

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное агентство по образованию

Южно-Уральский государственный университет

Кафедра «Общая и инженерная экология»

628.2(07)

Н 634

Е.В. Николаенко, В.В. Авдин, В.С. Сперанский

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ КАНАЛИЗАЦИИ**

Учебное пособие

Челябинск
Издательство ЮУрГУ
2006

УДК 628.21(075.8) + 628.3(075.8)

Николаенко Е.В., Авдин В.В., Сперанский В.С. Проектирование очистных сооружений канализации: Учебное пособие. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006. – 41 с.

Пособие предназначено для студентов специальностей 290800 – “Водоснабжение и водоотведение” и 320700 – “Охрана окружающей среды и рациональное использование природных ресурсов”, выполняющих курсовые проекты по дисциплинам “Очистка сточных вод” и “Технология очистки природных и сточных вод”. Пособие содержит теоретическое объяснение вопросов технологии очистки сточной воды и практические рекомендации по расчёту сооружений.

Табл. 3, список лит. – 13 назв.

Одобрено учебно-методической комиссией
Архитектурно-строительного факультета

Рецензенты: О.С. Пташкина-Гирина, Л.А. Перемыкина

© Издательство ЮУрГУ, 2006.

1. ОБЪЁМ И СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.

Курсовой проект очистных сооружений канализации разрабатывается в объёме технико-экономического обоснования (ТЭО). В состав курсового проекта входят расчётно-пояснительная записка и графическая часть.

Расчётно-пояснительная записка выполняется на стандартных листах писчей бумаги формата А4 в рукописном виде, на пишущей машинке или на компьютере с соответствующим шрифтом и оформляется в соответствии с требованиями, изложенными в [1]. Объём расчётно-пояснительной записки составляет 50...60 стр. рукописного текста.

В состав расчётно-пояснительной записки должны входить:

- исходные данные на проектирование;
- расчёты по определению приведенного числа жителей и концентрации загрязнений общего стока;
- определение необходимой степени очистки сточных вод по основным показателям загрязнений (взвешенные вещества, БПК_{полн}, концентрация растворённого кислорода в воде водоема);
- обоснование и выбор схемы очистки сточных вод;
- расчет и описание сооружений очистной станции;
- определение гидравлических потерь по очистным сооружениям и в коммуникациях очистной станции;
- компоновка сооружений очистной станции;
- список использованных источников.

Все расчеты, приводимые в пояснительной записке, должны быть обоснованы ссылками на действующие нормативные материалы, а рассчитываемые сооружения должны сопровождаться эскизами с указанием основных размеров.

Графическая часть курсового проекта должна включать:

- генплан очистных сооружений, выполненный в масштабе 1:500 или 1:1000, с указанием размеров основных сооружений, технологических трубопроводов, инженерных сетей, дорог, элементов благоустройства;
- продольные профили движения воды и ила по сооружениям, выполненные в масштабе – горизонтальном 1:500, 1:1000 (согласно масштабу генплана), вертикальном 1:100, 1:200;
- план и разрез одного из сооружений очистной станции, выполненные в масштабе 1:50 или 1:100.

Общий объём графической части – 1,5...2 листа формата А1.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Таблица 1

Наименование данных	Вариант задания																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
<i>1</i>	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Место расположения города (область, край)	Челябинская	Самарская	Башкортостан	Оренбургская	Свердловская	Нижегородская	Тверская	Курганская	Омская	Тюменская	Пермский	Новосибирская	Красноярский	Иркутская	Хабаровский	Тамбовская	Татарстан
Число жителей города, тыс. чел	20	40	65	80	100	130	150	180	200	230	250	50	200	110	60	190	70
Норма водоотведения л/чел. в сутки	200	210	200	230	240	250	250	270	290	300	300	210	270	240	200	270	230
Расход пром. стоков тыс. м ³ /сут	1,95	4,39	1,5	4,25	5,37	2,59	3,48	2,95	2,2	3,5	5,72	4,86	4,39	2,7	3,50	1,70	4,5
Физико-химические характеристики промстоков																	
– концентрация взве- шенных веществ, мг/л	250	340	300	400	700	150	450	300	200	300	400	750	500	300	650	150	430
– органическая за- грязнённость по БПК _п , мг/л	300	600	350	520	800	460	800	900	540	200	900	700	950	800	700	460	750
– рН	7,1	7	7,5	6,8	7,4	7,3	7,0	6,7	6,8	7	7,8	7,0	8,0	6,7	7	7,3	8,0
– температура, °С	16	17	15	12	17	16	19	18	17	17	20	15	22	18	17	16	22
Данные по водоёму																	
– категория водоёма	I.1	I.1	I.2	I.2	I.1	I.1	I.2	I.2	I.1	I.1	I.2	I.2	I.1	I.1	I.2	I.2	I.1
– минимальный рас- ход водоёма при 95 %-ой обеспечен- ности, м ³ /с	8,2	8,8	9,3	10,0	9,5	9,0	10,6	8,5	12,7	13,6	15,2	8,1	13,6	9,5	9,3	8,5	10,0
– средняя скорость те- чения при мини- мальном расходе, м/с	0,3	0,34	0,38	0,4	0,46	0,56	0,38	0,47	0,5	0,42	0,33	0,25	0,42	0,46	0,38	0,47	0,4
– максимальная глу- бина водоёма при низком горизонте воды, м	2,1	2,5	3,0	3,5	3,8	2,7	2,3	3,2	2,8	4,0	4,1	2,0	4,0	3,8	3,0	3,2	3,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
– концентрация растворённого кислорода, мг/л	7,0	7,2	7,0	6,9	7,5	7,0	7,1	7,15	7,3	7,4	6,9	6,8	7,4	7,5	7,0	7,15	6,9
– взвешенные вещества, мг/л	12,1	11,0	9,0	13,0	8,7	12,0	13,5	12,0	10,8	12,3	14,0	10,0	12,3	8,7	9,0	12,0	13,0
– количество органических загрязнений по БПК ₅ , мг/л	2,5	2,6	2,8	3,0	2,7	2,1	2,9	2,7	2,2	2,3	2,5	2,9	2,3	2,7	2,8	2,7	3,0
– отметки уровней воды, м	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1
– водоиспользование водоёма ниже выпуска сточных вод, км	4,5	5,0	6,0	6,5	4,0	3,5	7,0	6,8	7,0	7,5	8,0	2,0	7,5	4,0	6,0	6,8	6,5
Грунты на площадке очистных сооружений	Суглинок, глина	Супесь, глина	Песок, глина	Супесь	Суглинок, известняк	Супесь, известняк	Супесь, глина	Песок, плотная глина	Суглинок, песок	Супесь, песок	Супесь, глина, песок	Песок	Суглинок, песок	Суглинок, известняк	Песок, глина	Песок, плотная глина	Супесь
Глубина залегания грунтовых вод на площадке ОСК, м	6,0	4,3	5,7	3,8	8,5	6,0	6,8	3,8	3,0	7,0	5,7	9,0	4,5	8,3	7,5	5,6	3,5

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОЕКТА И ВЫБОР СХЕМЫ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

3.1 Определение расчётной производительности очистных сооружений канализации (ОСК).

Наиболее часто применяемая в нашей стране полная раздельная система водоотведения предполагают совместную очистку бытовых и производственных сточных вод. Для расчета концентрации загрязнений смеси этих вод и необходимой степени очистки необходимо знать среднесуточные расходы.

Расчётная среднесуточная производительность ОСК определяется в зависимости от суммарного расхода бытовых и производственных сточных вод:

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} \cdot (\text{м}^3/\text{сут}) \quad (1)$$

Среднесуточный расход бытовых сточных вод ($Q_{\text{быт}}$) вычисляется как произведение расчётного числа жителей (N_p) на норму водоотведения (q_n), принимаемую для канализованных районов города равной норме водопотребления по табл.1 [2], для неканализованных районов - 25 л/чел в сутки [3].

Среднесуточный расход производственных сточных вод определяется на основе технологических данных по конкретному предприятию либо по справочным данным для предприятия-аналога.

Для расчета большинства сооружений очистки необходимо знать максимальный секундный расход. Наиболее точное его определение возможно по суммарному почасовому графику притока бытовых и производственных сточных вод как при подаче насосами, так и при самотечном поступлении. При отсутствии таких данных допускается вычислять максимальный секундный расход как произведение среднесекундного на общий коэффициент неравномерности. Для бытовых сточных вод это $K_{\text{gen.max}}$ по табл.2 [3]. Для производственных – принимается по данным технологов. В курсовом проекте допускается по согласованию с руководителем $K_{\text{gen.max}}$ принять равным 1.

При необходимости проверки работы сооружений при минимальном расходе для вычисления последнего для бытовых сточных вод используется $K_{\text{gen.min}}$, принимаемый также по табл.2. [2].

3.2 Определение приведенного числа жителей

Некоторые параметры работы очистных сооружений принято рассчитывать на так называемое приведённое число жителей ($N_{\text{пр}}$), вычисляемое с учетом эквивалентного числа жителей ($N_{\text{эkv}}$), равноценного по вносимым загрязнениям производственным сточным водам:

$$N_{\text{пр}} = N + N_{\text{эkv}}, \quad (2)$$

где N – фактическое число жителей города, чел.

