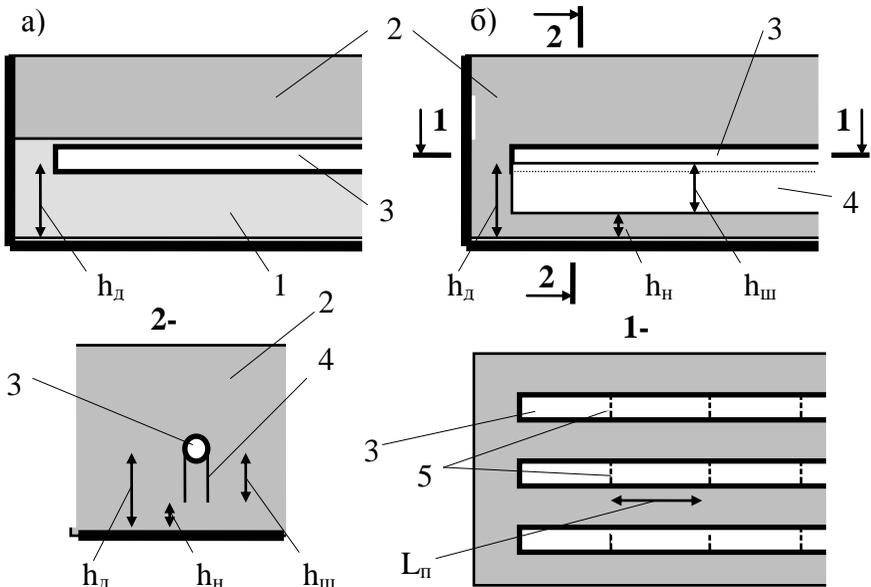


Рис. 7. Схема расположения распределительных труб дренажа:

а) скорый фильтр, контактный осветлитель с водовоздушной промывкой и контактный префильтр;

б) контактный осветлитель с водной промывкой.

1 - поддерживающий слой; 2 - фильтрующая загрузка; 3 - распределительные трубы; 4 - боковые шторки; 5 -

1. Для скорых фильтров с водной промывкой - в толще поддерживающего слоя, на расстоянии от осей распределительных труб до дна сооружения h_d - 80-120 мм.
2. Для скорых фильтров, контактных префильтров и контактных осветлителей с водовоздушной промывкой - в толще поддерживающего слоя, на расстоянии от осей распределительных труб до дна сооружения h_d - 120-150 мм.

3. Для контактных осветлителей с водной промывкой - в толще фильтрующей загрузки, при этом вдоль труб привариваются боковые шторки, между которыми устраиваются поперечные перегородки, разделяющие подтрубное пространство на ячейки. Расстояния от дна сооружения до низа шторок h_n , от низа шторок до оси распределительных труб $h_{ш}$, расстояние между поперечными перегородками L_n - по таблице 10, (большим расстояниям между осями труб соответствуют большие расстояния от дна осветлителя до низа шторок).

- Расположение отверстий на распределительных трубах - см. табл. 11.

Таблица 11. Расположение отверстий на распределительных трубах

Наименование сооружений	Расположение отверстий	Расстояние между отверстиями, мм	Отношение суммарной площади отверстий к площади сооружения, %
Скорый фильтр с водной промывкой	По обе стороны трубы в два ряда в шахматном порядке, под углом 45° вниз.	150-200	0,25-0,5

Скорый фильтр, контактный префильтр и контактный осветлитель с водовоздушной промывкой	В один ряд по нижней образующей трубы.	120-160	0,18-0,22
Контактный осветлитель с водной промывкой	По обе стороны трубы в два ряда в шахматном порядке, под углом 30° вниз.	150-200	по табл. 10

Принимаем диаметр отверстий в распределительных трубах - 10—12 мм и определяем площадь одного отверстия $\omega_{\text{отверст.}}$, м².

Площадь всех отверстий $\omega_{\text{общ}}$, м²:

$$\omega_{\text{общ}} = 0,01 \cdot E \cdot \omega, \quad (23)$$

где **E** - Отношение суммарной площади отверстий к площади сооружения, %, по таблице 11;

ω - площадь сооружения, м², по формуле 6.