Эквивалентное число жителей от каждого промышленного предприятия определяется по формуле:

$$N_{\text{эkv}} = \frac{Q_{\text{пр}} C_{\text{пр}}}{a^*}, \quad (3)$$

где $Q_{\text{пр}}$ – среднесуточный расход производственных сточных вод, $\text{м}^3/\text{сут}$, $C_{\text{пр}}$ – концентрация загрязнений промстоков, $\text{г}/\text{м}^3$; a^* – количество загрязнений, вносимых одним человеком в сточные воды в сутки ($\text{г}/\text{чел} \cdot \text{сут}$), определяемое по табл.25 [2].

При наличии нескольких предприятий $N_{\text{экв}}$ представляет сумму эквивалентных чисел жителей от каждого предприятия. Для последующих расчетов определяется приведенное число жителей по следующим показателям:

- содержанию взвешенных веществ ($C_{\text{пр}}^{\text{взв}}$ мг/л);
- БПК_{полн} осветлённых сточных вод ($C_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{\text{осв. п.}}}$, мг/л).

Считаем, что промстоки поступают в городскую канализационную сеть после отстаивания на локальных ОСК.

3.3 Определение расчётных концентраций загрязнений общего стока

Определение необходимой степени очистки и расчёт очистных сооружений канализации производится по основным показателям загрязнений, которыми являются количество взвешенных веществ и сумма органических загрязнений, выраженных БПК_{полн}. Кроме того для определения возможности осуществления биологической очистки определяется содержание в поступающих на ОСК сточных водах биогенных элементов. В соответствии с п. 6.2. [3] на каждые 100 мг/л БПК_{полн} должно приходиться не менее 5 мг/л азота (N) и 1 мг/л фосфора (P).

Концентрация загрязнений бытовых сточных вод в мг/л по нормируемому СНиП количеству взвешенных веществ и БПК вычисляется по формуле:

$$C_{\text{быт}} = \frac{a \cdot 1000}{q_n}. \quad (4)$$

Поскольку бытовые сточные воды поступают на очистные сооружения вместе с производственными, то по расходам бытовых и производственных сточных вод и по концентрации загрязнений в них можно определить концентрацию загрязнений общего стока по формуле

$$C_{\text{общ}} = \frac{C_{\text{быт}} \cdot Q_{\text{быт}} + \sum C_{\text{пр}} \cdot Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{быт}} + \sum Q_{\text{пр}}}, \quad (5)$$

3.4 Определение требуемой степени очистки сточных вод

Общие условия выпуска сточных вод в поверхностные водоемы определяются народнохозяйственной значимостью этих водоемов, характером водопользования и их самоочищающей способностью и регулируются «Санитарными правилами и нормами охраны поверхностных вод от загрязнения» [4].

Гигиенические требования к составу и свойствам воды водных объектов приведены в табл. 2.:

Гигиенические требования к составу и свойствам воды водных объектов

Показатели состава и свойств воды водного объекта	Единица изм.	Тип водопользования			
		санитарно-бытовое		рыбохозяйственное	
		1.1	1.2	2.1	2.2
		хозяйственно-питьевое	культурно-бытовое	воспроизводство ценных пород рыб	для других рыбохозяйственных целей
Растворенный кислород	мг/л	≥ 4		≥ 6	
БПК _{полн} при t=20 ⁰ С	мгО ₂ /л	≤ 3	≤ 6	≤ 3	
Повышение содержания взвешенных веществ	мг/л	не более чем на			
		0,25	0,75	0,25	0,75

3.4.1 Определение коэффициента смешения

Для определения необходимой степени очистки по основным показателям необходимо знать значение коэффициента смешения сточных вод с водой водоёма, куда будут сбрасываться очищенные сточные воды. При спуске сточных вод в проточные водоемы коэффициент смешения определяется по полуэмпирической зависимости

$$g = \frac{1 - e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}{1 + \frac{q_p}{q} e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}, \quad (6)$$

где q_p – расход воды (при 95%-ной обеспеченности) в створе реки у места выпуска, м³/с;

q – расход сточных вод, м³/с;

L – расстояние от места выпуска сточных вод до расчетного створа по течению (фарватеру) реки, м, определяемое как расстояние до ближайшего пункта водопользования (L_{ϕ}), уменьшенное на 1 км;

α – коэффициент, учитывающий гидравлические факторы смешения;

$$\alpha = \xi \varphi \sqrt[3]{\frac{E}{q}}, \quad (7)$$

где ξ – коэффициент, зависящий от места выпуска сточных вод в водоём (при самоотечном выпуске у берега $\xi = 1$, при выпуске в фарватере реки $\xi = 1,5$);

ϕ – коэффициент извилистости реки, равный отношению расстояния от места выпуска до расчетного створа по фарватеру (L) к расстоянию между этими же пунктами по прямой ($L_{пр}$);

E – коэффициент турбулентной диффузии, определяемый для равнинных рек по формуле

$$E = \frac{V_{cp} H_{cp}}{M\tilde{C}}, \quad (8)$$

где V_{cp} – средняя скорость течения при минимальном расходе, м/с; H_{cp} – средняя глубина водоёма на участке между выпуском сточных вод и расчетным створом, м; $M\tilde{C} = 200$.

3.4.2 Определение необходимой степени очистки сточных вод

Степень очистки сбрасываемых в водоем сточных вод определяется по количеству взвешенных веществ, допустимой величине БПК и количеству растворенного в водоеме кислорода.

Связь между санитарными требованиями к условиям выпуска сточных вод в водоемы и необходимой степенью очистки сточных вод перед спуском их в водоем в общем виде выражается неравенством

$$C_{ex}q + C_r \gamma q_p \leq (\gamma q_p + q) C_N, \quad (9)$$

где C_{ex} – концентрация загрязнения сточных вод после очистки, мг/л;

C_r – концентрация загрязнения в воде водоема выше выпуска, мг/л;

C_N – предельно допустимая концентрация загрязнений в воде водоема, мг/л;

q – расход сточных вод, сбрасываемых в водоем, м³/с.

Из неравенства (9) концентрация вредных веществ, которая должна быть получена в результате очистки сточных вод определяется выражением

$$C_{ex} \leq \frac{g \cdot q_p}{q} (C_N - C_r) + C_N. \quad (10)$$

Степень необходимой очистки сточных вод определяется по формуле

$$\Theta = \frac{C_{en} - C_{ex}}{C_{en}} 100\% \quad (11)$$

Допустимая концентрация взвешенных веществ в сбрасываемых сточных водах в соответствии с выражением (10) определяется по формуле

$$C_{ex}^{взв} = p \left(\frac{g \cdot q_p}{q} + 1 \right) - C_r \quad (12)$$

где p – допустимое увеличение содержания взвешенных веществ в воде водоёма после сброса сточных вод, определяемое в зависимости от категории водопользования по табл.2, г/м³;

C_r – содержание взвешенных веществ в водоеме до выпуска: сточных вод, г/м³.

Допустимая БПК сточных вод, подлежащих сбросу в водоём, рассчитывается на основании баланса биохимической потребности в кислороде смеси речной воды и сточных вод в расчетном створе по формуле

$$L_{ex} = \frac{g \cdot q_p}{q \cdot 10^{-k_1 t}} (L_N - L_r 10^{-k_2 t}) + \frac{L_N}{10^{-k_1 t}}, \quad (13)$$

где k_1 и k_2 – константы скорости биохимического потребления кислорода сточной и речной водой соответственно; L_N – предельно допустимое значение БПК_{полн} смеси речной и сточной воды в расчетном створе, мг/л; L_r – БПК_{полн} воды в водоеме до места выпуска сточных вод, мг/л; t – время движения сточных вод до расчётного створа, сут, которое можно вычислить из соотношения

$$t = L / V_{cp} \quad (14)$$

Допустимая нагрузка сточных вод на водный объект по содержанию в нем растворенного кислорода определяется по следующей формуле:

$$L_{O_2} = \frac{2,5\Gamma}{q} (L_r^{O_2} - 0,4L_N^{O_2} - 4) - 10, \quad (15)$$

где $L_r^{O_2}$ – содержание растворённого кислорода в воде водоёма до выпуска сточных вод; $L_N^{O_2}$ – минимальное допустимое содержание растворённого кислорода в воде водоёма.

Необходимая степень очистки по БПК определяется по формуле (11), в которой в качестве C_{ex} принимается меньшее из значений БПК, вычисленных по формулам (13) и (15).

3.5 Выбор схемы очистки сточных вод

Требуемая степень очистки определяет метод и тип очистных сооружений. Если требуемая степень очистки по взвешенным веществам более 50 %, а снижение БПК находится в пределах 80 %, то назначается частичная биологическая очистка (механическая очистка и последующая доочистка на сооружениях частичной биохимической очистки). При необходимости снижения БПК более, чем на 80 % применяется полная биологическая очистка.

В настоящее время, исходя из современных санитарных норм защиты водоёмов от загрязнений, практически всегда принимается полная биологическая очистка, с доведением БПК_н очищенных сточных вод до 10...15 мг/л.

Выбор типа очистных сооружений и схемы очистки производится на основе анализа местных условий: производительности станции, наличия достаточной площади земельного участка, климатических, грунтовых и почвенных условий, рельефа местности, обеспеченности электроэнергией, наличия местных материалов и др.

Обработка городских сточных вод, представляющих собой смесь бытовых и

промышленных сточных вод, производится обычно в такой последовательности: механическая очистка на решетках, в песколовках и первичных отстойниках; биологическая очистка на аэротенках или в биофильтрах и вторичных отстойниках; обеззараживание и выпуск в водоем либо повторное использование в промышленности или сельском хозяйстве. Обработка осадков может производиться в метантенках с последующим механическим обезвоживанием и термической сушкой либо высушиванием на иловых площадках.

В табл.3 приведены рекомендации для выбора типа сооружений по очистке городских сточных вод в зависимости от их расхода.

Таблица 3

Данные для выбора типа сооружений по очистке сточных вод

Наименование сооружений	Среднесуточный расход сточных вод, м ³ /сут						
	до 50	до 300	до 500	до 10000	до 30000	до 50000	более 50000
<i>При механической очистке</i>							
Решетки	+	+	+	+	+	+	+
Песколовки:							
вертикальные	–	–	+	+	+	–	–
горизонтальные	–	–	+	+	+	+	+
с круговым движением воды	–	–	–	–	–	+	+
Отстойники:							
двухъярусные	+	+	+	+	–	–	–
вертикальные	–	–	–	X	X	X	–
горизонтальные	–	–	–	–	+	+	+
радиальные	–	–	–	X	+	+	+
Метантенки	–	–	–	+	+	+	+
Иловые площадки	+	+	+	+	+	+	+
Вакуум-фильтры	–	–	–	–	–	+	+
Хлораторные установки	+	+	+	+	+	+	+
<i>При биологической очистке</i>							
Поля орошения	+	+	+	+	+	+	–
Поля фильтрации	+	+	+	+	+	+	–
Биологические пруды	+	–	+	–	–	–	–
Биофильтры	+	+	+	X	–	–	–
Аэротенки	–	–	–	X	+	+	+
Илоуплотнители	–	–	–	+	+	+	+

Условные обозначения: + рекомендуется; X применяются при соответствующем обосновании; – не рекомендуется.

4. РАСЧЁТ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Расчёт очистных сооружений в проекте производится по формулам и данным, рекомендуемым нормативной [1,2] и специальной [5,6,7,8,9,10] литературой. После определения основных размеров желательно применить ближайšie по производительности типовые сооружения и, при необходимости, сделать проверочный расчёт. При этом скорость движения сточной жидкости в каналах, трубах, и лотках должна быть не менее самоочищающей, рекомендуемой [3]. Расчет коммуникаций производится с использованием таблиц для гидравлического расчета [11].

При расчёте очистных сооружений желательно число отдельных сооружений или секций выбирать одинаковой кратности для всей очистной станции. Это даёт экономию строительных и эксплуатационных расходов.

Все результаты расчётов очистной станции следует помещать в таблицы. Это даёт возможность наглядно сопоставить характерные данные, оценить правильность выбранного решения.

4.1 Расчет сооружений для механической очистки сточных вод

4.1.1 Приёмная камера

Резкие колебания расхода и количества загрязнений сточных вод затрудняют их очистку. Для усреднения расхода и количества загрязнений применяют приёмную камеру. Типоразмер приёмной камеры принимается в соответствии с табл. 4.67 [5].

4.1.2 Решётки

На очистных сооружениях следует предусматривать решетки со стержнями прямоугольной формы с прозорами не более 16 мм или решетки-дробилки. Решетки допускается не предусматривать при подаче сточных вод на очистные сооружения насосной станцией, имеющей решетки с прозорами не более 16 мм или решетки-дробилки. При этом длина напорного трубопровода не должна превышать 500 м и должен быть предусмотрен вывод задержанных отбросов из насосной станции.

Тип решеток определяется в зависимости от производительности очистной станции и количества отбросов, снимаемых с решеток. При количестве отбросов более 0,1 м³/сут предусматривается механизированная очистка решеток, при меньшем количестве отбросов – ручная. Отбросы с решеток можно собирать в контейнер с последующим вывозом на свалку, либо устанавливать дробилки для измельчения отбросов. Измельченная масса направляется снова в сточные воды перед решетками или на совместную переработку с осадками очистных сооружений. При малой и средней производительности очистной станции применяют решетки-дробилки.

При расчете решеток определяют их размеры и потери напора, возникающие при прохождении через них сточных вод.

Размеры решёток определяются по расходу сточных вод, по принятой ширине прозоров между стержнями решётки и ширине стержней, а также по средней скорости прохождения воды через решётку.

Скорость движения сточных вод в прозорах решёток при максимальном притоке надлежит принимать: для механизированных решёток – 0,8...1 м/с; для решёток-дробилок – 1,2 м/с.

Расчёт решёток начинается с подбора живого сечения подводящего канала перед камерой решетки. Каналы и лотки должны рассчитываться на максимальный секундный расход $q_{\max,c}$ с коэффициентом 1,4 [3]. Скорость движения сточной жидкости в канале должна быть не менее 0,7 м/с и не более 1,2...1,4 м/с.

Общая ширина решётки определяется по формуле:

$$B_p = S(n - 1) + bn, \text{ м}, \quad (16)$$

где S – толщина стержней. Наиболее употребляемые прутья прямоугольного сечения с закруглёнными краями размером 8×60 мм, т. е. $S = 0,008$, b – ширина прозоров между стержнями 16 мм = 0,016 м; n – число прозоров решётки, определяемое по формуле

$$n = \frac{q_{\max,c}}{bHV_p} k_3, \quad (17)$$

где H – глубина воды в канале перед решёткой при пропуске расчетного расхода (без $k=1,4$), V_p – скорость движения сточных вод; k_3 – коэффициент, учитывающий стеснение сечения потока граблями: при механизированной очистке 1,05, при ручной очистке – 1,1...1,2.

Общая строительная длина решётки определяется по формуле

$$L = l_1 + l_p + l_2, \quad (18)$$

где l_1 – длина уширения перед решёткой, м, определяемая по формуле

$$l_1 = 1,37 (B_p - B_k), \quad (19)$$

где B_p – ширина камеры решётки, м; B_k – ширина подводящего канала, м;

l_p – рабочая длина решётки, принимается конструктивно равная 1,5 м;

l_2 – длина сужения после решётки, м, определяемая как

$$l_2 = 0,5l_1. \quad (20)$$

Общая строительная высота канала в месте установки решёток, H , м:

$$H = h_1 + h_2 + h_p, \quad (21)$$

где h_1 – глубина воды в канале перед решёткой при пропуске расчетного расхода с $k=1,4$, м; h_2 – превышение бортов камеры над уровнем воды, должно быть не менее 0,3 м; h_p – потери напора в решётке, определяемые по формуле

$$h_p = \xi \frac{V_p^2}{2g} k, \text{ м}, \quad (22)$$

где g – ускорение свободного падения; k – коэффициент увеличения потерь напора за счёт засорения, равный 3; ξ – коэффициент сопротивления, зависящий от формы стержней и определяемый по формуле

$$\xi = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \sin \alpha, \quad (23)$$

где β – коэффициент, определяемый формой стержней, равный для прямоугольных 2,42, для прямоугольных с закруглёнными краями 1,83, для круглых 1,72, α – угол наклона решётки к потоку.

Количество отбросов, снимаемых с решётки $W_{отб}$, м³/сут, определяется по формуле:

$$W_{отб} = \frac{a' N_{пр}^{взв}}{365 \cdot 1000}, \quad (24)$$

где $a' = 8$ л/(чел.год) – количество отбросов в расчете на одного жителя, снимаемых с решёток с шириной прозоров 16...20 мм; $N_{пр}^{взв}$ – приведённое число жителей по взвешенным веществам.

Влажность отбросов составляет 80 %, плотность – 750 кг/м³.

В курсовом проекте следует предусмотреть для дробления отбросов установку в здании решёток дробилок молоткового типа Д-3, Д-3а, производительностью 0,3...1,0 т/ч. Работа дробилок периодическая. Дроблёные отходы смываются потоком воды из технического водопровода в канал сточной воды перед решётками или перекачиваются в метантенки. Расход воды, подаваемой к дробилкам, принимается из расчёта 40 м³ на 1 т отбросов.

В проекте необходимо привести схему узла решёток и схематичное изображение дробилки. Основные технические характеристики решёток и дробилок приведены в табл. 17.1, 17.5 [12], в табл. 9.1, 9.2, 9.3 [8], в табл. 4.12 [5], в табл. 17.5 [12].

После определения числа работающих решёток необходимо предусмотреть установку резервных решёток согласно табл. 22 [3].

4.1.3 Песколовки

Песколовки предусматривают на станциях с производительностью более 100 м³/сут, как правило, их размещают после решёток. Выбор типа песколовки зависит от конкретных местных условий, производительности станции, схемы очистки сточных вод и обработки осадков.