Количество отверстий n_o на одной распределительной трубе:

$$n_o = \frac{\omega_{\text{общ}}}{n_d \cdot \omega_{\text{отверст.}}}, \quad (24)$$

Расстояние между отверстиями L_o , м:

$$L_o = \frac{L_T \cdot P}{n_o - 1}, \quad (25)$$

где L_T - длина распределительной трубы, м, (исходя из принятых размеров сооружения и схемы расположения распределительных труб);

P - коэффициент равный 1 при водовоздушной промывке;
2 - при водной промывке.

Полученная величина расстояний между отверстиями должна входить в пределы указанные в таблице 11, в противном случае следует изменить ранее принятые данные: диаметр отверстий, Отношение суммарной площади отверстий к площади сооружения, количество распределительных труб и т. д. и повторить расчет.

Возможен вариант использования полиэтиленовых распределительных труб со щелевыми вырезами. При этом щели должны размещаться равномерно поперек оси и по периметру трубы не менее чем в два ряда, при расстоянии между щелями не менее 20 мм. Общая площадь щелей должна составлять 1,5-2 % площади фильтрующего сооружения.

4.10. Способ промывки.

Выбираем:

1. Какая вода будет использоваться для промывки:

- очищенная;
- неочищенная, предварительно обработанная на барабанных сетках или микрофилтрах, мутностью до 10 мг/л, величине коли-индекса - до 1000, после обеззараживания. Для скорых фильтров - не используется; для контактных осветлителей и префильтров этот выбор уже сделан, см. п. 4.2.1. и табл. 6.

2. Откуда будет производиться отбор промывная вода:

- для очищенной воды - из трубопровода фильтрованной воды (при условии того, что отбираемый расход не превышает 50 % расхода фильтрата) или из РЧВ;
- для неочищенной воды - из трубопровода подающего воду на очистку.

3. Подача промывной воды на сооружение будет производиться:

- из башни промывной воды, заполняемой специальным промывным насосом;
- непосредственно промывным насосом.

Наибольшее распространение получил первый вариант решения, так как он позволяет устанавливать насос сравнительно небольшой производительности, работающий практически непрерывно с максимальным к.п.д.

Промывка сооружений непосредственно насосом приводит к необходимости установки чрезвычайно высокопроизводительных насосов, (так как величина промывных расходов значительно превосходит расход очищаемой воды), работающих периодически и малое время.

При использовании неочищенной промывной воды второй вариант решения не используется.

При очистке двухступенчатым фильтрованием (контактные префильтры - скорые фильтры) и схеме промывки насос-башня возможно использование двух башен: одна - для контактных префильтров, другая - для скорых фильтров или, реже, одной башни, если контактные префильтры промываются водой, прошедшей очистку на скорых фильтрах.

4.10.1. Промывка сооружений из башни промывной воды.

Коэффициент перфорации распределительных труб дренажной системы K_{Π} :

$$K_{\Pi} = \frac{\omega_{\text{общ}}}{\omega_{\text{к}}}, \quad (26)$$

где $\omega_{\text{общ}}$ - площадь всех отверстий (щелей) в распределительных трубах, м^2 , см. формулу 23;

$\omega_{\text{к}}$ - площадь коллектора дренажа, м^2 , определяется по принятому диаметру коллектора, см. п. 4.9.

Коэффициент гидравлического сопротивления дренажа $\sum \zeta$:

$$\sum \zeta = \frac{A}{K_{\Pi}^2} + 1, \quad (27)$$

где A - коэффициент, равный 2,2 - при дырчатых трубах; 4 - при щелевых вырезах.

Потери напора в дренаже при промывке $h_{\text{др}}$, м:

$$h_{\text{др}} = \sum \zeta \cdot \frac{V_{\text{к}}^2}{2 \cdot g} + \frac{V_{\text{отв}}^2}{2 \cdot g}, \quad (28)$$

где $V_{\text{к}}$ - скорость движения промывной воды в коллекторе дренажа, м/с, см. п. 4.9.

$V_{\text{отв}}$ - скорость движения промывной воды в распределительных трубах, м/с, см. п. 4.9.