Для станций производительностью до 10000 м³/сут рекомендуется применять тангенциальные и вертикальные песколовки, для станций производительностью свыше 10000 м³/сут – горизонтальные, а свыше 20000 м³/сут – аэрируемые. Наиболее часто применяются горизонтальные песколовки.

Расчёт песколовки сводится к определению их размеров в зависимости от гидравлической крупности песка и принятого типа сооружений и производится по максимальному расходу сточных вод. Число песколовки или отделений принимается не менее двух, причём все рабочие. При механизированном сгребании осадка предусматривается резервная песколовка.

В зависимости от принятой скорости движения сточных вод площадь живого сечения песколовки (или её отделения) определяется по формуле

$$w = \frac{q_{\max.c}}{V_s n}, \quad (25)$$

где $q_{\max.c}$ – максимальный расход сточных вод, м³/с; V_s – скорость движения сточных вод, м/с (принимается по табл.28 [3]); n – число песколовки (отделений), должно быть не менее двух.

Длина рабочей части песколовки с прямолинейным течением воды определяется по формуле, м:

$$L_s = k_s \frac{1000 H_s V_s}{u_0}, \quad (26)$$

где k_s – коэффициент турбулентности, принимаемый в зависимости от типа песколовки по табл.27 [3]; H_s – расчётная глубина песколовки, м, принимаемая для аэрируемых песколовки равной половине общей глубины; V_s – скорость движения воды в песколовке, м/с; u_0 – гидравлическая крупность песка, мм/с, принимаемая в зависимости от требуемого диаметра задерживаемых частиц песка. Все значения принимаются по табл.28 [3].

Ширину песколовки назначают в соответствии с рекомендациями [5] (табл. 4.14 стр. 226) для данного типа песколовки.

Полученные размеры песколовки проверяются:

– на скорость движения воды при максимальном и минимальном расходах, м/с:

$$V_i = \frac{Q_i}{bH_i n}, \quad (27)$$

где Q_i – расход сточных вод, м³/с; H_i – расчётная глубина протока воды, м; b – ширина песколовки, м; n – число отделений песколовки;

– на продолжительность протекания сточных вод при максимальном притоке, с:

$$t = \frac{L_s}{V_s}, \quad (28)$$

где L_s – длина проточной части, а V_s – скорость движения воды в песколовке.

Время протекания сточных вод для горизонтальных песколовок должно быть не менее 30 с.

Общий объём пескового приямка песколовки должен быть не более двухсуточного объёма песка, определяемого по формуле, м³:

$$W_{oc} = \frac{pN_{пр}t}{1000}, \quad (29)$$

где p – удельный объём задерживаемого песка, принимаемый для бытовых сточных вод равным 0,02 л/(чел. · сут) при влажности песка 60% и плотности 1,5 т/м³; t – период между двумя чистками песколовок, принимаемое не более 2-х суток; $N_{пр.}^{63\%}$ – приведённое число жителей по взвешенным веществам.

Глубина слоя осадка в песколовке зависит от объёма выпадающего осадка:

$$h = \frac{W_{oc}}{L b n}. \quad (30)$$

Общая глубина песколовки определяется по формуле, м:

$$H = h_6 + H_p + h, \quad (31)$$

где h_6 – высота бортов над уровнем воды в песколовке, принимается 0,2...0,4 м.

Глубина пескового приямка определяется с учётом угла наклона стенок к горизонту не менее 60°.

Горизонтальные песколовки с круговым движением воды рассчитываются также как и песколовки с прямолинейным движением. По вычисленной длине проточной части определяют:

– средний диаметр (D_{cp}) песколовки, м:

$$D_{cp} = \frac{L_s}{\pi}, \quad (32)$$

– расчётный диаметр, м:

$$D = D_{cp} + b, \quad (33)$$

где b – ширина кольцевого желоба песколовки, определяемая по формуле

$$b = \frac{F}{nL_s}, \quad (34)$$

где F – площадь зеркала проточной части, вычисляемой по формуле

$$F = \frac{Q}{u_0}, \quad (35)$$

где Q – максимальный расход сточных вод.

Основные данные по типовым песколовкам с круговым движением воды приведены в табл. 4.15 [5].

Аэрируемые песколовки конструктивно отличаются от песколовки горизонтального типа, а расчет их производится в следующей последовательности:

– определяют сечение одного отделения песколовки по формулам и его размеры – ширину (b) и глубину (H), таким образом, чтобы выполнялось соотношение $b:H = 1 \dots 1,5$;

– определяют глубину осаждения песчинки расчетного диаметра при одном круге вращения по формуле

$$h = \frac{b U_0}{V_1}, \quad (36)$$

где U_0 – гидравлическая крупность песка, соответствующая расчетному диаметру задерживаемых частиц, м/с; V_1 – средняя скорость течения сточных вод, которая при интенсивности аэрации равной $3 \dots 5 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ составляет $0,1 \text{ м/с}$;

– определяют требуемое количество кругов вращения жидкости для достижения 90% эффективности улавливания песка расчетной крупности по формуле

$$n = - \frac{1}{\lg \left(1 - \frac{h}{h_p} \right)}, \quad (37)$$

$$\text{где } \frac{h}{h_p} = \frac{h}{H : 2}; \quad (38)$$

– определяют время одного круга вращения жидкости по формуле, с:

$$t_1 = 1,2 \frac{b}{V_1}; \quad (39)$$

– определяют продолжительность пребывания жидкости в песколовке, с:

$$t = 1,1 n t_1; \quad (40)$$

– определяют длину песколовки по формуле, м:

$$L = K \frac{1000 H_p}{U_0}; \quad (41)$$

– определяют общее количество воздуха, подаваемого в песколовку, $\text{м}^3/\text{ч}$:

$$Q_{\text{воз}} = I \cdot F, \quad (42)$$

где I – интенсивность аэрации, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$; F – площадь поверхности песколовки, м^2 ; – определяют объем выпавшего осадка и размеры приемка для песка по формулам (33...35).

Основные параметры аэрируемых песколовок приведены в табл. 4.16 [5].

Удаление задерживаемого песка из песколовок всех типов допускается предусматривать вручную при его объёме до $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$. При большем объёме удаление песка из песколовок должно быть механизировано. Наиболее надёжным и распространенным способом является удаление с помощью гидроэлеваторов. Подача воды к гидроэлеваторам производится насосами, которые могут быть установлены в здании решеток.

Для сгребания песка в песковой бункер в горизонтальных песколовках предусматривается скребковый механизм с электроприводом. В аэрируемых песколовках для удаления песка используется гидромеханическая система. Расход промывных вод, подаваемых в гидромеханическую систему, определяется по формуле

$$q_h = V_h \cdot l_{sc} \cdot b_{sc}, \quad (43)$$

где V_h – восходящая скорость промывной воды в лотке, принимаемая равной $0,0065 \text{ м/с}$; l_{sc} – длина пескового лотка, равная длине песколовки за вычетом длины пескового приемка, м ; b_{sc} – ширина пескового лотка, равная $0,5 \text{ м}$.

Оптимальный расход промывной воды составляет $0,03 \dots 0,09 \text{ м}^3/\text{с}$.

Основные параметры гидроэлеваторов и гидромеханических систем для удаления песка даны в справочной литературе [12].

Песок удаляется из песколовок с большим объемом воды и поэтому его необходимо обезвоживать. Для этого устраивают бункеры, песковые площадки или накопители песка (см. п. 3.11).

4.1.4 Первичные отстойники

Тип отстойника подбирают в соответствии с расчётной производительностью по таблице 3. Расчёт начинается с определения требуемого эффекта осветления из учёта содержания взвешенных веществ на выходе отстойника порядка $100 \dots 150 \text{ мг/л}$.

Расчёт первичных отстойников производится по кинетике выпадения взвешенных веществ с учётом необходимого осветления на максимальный часовой расход сточных вод. При установке отстойников перед биофильтрами или аэротенками на полную биологическую очистку, вынос взвешенных веществ из них не должен превышать 150 мг/л .

Число отстойников принимается не менее двух, все рабочие. При минимальном числе отстойников расчётный объём увеличивают в 1,2...1,3 раза [3]. В зависимости от производительности станции выбирается тип отстойника.

Радиальные отстойники применяются в качестве первичных, вторичных и илоуплотнителей для станций производительностью свыше 20000 м³/сут. Эффект задержания взвешенных веществ в них составляет до 60%. Унифицированные типоразмеры радиальных отстойников приведены в табл.4.20 [5].

Расчётное значение гидравлической крупности задерживаемых в отстойнике частиц определяется по формуле

$$U_0 = \frac{1000 \cdot H_{\text{set}} \cdot K_{\text{set}}}{t_{\text{set}} \cdot \left(\frac{H_{\text{set}} \cdot K_{\text{set}}}{h_1} \right)^{n_2}}, \quad (44)$$

где H_{set} – глубина проточной части в отстойнике, определяемая по табл.31 [2] для выбранного типа отстойника; K_{set} – коэффициент использования проточной части отстойника, определяемый по табл.31 [2]; t_{set} – продолжительность отстаивания, соответствующая заданному эффекту очистки, принимается по табл.30 [2]; n_2 – показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения, для городских сточных вод принимается по черт.2 [2].

Диаметр радиального отстойника определяется по формуле

$$D_{\text{set}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{max}}}{3,6 \cdot p \cdot K_{\text{set}} \cdot n \cdot (U_0 - v_{\text{tb}})}}, \quad (45)$$

где q_{max} – максимальный секундный расход с учетом коэффициента неравномерности; n – число рабочих отстойников; v_{tb} – турбулентная составляющая, соответствующая скорости потока в отстойнике, принимается по табл.32 [2].

В соответствии с полученным значением диаметра отстойника подбирается типовая конструкция радиального отстойника.

Рабочий объем отстойника определяется по формуле

$$V_{\text{set}} = \frac{p \cdot D_{\text{set}}^2 \cdot H_{\text{set}}}{4} - f \cdot H_{\text{set}}, \quad (46)$$

где f – площадь центральной зоны (вокруг центральной подводящей трубы).

Теоретическое время осветления воды в отстойнике определяется по формуле

$$t_{\text{осв}} = \frac{n \cdot V_{\text{set}}}{q_{\text{max}}}. \quad (47)$$

Производительность одного отстойника определяется исходя из требуемого эффекта осветления и геометрических размеров отстойника по формуле

$$q_{\text{set}} = 2,8 K_{\text{set}} (D_{\text{set}} - d_{\text{en}}) (U_0 - v_{\text{tb}}), \quad (48)$$

где d_{en} – диаметр впускного устройства, определяемый по формуле

$$d_{en} = \sqrt{\frac{f}{n}}. \quad (49)$$

Количество осадка, выделяемое при отстаивании в первичном отстойнике, определяется исходя из концентрации взвешенных веществ в поступающей (C_{en}) и осветленной (C_{ex}) воде:

$$Q_{mud} = \frac{q_w \cdot (C_{en} - C_{ex})}{(100 - P_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4}, \quad (50)$$

где P_{mud} – влажность осадка, %; q_w – среднечасовой расход сточных вод, поступающий на один отстойник, м³/час; γ_{mud} – плотность осадка, т/м³.

Перемещение выпавшего при осветлении воды осадка осуществляется при помощи скребкового механизма (илоскребов) от периферии к центру, где расположен приямок. Техническая характеристика илоскребов дана в табл.17.3 [12]. Удаление осадка из приямка отстойника производится самотеком под гидростатическим давлением или насосами, гидроэлеваторами и т.п., размещенными в насосной станции между отстойниками. При удалении осадка под гидростатическим давлением вместимость приямка первичных отстойников принимается равной объёму осадка, выделенного за период не более 2 суток [3], т.е. составляет $Q_{mud} \cdot 48$. Высота зоны накопления осадка в отстойнике (H_2) равна 0,3 м [3].

Для удержания всплывающих загрязнений перед водосбором предусматриваются полупогружные перегородки, т.е. кольцо с диаметром меньшим, чем диаметр водосборного желоба на 60 см. Глубина погружения перегородки под уровень воды (H_3) должна быть не менее 0,3 м [2].

Высота борта отстойника над поверхностью воды принимается равной 0,3 м [3].

Общая высота радиального отстойника определяется по формуле

$$H = H_{set} + H_2 + H_3 + iR_{set} + h, \quad (51)$$

где i – уклон дна отстойника, принимается не менее 50⁰ (табл. 31. [3]);

h – глубина приямка для сбора осадка, м.

Разновидностью радиальных отстойников являются отстойники с периферийной подачей сточной воды, основные параметры которых приведены в табл.4.21 [5].

Горизонтальные отстойники обычно применяются на станциях средней и большой производительности (15000 м³/сут и более). Эффект очистки в них в среднем составляет 50...60%.

Длина отстойника определяется по формуле

$$L_{set} = \frac{x_w \cdot H_{set}}{K_{set} \cdot U_0}, \quad (52)$$

где v_w – средняя скорость в проточной части отстойника, определяется по табл.31 [2], мм/с; H_{set} – глубина проточной части, принимается по табл.31 [3]; K_{set} – ко-

эффицент объёмного использования отстойника, принимается по табл.31 [2];

U_0 – гидравлическая крупность частиц, определяется по формуле (48), мм/с.

Ширина горизонтального отстойника (отделения) принимается типовой равной 4 м, 6 м, или 9 м. Число отстойников (отделений) определяется из соотношения:

$$n \cdot B_{\text{set}} = \frac{Q}{X_w \cdot H_{\text{set}}} . \quad (53)$$

Количество осадка, выпадающего в отстойнике определяется по формуле (54).

Общая строительная высота горизонтального отстойника определяется по формуле (55).

Производительность одного отстойника определяется по формуле

$$q_{\text{set}} = 3,6K_{\text{set}}L_{\text{set}}B_{\text{set}}(U_0 - v_{\text{tb}}) . \quad (54)$$

Основные параметры горизонтальных отстойников приведены в табл.4.18 [5].

Вертикальные отстойники применяются в основном для очистки бытовых сточных вод на станциях производительностью до 20000 м³/сут при низком горизонте грунтовых вод. Эффект осветления воды в вертикальных отстойниках составляет 60–70%.

Высота проточной части отстойника определяется по формуле

$$H_{\text{set}} = v_w \cdot t \cdot 3,6n , \quad (55)$$

где v_w – вертикальная скорость движения воды, для бытовых сточных вод

$v_w = 0,7$ мм/с; t – продолжительность отстаивания, принимается в пределах 0,75...1,5 ч.

Радиус вертикального отстойника определяется по формуле

$$R = \sqrt{\frac{Q}{3,6 \cdot p \cdot K_{\text{set}} \cdot U_0 \cdot n}} . \quad (56)$$

Общий объём проточной части вертикальных отстойников составляет

$$V_{\text{set}} = Qt . \quad (57)$$

Общая рабочая площадь отстойников определяется по формуле

$$F = \frac{V_{\text{set}}}{H_{\text{set}}} . \quad (58)$$

Площадь центральных труб отстойников определяется по формуле

$$f = \frac{Q}{V_{\text{тр}}} , \quad (59)$$

где $V_{\text{тр}}$ – скорость движения воды в центральной трубе, принимается не более 0,03 м/с.

Количество выпавшего осадка в вертикальном отстойнике определяется по формуле (54). Осадочная часть вертикального отстойника выполняется конической

с углом наклона стенок днища 50° . Высота осадочной части зависит от ее объёма и диаметра отстойника. Объём осадочной части рассчитывается на двухсуточное количество выпадающего осадка. Общая строительная высота вертикального отстойника определяется по формуле (51).

Основные параметры вертикальных отстойников приведены в табл. 4.19 [1].

В пояснительной записке необходимо привести эскизное изображение принятой конструкции отстойника и его основные конструктивные параметры: рабочую глубину, эффект осветления, строительную высоту, строительную ширину или диаметр, рабочий объём, объём осадочной части, пропускную способность, характеристики механических устройств (илоскрёбов, насосов и пр.). Технические характеристики илоскрёбов и илососов приведены в табл.17.3 [12].

4.1.5 Преаэраторы и биокоагуляторы

Преаэраторы и биокоагуляторы применяются для увеличения эффекта осветления сточных вод при первичном отстаивании, в частности, при наличии в поступающей воде взвешенных веществ более 300 мг/л. Эти сооружения не являются обязательными и применяются в том случае, если расчёт показывает, что первичного отстойника недостаточно для достижения необходимого эффекта очистки. Преаэраторы следует применять на станциях очистки сточных вод с аэротенками, при этом они устанавливаются перед первичными отстойниками и могут конструктивно с ними объединяться. Применение этих сооружений при большом количестве взвешенных веществ позволяет снизить строительный объём сооружений. Конструктивно они представляют собой прямоугольные резервуары высотой, H_{set} , равной глубине проточной части отстойников и шириной, B , равной $1 \dots 1,5 \cdot H_{\text{set}}$ [1]. Биокоагуляторы применяются на очистных станциях, технологическая схема которых может включать в себя как аэротенки, так и биофильтры. При применении вертикальных отстойников камера биокоагуляции и отстойник совмещаются (см. рис.4.44 [5]). Расчёт преаэраторов и биокоагуляторов выполняется с учётом требований (п. 6.116) [2] на максимальный приток воды.

4.2 Сооружения биологической очистки сточных вод

4.2.1 Биофильтры

Биофильтры применяются для полной и неполной биологической очистки. Капельные биофильтры применяются на станциях производительностью не более $1000 \text{ м}^3/\text{сут}$, а высоконагружаемые – до $50\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$. Биофильтры проектируются в виде круглых, многогранных или прямоугольных в плане резервуаров со сплошны-

ми стенками и двойным дном: верхнее дно – колосниковая решётка, нижнее – сплошное. Стенки биофильтров должны возвышаться над поверхностью фильтрующего слоя на 0,5 м.

В капельных биофильтрах предусматривается естественная аэрация через окна, располагаемые равномерно по всему периметру стен биофильтра в пределах междудонного пространства. Окна имеют устройства, закрывающие их наглухо. Площадь окон должна составлять 1...5 % площади биофильтра.