Потери напора в загрузке h_3 , м:

$$h_3 = 0,022 \cdot h_{\text{поддерж}} \cdot J + (a + b \cdot J) \cdot h_{\text{загр}}, \quad (29)$$

где a , b - коэффициенты, см. табл. 12;

Таблица 12. Значения коэффициентов a и b

	Крупность фильтрующей загрузки, мм	
	1-2	0,5-1
a	0.85	0.76
b	0.004	0.017

J - интенсивность промывки, л/(с·м²), см. пояснения к формуле 16.

$h_{\text{поддерж}}$ - толщина поддерживающего слоя, м - по табл.1;

$h_{\text{загр}}$ - толщина фильтрующего слоя, м - по табл.1;

Потери напора в трубопроводе, соединяющем башню и фильтровальное сооружение $h_{\text{тр}}$, м следует определять по стандартной методике определения потерей напора, при этом: расход промывной воды - см. формулу (7); диаметр трубопровода - исходя из требуемых скоростей 1,5-2 м/с; длина - в зависимости от места установки башни; при 'прикидочных' расчетах потери напора можно назначать конструктивно в пределах 1-1,5 м.

Превышение дна бака над уровнем промывной воды на сооружении $h_{\text{прев}}$, м:

$$h_{\text{прев}} = h_{\text{тр}} + h_{\text{др}} + h_3. \quad (30)$$

Отметка низа бака башни промывной воды Z_6 , м:

$$Z_6 = Z_1 + h_{\text{прев}}, \quad (31)$$

где Z_1 - см. рис. 6, отметка уровня воды на сооружении при промывке.

Объем воды на одну промывку $W_{\text{пром}}$, м^3 :

$$W_{\text{пром}} = \omega \cdot q_{\text{пр}}, \quad (32)$$

где ω - площадь сооружения, м^2 ;

$q_{\text{пр}}$ - удельный расход воды на одну промывку, $\text{м}^3/\text{м}^2$,
водная промывка - по формуле 1; водовоздушная
промывка - по формуле 2.

Объем бака башни промывной воды W_6 , м^3 :

$$W_6 = 2 \cdot W_{\text{пром}}. \quad (33)$$

Назначаем размеры бака башни исходя из ее объема (или используем стандартные размеры для типовых башен).

Время работы насоса при заполнении бака башни промывной водой $t_{\text{нас}}$, сек:

$$t_{\text{нас}} \leq \frac{3600 \cdot (24 - N \cdot n_{\text{пр}} \cdot t_{\text{простоя}})}{N \cdot n_{\text{пр}}}, \quad (34)$$

где $n_{\text{пр}}$, $t_{\text{простоя}}$, час, N - см. п. 4.3 и 4.4.

Производительность насоса для заполнения бака промывной воды $Q_{\text{нас}}$, м³/с:

$$Q_{\text{нас}} = \frac{W_6}{t_{\text{нас}}}. \quad (35)$$

Напор насоса для заполнения бака промывной воды $H_{\text{нас}}$, м:

$$H_{\text{нас}} = \Delta Z + h_{\text{прев}} + h_6 + h_{\text{тр}} + h_{\text{нас}}, \quad (36)$$

где ΔZ - разница между отметкой уровня воды при промывке, (см. рис. 6) и отметкой: при заборе промывной воды из РЧВ - наиболее низкого уровня воды в РЧВ; при заборе воды из трубопровода - точки подключения к трубопроводу, м;

h_6 - принятая высота бака, м;

$h_{\text{прев}}$ - см. формулу 30;

$h_{\text{тр}}$ - потери напора в трубопроводе соединяющем источник промывной воды, насос и башню, м - по стандартной методике определения потерей напора, при этом: расход промывной воды - см. формулу (7); диаметр трубопровода - исходя из требуемых скоростей 1,5-2 м/с; длина - в зависимости от места установки башни и насоса; при 'прикидочных' расчетах потери напора можно назначать конструктивно в пределах 1-1,5 м;

$h_{\text{нас}}$ - потери напора в насосе, (1-1,5 м).

По величинам напора и производительности подбираем марку насоса.

4.10.2. Промывка сооружений непосредственно насосом.

Производительность промывного насоса $Q_{\text{нас}}$, м³/с:

$$Q_{\text{нас}} = Q_{\text{пром}}, \quad (37)$$

где $Q_{\text{пром}}$ - расход промывной воды, м³/с, по формуле 16.