Высоконагружаемые биофильтры проектируют с искусственной аэрацией. На отводных трубопроводах аэрофильтров устанавливаются гидравлические затворы глубиной 200 мм.

В конструкции биофильтров предусматриваются устройства для промывки днища, ремонтные лазы и трубопроводы опорожнения на случай прекращения подачи жидкости зимой. Число биофильтров должно быть от 2 до 8, все рабочие.

Расчёт *капельных биофильтров* состоит в определении необходимого объёма грузочного материала для очистки сточной воды и размеров элементов водораспределительных устройств, дренажа, лотков для сбора и отведения воды. Расчёт производят по максимальному расходу воды.

Проектирование производят в соответствии с рекомендациями [3,5,6]. Расчетные параметры капельных биофильтров принимаются по таблице 10.14 [8].

При расчёте *высоконагружаемых биофильтров* используются сведения, изложенные в тех же литературных источниках, что и для капельных биофильтров. Расчетные параметры высоконагружаемых биофильтров принимаются по табл. 10.15 [8]. Типоразмеры высоконагружаемых биофильтров приведены в табл. 10.16 [8]. Порядок расчёта высоконагружаемых фильтров и методика проведения вычислений подробно изложены в учебнике [5].

В проекте необходимо предусмотреть распределительное устройство для равномерного орошения сточными водами всей поверхности биофильтров. Наибольшее распространение получило спринклерное орошение и орошение при помощи подвижных оросителей.

Для спринклерного орошения принимают величину свободного напора у разбрызгивателей около 1,5 м, конечного – не менее 0,5 м, диаметр разбрызгивателей – от 18 до 32 мм. Расчёт сводится к определению расхода воды из разбрызгивателя, необходимого их числа, диаметра разводящей сети, ёмкости и времени работы дозирующего бака. Необходимо привести все расчёты и схему расположения разбрызгивателей. Некоторые сведения для проектирования представлены в [5].

При расчёте реактивных оросителей свободный напор принимается не менее 0.5 м, диаметр отверстий – не менее 10 мм.

После вычислений приводится эскизное изображение оросителя и его характеристики.

4.2.2 Аэротенки

Аэротенки различных типов применяются для биологической очистки городских и производственных сточных вод. По структуре потока все типы аэротенков делятся на *аэротенки-вытеснители*, *аэротенки-смесители*, *аэротенки-отстойники*. Концентрация взвешенных веществ в воде, подаваемой на аэротенки (после первичных отстойников) должна быть не более 150 мг/л. *Аэротенки-отстойники* применяются при пропускной способности станции до 50000 м³/сут; *аэротенки-смесители* различных модификаций применяются при значениях БПК_{полн} очищаемого стока более 500 мг/л, при наличии в стоке медленно окисляемых веществ, а также при колебаниях состава сточных вод; *аэротенки-вытеснители* – при БПК_{полн} очищаемого стока до 150 мг/л и при отсутствии залповых поступлений токсичных веществ. При значениях БПК_{полн}, превышающих 150 мг/л, необходимо предусматривать регенерацию активного ила.

Расчёт аэротенков включает определение емкости и габаритных размеров сооружения, объема требуемого воздуха и избыточного активного ила. Вместимость аэротенка определяется по среднечасовому поступлению воды за период аэрации в часы максимального притока. При проектировании аэротенков определяется период аэрации в зависимости от принципа их работы и наличия регенерации активного ила.

Период аэрации в аэротенках, работающих по принципу смесителей, определяется по формуле

$$t_{\text{atm}} = \frac{L_{\text{en}} - L_{\text{ex}}}{a_i(1-s) \cdot c}, \quad (60)$$

где L_{en} – БПК_{полн} поступающей в аэротенк сточной воды (с учетом снижения БПК при первичном отстаивании), мг/л; L_{ex} – БПК_{полн} очищенной воды, мг/л; a – доза ила в аэротенке рекомендуется равной 3-4 г/л [9]; s – зольность ила, принимается по табл.40 [3]; ρ – удельная скорость окисления, мг БПК_{полн} на 1 г беззольного вещества ила в 1 ч, определяется по формуле

$$c = c_{\text{max}} \frac{L_{\text{ex}} \cdot C_{\text{O}}}{L_{\text{ex}} \cdot C_{\text{O}} + K_1 \cdot C_{\text{O}} + K_{\text{O}} \cdot L_{\text{ex}}} \cdot \frac{1}{1 + \phi \cdot a_i}, \quad (61)$$

где ρ_{max} – максимальная скорость окисления, принимается по табл. 40 [3], мг/(г·ч); C_{O} – концентрация растворенного кислорода, мг/л; K_1 – константа, характеризующая свойства органических загрязняющих веществ, принимается по табл.40 [3], мг БПК_{полн}/л; K_{O} – константа, характеризующая влияние кислорода, прини-

мается по табл.40, мг O₂/л; φ – коэффициент ингибирования продуктами распада активного ила, принимается по табл. 40 [3], л/г.

Период аэрации в аэротенках-вытеснителях рассчитывается по формуле

$$t_{\text{atx}} = \frac{1 + \varphi \cdot a_i}{c_{\text{max}} \cdot C_o \cdot a_i (1-s)} \cdot \left[(C_o + K_o) \cdot (L_{\text{mix}} - L_{\text{ex}}) + K_1 \cdot C_o \cdot \ln \frac{L_{\text{en}}}{L_{\text{ex}}} \right] \cdot K_p, \quad (62)$$

где K_p – коэффициент, учитывающий влияние продольного перемешивания: K_p=1,5 при биологической очистке до L_{ex} = 15 мг/л; K_p =1,25 при L_{ex} > 30 мг/л; L_{mix} – БПК_{полн}, определяемая с учетом разбавления рециркуляционным расходом:

$$L_{\text{mix}} = \frac{L_{\text{en}} + L_{\text{ex}} \cdot R_i}{1 + R_i}, \quad (63)$$

где R_i – степень рециркуляции активного ила, определяется по формуле

$$R_i = \frac{a_i}{\frac{1000}{J_i} - a_i}, \quad (64)$$

где J_i – иловой индекс, принимается в пределах до 175 см³/г.

Продолжительность аэрации во всех случаях должна быть не менее 2 ч.

При концентрации загрязнений в сточных водах по БПК_{полн} более 150 мг/л проектируются аэротенки с регенераторами. Продолжительность пребывания сточных вод в аэротенках с регенерацией активного ила определяется с учетом разбавления циркулирующим расходом.

Продолжительность пребывания сточных вод в аэротенке определяется по формуле, ч,

$$t_{\text{at}} = \frac{2,5}{\sqrt{a_i}} \lg \frac{L_{\text{en}}}{L_{\text{ex}}}. \quad (65)$$

Продолжительность регенерации активного ила в регенераторе, ч,

$$t_r = t_o - t_{\text{at}}, \quad (66)$$

где t_o – продолжительность окисления органических загрязнений, ч, определяемая по формуле

$$t_o = \frac{L_{\text{en}} - L_{\text{ex}}}{R_i \cdot a_r (1-s)c}, \quad (67)$$

где a_r – доза ила в регенераторе, г/л, определяемая по формуле

$$a_r = a_i \cdot \left(\frac{1}{2R_i} + 1 \right), \quad (68)$$

ρ – удельная скорость окисления, определяемая по формуле

$$c = c_{\text{max}} \frac{L_{\text{ex}} \cdot C_o}{L_{\text{ex}} \cdot C_o + K_1 \cdot C_o + K_o \cdot L_{\text{ex}}} \cdot \frac{1}{1 + \varphi \cdot a_r}, \quad (69)$$

где ρ_{max} – максимальная скорость окисления, принимаемая по табл.40 [3], мг/г·ч;

C_o – концентрация растворенного кислорода, мг/л (в первом приближении допускается принимать равной 2 мг/л); K_1 – константа, характеризующая свойства органических веществ, принимается по табл.40 [3]; K_o – константа, характеризующая влияние кислорода, принимается по табл.40 [3]; ϕ – коэффициент ингибирования продуктами распада активного ила, принимается по табл.40 [3].

Продолжительность пребывания воды в системе "аэротенк–регенератор" определяется по формуле

$$t_{at-r} = (1 + R_i)t_{at} + R_i t_r . \quad (70)$$

Вместимость аэротенка, m^3 , определяется в зависимости от расчетного расхода сточных вод, q_w , м³/ч, и времени обработки по формуле

$$W_{at} = t_{at}(1 + R_i)q_w . \quad (71)$$

Вместимость регенератора определяется по формуле

$$W_r = t_r \cdot R_i \cdot q_w . \quad (72)$$

Для аэротенков и регенераторов принимаются: число секций – не менее двух; рабочая глубина – 3...6 м; отношение ширины коридора к рабочей глубине – от 1:1 до 2:1.

Прирост активного ила в аэротенках, мг/л, определяется по формуле

$$P_i = 0,8C_{cdp} + K_g L_{en} , \quad (73)$$

где C_{cdp} – концентрация взвешенных веществ в сточных водах, поступающих в аэротенки, мг/л; K_g – коэффициент прироста активного ила (для городских и близких к ним по составу производственных сточных вод $K_g=0,3$).