Напор промывного насоса $H_{\text{нас}}$, м:

$$H_{\text{нас}} = \Delta Z + h_z + h_{\text{др}} + h_{\text{тр}} + h_{\text{нас}}, \quad (38)$$

где все входящие величины - см. п. 4.10.1.

По величинам напора и производительности подбираем марку насоса.

4.11 Расчет воздухораспределительной системы.

- Для распределения воздуха следует использовать полиэтиленовые трубы с отверстиями или щелями: с отверстиями - для фильтровальных сооружений с гравийными слоями; со щелями - без гравийных слоев.
- Трубы для распределения воздуха укладываются точно посередине между трубами для распределения воды, но ниже них, (см. рис. 8), при этом на краевых участках фильтра у стен надлежит укладывать трубы для распределения воздуха, то есть количество труб для распределения воздуха будет на одну больше в фильтровальном сооружении с боковым карманом, и на две - в фильтровальном сооружении с центральным каналом, чем водораспределительных труб. Расстояние между осями труб 250-350 мм. Для компенсации теплового расширения труб расстояние между их концами и стенкой фильтра - 20-30 мм.
- Расположение отверстий (щелей) по распределительным трубам - в шахматном порядке под углом 45° вниз.

Шаг отверстий или щелей в ряду 100-180 мм.

Щели - перпендикулярно оси трубы шириной 0,5 мм и длиной 15-25 мм в зависимости от диаметра трубы.

Круглые отверстия должны иметь диаметр 3-5 мм..

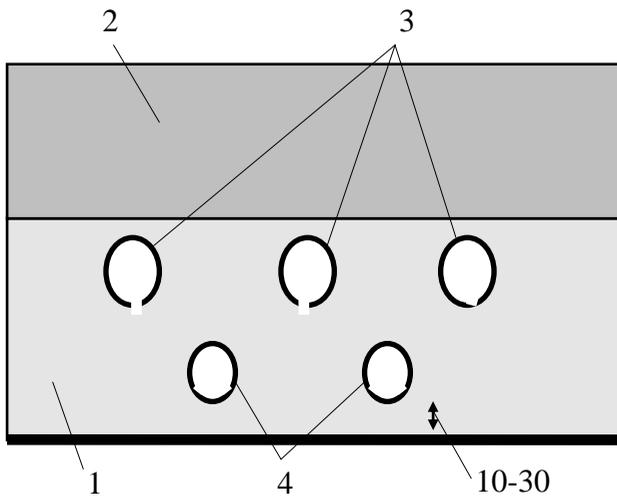


Рис. 8. Схема расположения распределительных труб при водовоздушной промывке:

1 - поддерживающий слой; 2- фильтрующий слой;

3 - трубы для распределения воды; 4 - трубы для распределения воздуха.

Скорость выхода воздуха:

- из отверстий распределительной системы 45-50 м/с;
- на входе в трубы распределительной системы 13-17 м/с;
- на входе в коллектор 7-10 м/с;
- в магистральном трубопроводе 18-25 м/с.

Расчет водораспределительных систем следует производить без учета сжатия воздуха при давлении выше атмосферного.

Расход воздуха на одно фильтровальное сооружение при промывке:

(39)

$$Q_{\text{возд}} = I_{\text{возд}} \cdot \omega ,$$

где $I_{\text{возд}}$.- интенсивность аэрации на первом или втором этапах промывки, (см. табл. 6);

ω - площадь одного фильтровального сооружения.

Исходя из размеров фильтра в плане и шага ответвлений для распределения воды или воздуха, определяется количество ответвлений для распределения воздуха $n_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}$ и расход воздуха, приходящийся на одно ответвление:

$$q_{\text{возд.}} = \frac{Q_{\text{возд.}}}{n_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}}, \quad (40)$$

По величине скорости воздуха 13-17 м/с определяется диаметр трубы, подбирается типовой диаметр $d_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}$ и вновь проверяется скорость.

Принимаются неравномерности распределения воздуха в коллекторе $\Delta_{\text{кол.}}$ и в ответвлениях $\Delta_{\text{отв.вл.}}$ таким образом, чтобы их сумма не превышала 0,02.