Нагрузка на ил, мг БПК_{полн} на 1 г беззольного вещества ила в сутки, определяется по формуле

$$q_i = \frac{24(L_{en} - L_{ex})}{a_i(1-s)t_a} , \quad (74)$$

где s – зольность ила, принимается по табл. 40 [2]; t_a – период аэрации сточных вод.

По табл. 17.7 [12] подбирается типовая конструкция аэротенка с соответствующими геометрическими размерами и определяется фактическое время пребывания сточной воды в аэротенке:

$$t_f = \frac{W_f}{q} , \quad (75)$$

где W_f – фактический объём, определенный на основании геометрических размеров типовой конструкции; q – расчётный расход сточных вод.

Для аэротенков-вытеснителей проверяется обеспеченность режима вытеснения – соотношение длины коридоров к ширине должно быть не менее 30 [3].

Расчёт системы аэрации. В аэротенках допускается применять аэраторы: мелко-, средне-, крупнопузырчатые, механические и пневмомеханические. Число аэраторов и их расположение принимают в соответствии с [3].

Удельный расход воздуха при пневмотической системе аэрации определяется по формуле

$$q_{\text{air}} = \frac{q_0(L_{\text{en}} - L_{\text{ex}})}{K_1 K_2 K_3 K_T (C_a - C_0)}, \quad (76)$$

где q_0 – удельный расход кислорода воздуха, мг на 1 мг снятой БПК_{полн}, принимается при очистке до БПК_{полн}=15...20 мг/л – 1,1, при очистке до БПК_{полн}> 20 мг/л – 0,9;

K_1 – коэффициент, учитывающий тип аэратора и принимаемый для мелкопузырчатой аэрации в зависимости от соотношения площадей аэрируемой зоны и аэротенка $f_{\text{az}}/f_{\text{at}}$ по табл.42 [3], для среднепузырчатой и низконапорной $K_1=0,75$;

K_2 – коэффициент, зависящий от глубины погружения аэраторов и принимаемый по табл.43 [3];

K_T – коэффициент, учитывающий температуру сточных вод, который определяется по формуле

$$K_T = 1 + 0,02(T_w - 20), \quad (77)$$

где T_w – среднемесячная температура воды за летний период, °С (среднемесячную температуру воды за летний период рассчитывают, увеличивая температуру производственных сточных вод на то количество процентов, которое они составляют от общего стока, округляя до целого числа градусов); K_3 – коэффициент качества воды, принимаемый для городских сточных вод 0,85; C_a – растворимость кислорода воздуха, определяемая по формуле

$$C_a = (1 + \frac{h_a}{20,6}) C_T, \quad (78)$$

где C_T – растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры и атмосферного давления, принимается по табл.3.5 [9]; h_a – глубина погружения аэратора, принимается на 0,3 м меньше рабочей глубины аэротенка; C_0 – средняя концентрация кислорода в аэротенке, мг/л, в первом приближении допускается принимать равной 2 мг/л и необходимо уточнять на основе технико-экономических расчетов с учетом времени аэрации и удельной скорости окисления.

При определении площади аэрируемой зоны для пневматических аэраторов в нее включаются просветы между аэраторами до 0,3 м.

Интенсивность аэрации определяется по формуле

$$I_a = \frac{q_{\text{air}} \cdot H_{\text{at}}}{t_a}, \quad (79)$$

где q_{air} – удельный расход воздуха, м³/м³; H_{at} – рабочая глубина аэротенка, м; t_a – продолжительность аэрации, ч.

Если вычисленная интенсивность аэрации выше $I_{a,\text{max}}$ для принятого значения K_1 , необходимо увеличить площадь аэрируемой зоны, если она менее $I_{a,\text{min}}$ для

принятого значения K_2 следует увеличить расход воздуха, приняв $I_{a.min}$ по табл.43 [3].

При подборе механических, пневмомеханических и струйных аэраторов исходят из их производительности по кислороду, определенной при температуре 20°C и отсутствии растворенного в воде кислорода, скорости потребления и массообменных свойств потока жидкости, характеризующихся коэффициентами K_T и K_3 и дефицитом кислорода $\frac{C_a - C_o}{C_a}$. Число аэраторов для аэротенков определяется по формуле

$$N_{ma} = \frac{q_o(L_{en} - L_{ex})W_{at}}{1000K_t K_3 \left(\frac{C_a - C_o}{C_a}\right) t_{at} \cdot Q_{ma}}, \quad (80)$$

где W_{at} – вместимость сооружений, м^3 ; Q_{ma} – производительность аэратора по кислороду, кг/ч , принимается по паспортным данным аэраторов; t_{at} – продолжительность пребывания жидкости в сооружении, ч.

Число аэраторов в регенераторах и на первой половине длины аэротенков-вытеснителей следует принимать вдвое больше, чем на остальной длине аэротенков. Следовательно, интенсивность аэрации на первой половине аэротенка и регенератора принимается равной

$$I_{a1} = 1,33 \cdot I_a, \quad (81)$$

а на второй половине:

$$I_{a2} = 0,67 \cdot I_a. \quad (82)$$

Аэраторы из фильтросных труб принимаются по табл. 3.23 [9].

Общий расход воздуха на все секции аэротенков определяется по формуле

$$Q_{air1} = q_{air} \cdot q_w, \quad (83)$$

на каждый аэротенк расход воздуха составляет

$$Q_{air1} = Q_{air} / n, \quad (84)$$

где n – количество секций аэротенков, которых должно быть не менее двух [3].

Число рядов фильтросных труб на первой половине аэротенка и регенератора определяется по формуле

$$n_{\phi 1} = \frac{I_{a1} \cdot B}{q'_{air} \cdot f'}, \quad (85)$$

где B – ширина коридора аэротенка-вытеснителя, м ; f' – площадь одного ряда аэратора; q'_{air} – удельная производительность выбранного аэратора, определяется по паспортным данным.

Число рядов фильтросных труб на остальной части аэротенка и регенератора определяется из соотношения

$$n_{\phi 2} = \frac{n_{\phi 1}}{2}. \quad (86)$$

Расчёт элементов воздухоудовного хозяйства. При расчёте воздухоудовного хозяйства определяют: общий расход подаваемого воздуха, исходный напор, который должна создавать воздухоудовная установка, диаметры воздухоудовов. Тип и количество воздухоудовных установок подбирают по требуемым подаче и напору. Скорость движения воздуха в общем и распределительных воздухоудовах принимается равной 10...15 м/с, а в стояках – 4...10 м/с.

Требуемый общий напор, м, определяется по формуле

$$H_{\text{общ}} = h_{\text{тр}} + h_{\text{м}} + h_{\text{ф}} + H_{\text{ат}}, \quad (87)$$

где $H_{\text{ат}}$ – рабочая глубина воды в аэротенке (от поверхности фильтросов), м; $h_{\text{ф}}$ – потери напора в аэраторах, принимаемые для мелкопузырчатых аэраторов – не более 0,7 м вод.ст, для среднепузырчатых – 0,15 м вод.ст., при низконапорной аэрации – 0,015...0,05 м вод.ст.; $h_{\text{тр}}$ – потери напора по длине воздухоудовов от воздухоудовки до наиболее удалённого стояка, м, определяются по формуле

$$h_{\text{тр}} = i \cdot l_{\text{тр}} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_p, \quad (88)$$

где i – потери напора на единицу длины воздухоудова при $T=20^\circ\text{C}$ и $P_{\text{air}} = 0,1$ Мпа; $l_{\text{тр}}$ – длина воздухоудова, м; α_t , α_p – поправочные коэффициенты, вводимые при изменении температуры и давления воздуха в воздухоудовах; $h_{\text{м}}$ – потери напора на местные сопротивления, м, определяемые по формуле

$$h_{\text{м}} = \frac{\xi v^2 \rho \cdot \zeta_{\text{т}} \cdot \zeta_{\text{в}}}{2g}, \quad (89)$$

где ξ – суммарный коэффициент местных сопротивлений, принимается по табл.3.18 [9]; v – скорость движения воздуха, м/с; ρ – плотность воздуха при расчетной температуре, определяемая по формуле

$$\rho = \frac{1,293 P_{\text{air}} \cdot 273}{0,1(273 + T_{\text{air}})}. \quad (90)$$

Расчет потерь напора воздуха по длине и на местные сопротивления производится на основании расчетной схемы воздухоудовов и выполняется в табличной форме.

Полное давление воздуха, которое должна обеспечить воздухоудовная станция определяется по формуле

$$P_{\text{air}} = 0,1 + 0,01 H_{\text{ат}}. \quad (91)$$

Мощность компрессора, кВт рассчитывается как

$$N = \frac{zq0,278}{1000\eta}, \quad (92)$$

где q – расход воздуха, $\text{м}^3/\text{час}$, η – к.п.д. компрессора, равный 0,75, z – работа, кДж, затрачиваемая на сжатия 1 м^3 воздуха от начального давления p_0 до конечного p , вычисляемая по формуле: $z = 13,1(p^{0,29} - 26,3)$.

Согласно [3], на воздуходувной станции производительностью более $5000 \text{ м}^3/\text{ч}$ устанавливается не менее двух воздуходувных рабочих агрегатов. Исходя их требуемых подачи и давления воздуха по справочнику [12] выбирают марку рабочих агрегатов.