Допускается, что $\Delta_{\text{кол.}} = \Delta_{\text{отв.вл.}} = 0,01$.

Величинам $\Delta_{\text{кол.}} = \Delta_{\text{отв.вл.}} = 0,01$ соответствуют характеристики трубопроводов $a_{\text{кол.}} = a_{\text{отв.вл.}} = 0,14$.

Коэффициент расхода ответвлений для гравийной загрузки поддерживающих слоев составляет $\mu_{\text{отв.вл.}} = 0,54$.

Коэффициент сопротивления ответвления определяется по формуле:

$$\zeta = 0,0044 \cdot \frac{l_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}}{d_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}}, \quad (41)$$

где $l_{\text{отв.вл.}}^{\text{возд.}}$ - длина ответвления для распределения воздуха, м, (численно равна длине ответвления для распределения воды).

Суммарная площадь отверстий на одном ответвлении определяется по формулам:

$$f_{\text{отверст.}} \leq \frac{a \cdot F_{\text{ответвл.}}}{\mu_{\text{ответвл.}} \cdot \sqrt{1 - \zeta}} \quad \text{при } \zeta < 1; \quad (42)$$

$$f_{\text{отвфст}} \leq \frac{a \cdot F_{\text{отвствл}}}{\mu_{\text{отвствл}} \cdot \sqrt{\zeta - 1}} \quad \text{при } \zeta > 1; \quad (43)$$

где: $F_{\text{отвствл}}$ - площадь поперечного сечения ответвления.

Проверяется скорость истечения воздуха из отверстий:

$$V_{\text{возд}}^{\text{отвфст}} = \frac{Q_{\text{возд}}}{f_{\text{отвфст}}}, \quad (44)$$

$$V_{\text{возд}}^{\text{отвфст}} = 45-50 \text{ м/с.}$$

Назначается диаметр одного отверстия, определяются его площадь, количество отверстий и шаг отверстий.

По величине $Q_{\text{возд.}}$ и скорости 7-10 м/с определяются площадь поперечного сечения коллектора, его диаметр, типовой диаметр $d_{\text{кол}}^{\text{возд}}$ и площадь поперечного сечения коллектора типового диаметра $F_{\text{кол}}$.

По формуле (41) для величин $I_{\text{кол}}^{\text{возд}}$ и $d_{\text{кол.}}^{\text{возд.}}$ определяется значение коэффициента сопротивления коллектора $\zeta_{\text{кол}}$.

Общий коэффициент сопротивления коллектора:

$$\Psi_{\text{общ}} = \frac{1 - \zeta}{\sin^2 \left(\frac{a_{\text{ответвл}} \cdot 180^\circ}{\pi} \right)} + \zeta, \quad (45)$$

где: $\pi = 3,14$;

и коэффициент расхода коллектора:

$$\mu_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{1}{5,5 + \Psi_{\text{общ}}}}. \quad (46)$$

Требуемая площадь поперечного сечения коллектора:

$$F_{\text{кол}}^{\text{треб}} = \frac{\mu_{\text{кол}} \cdot \sum F_{\text{ответвл}} \cdot \sqrt{1 - \zeta_{\text{кол}}}}{a_{\text{кол}}} \quad \text{при } \zeta_{\text{кол}} < 1; \quad (47)$$

или

$$F_{\text{кол}}^{\text{треб}} = \frac{\mu_{\text{кол}} \cdot \sum F_{\text{ответвл}} \cdot \sqrt{\zeta_{\text{кол}} - 1}}{a_{\text{кол}}} \quad \text{при } \zeta_{\text{кол}} > 1 \quad (48)$$

где $\sum F_{\text{ответвл}}$ - площадь поперечного сечения всех ответвлений, присоединяемых к данному коллектору.

По величине $F_{\text{кол}}^{\text{треб}}$ подбирается новое значение типового диаметра коллектора $d_{\text{кол}}^{\text{возд}}$, для которого определяется скорость движения воздуха в коллекторе (аналогично ф-ле 44). Если вычисленное значение скорости попадает в интервал 7-10 м/с, то в качестве окончательного принимается $d_{\text{кол}}^{\text{возд}}$, если нет - следует выполнить перерасчет.