4.2.3. Вторичные отстойники

Вторичные отстойники используют для отделения активного ила, поступающего вместе со сточной водой из аэротенков. По конструкции они аналогичны первичным отстойникам.

Вторичные отстойники после аэротенков рассчитывают по гидравлической нагрузке, определяемой для биофильтров по формуле

$$q_{\text{ssb}} = 3,6K_{\text{set}} \cdot U_o, \quad (93)$$

где U_o – гидравлическая крупность биопленки, при полной биологической очистке $U_o = 1,4 \text{ мм/с}$; K_{set} – коэффициент использования проточной части отстойника; для аэротенков по формуле

$$q_{\text{ssb}} = \frac{4,5K_{\text{ss}}H_{\text{set}}^{0,8}}{(0,1I_i a_i)^{0,5} - 0,01a_t}, \quad (94)$$

где K_{ss} – коэффициент использования зоны отстойника, принимаемый для радиальных отстойников – 0,4; вертикальных – 0,35; горизонтальных – 0,45; a_i – средняя доза ила в системе "аэротенк-регенератор"; a_t – концентрация ила в осветленной воде, принимается не менее 10 мг/л ; H_{set} – рабочая глубина отстойника, принимается по табл.31 [3] в зависимости от его типа.

Конструктивные параметры отстойника принимают согласно пп. 6.61...6.63 [3]. Количество вторичных отстойников должно быть не менее трех и все рабочие.

Площадь одной секции отстойника определяется по формуле

$$F_{\text{set}} = \frac{q_w}{n \cdot q_{\text{ssa}}}, \quad (95)$$

где q_w – расчетный расход сточных вод, $\text{м}^3/\text{ч}$; n – количество вторичных отстойников.

Количество избыточного активного ила в отстойниках, $\text{м}^3/\text{сут}$, рассчитывается по формуле:

$$W_{\text{изб}} = \frac{(P_i - C_{\text{cdp}})Q \cdot 100}{\gamma \cdot 10^6 (100 - p_i)}, \quad (96)$$

где Q – суточный приток сточных вод на станцию, P_i – прирост активного ила в аэротенках или биофильтрах, C_{cdp} – вынос взвешенных веществ из вторичных от-

стойников (табл. 4.57 [5]), расчётный расход сточных вод, м³/сут, γ – плотность активного ила, равная 1,001 т/м³, p_i – влажность активного ила, принимаемая равной 99,3 %.

Удаление осадка из вторичных отстойников целесообразнее осуществлять с помощью илососов. Технические характеристики илососов см. в табл.17.4 [12]. В случае применения илоскребов их параметры принимаются по табл.17.3 [12].

4.3 Расчет сооружений для обработки осадка

4.3.1. Илоуплотнители

Илоуплотнители применяют для уменьшения объёма осадков, повышения производительности последующих сооружений для обработки осадка. Влажность осадков после уплотнения должна обеспечивать их свободное транспортирование по трубам. На уплотнение поступают осадки из первичных отстойников, избыточный активный ил, смесь осадка и активного ила, пена после флотационной очистки, осадки и илы после стабилизации. Тип илоуплотнителя выбирают в соответствии с рекомендациями [6,8]. Расчёт илоуплотнителей ведут на максимальный часовой приток избыточного ила $q_{i \max}$, м³/час по формуле:

$$q_{i \max} = \frac{(1,3P_i - C_{\text{cdp}})Q}{24C_i}, \quad (97)$$

где P_i , C_{cdp} , Q – аналогично формуле расчёта количества избыточного ила, C_i – концентрация активного ила, равная 4 г/л для вторичных отстойников (табл. 58 [3]).

Полезная площадь илоуплотнителя, м², определяется как $F_{\text{пол}} = q_{i \max} / q_0$, где q_0 – расчётная нагрузка на площадь зеркала уплотнителя, принимаемая равной 0,4 м³/(м²·час) для избыточного активного ила из вторичных отстойников с концентрацией 4 г/л.

Для круглого илоуплотнителя, что проще всего, определяют диаметр по формуле

$$D = \sqrt{4F_{\text{пол}} / (\pi n)}, \quad (98)$$

где n – число илоуплотнителей.

Для квадратных илоуплотнителей расчёт аналогичный; сторона квадрата будет равна 0,886D.

Высота рабочей зоны илоуплотнителей H , м, составит

$$H = q_0 t, \quad (99)$$

где t – продолжительность уплотнения ила, для концентрации 4 г/л равная 9 час.

Общая высота $H_{\text{общ}}$ определяется

$$H_{\text{общ}} = H + h + h_6, \quad (100)$$

где h – высота зоны залегания ила при илоскрёбе, равная 0,3 м, h_6 – высота бортов над уровнем воды, равная 0,1 м.

Объём уплотнённого активного ила определяется по формуле:

$$W_{i\text{упл}} = W_{i\text{изб}}(100 - p_i) / (100 - p'_i), \quad (101)$$

где $W_{i\text{изб}}$ – объём избыточного активного ила (см выше), p_i – влажность поступающего на уплотнение активного ила, равная 99,3 %, p'_i – влажность уплотнённого активного ила, принимаемая по табл. 58 [3] в зависимости от типа уплотнителя.

Максимальное часовое количество жидкости, $\text{м}^3/\text{час}$ отделяемой в процессе уплотнения ила находят по формуле

$$q'_{i\text{max}} = q_{i\text{max}} \frac{(p_i - p'_i)}{(100 - p'_i)}. \quad (102)$$

где $q_{i\text{max}}$ – максимальный часовой приток избыточного ила.

Выпуск из илоуплотнителей производится непрерывно под гидростатическим давлением 0,5...1 м через водослив с порогом переменной высоты. Илоуплотнители в высотном отношении располагают так, чтобы вода из них могла быть подана в аэротенки самотёком. В проекте приводят рассчитанные величины и эскизное изображение илоуплотнителя с указанием его размеров.

4.3.2. Метантенки

В этих сооружениях происходит процесс обезвреживания осадков сточных вод, осуществляемый микроорганизмами, способными окислять органические вещества осадков. Расчёт метантенков заключается в вычислении количества образующихся на станциях осадков, выборе режима сбраживания, определении требуемого объёма сооружений и степени распада беззольного вещества осадков.

Количество сухого вещества осадка, образующегося на станции, $\text{т}/\text{сут}$, определяют по формуле

$$O_{\text{сух}} = C_{\text{взв}} \cdot \text{Э} \cdot k \cdot Q \cdot 10^{-6}, \quad (103)$$

где $C_{\text{взв}}$ – концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающей в первичные отстойники, Э – эффект очистки в первичных отстойниках, k – коэффициент увеличения объёма осадка за счёт крупных фракций, не улавливаемых при отборе проб для анализа, равный 1,2, Q – суточный приток сточных вод на станцию, $\text{м}^3/\text{сут}$. Количество сухого активного ила определяется как

$$I_{\text{сух}} = [0,8C_{\text{взв}}(1 - \text{Э}) + aL_{\text{ен}} - b]Q \cdot 10^{-6}, \quad (104)$$

где a – коэффициент прироста активного ила, равный 0,3, $L_{ен}$ – БПК_{полн} сточной воды, после первичных отстойников (поступающей в аэротенк).

Количество беззольного вещества осадка т/сут, вычисляют по формуле

$$O_{без} = \frac{O_{сух} (100 - B_{г}) (100 - Z_{ос})}{10000}, \quad (105)$$

где $B_{г}$ – гигроскопическая влажность сырого осадка, ориентировочно равная 5 %, $Z_{ос}$ – зольность осадка, равная 30 %.

Количество беззольного активного ила вычисляют по аналогичной формуле

$$I_{без} = \frac{I_{сух} (100 - B'_{г}) (100 - Z_{ил})}{10000}, \quad (106)$$

где $B'_{г}$ ориентировочно также составляет 5 %, а $Z_{ил}$ – 25 %.

Расход сырого осадка и избыточного ила, м³/сут определяют соответственно:

$$V_{ос} = \frac{100 O_{сух}}{(100 - W_{ос}) \rho_{ос}}, \quad (107)$$

$$V_{ил} = \frac{100 I_{сух}}{(100 - W_{ил}) \rho_{ил}}, \quad (108)$$

где $W_{ос} = 95$ % и $W_{ил} = 97,3$ % – влажности сырого осадка и избыточного ила, $\rho_{ос}$ и $\rho_{ил}$ – плотности осадка и ила, равные 1 т/м³.

Общий расход осадков:

по сухому веществу

$$M_{сух} = O_{сух} + I_{сух}, \quad (109)$$

по беззольному

$$M_{без} = O_{без} + I_{без}, \quad (110)$$

по объёму смеси фактической влажности

$$M_{общ} = V_{ос} + V_{ил}. \quad (111)$$

Средние величины влажности и зольности смеси находят по формулам

$$B_{см} = \frac{1 - M_{сух}}{M_{общ}} 100 \%, \quad (112)$$

$$Z_{см} = \left[1 - \frac{M_{без}}{O_{сух} (100 - B_{г}) / 100 + I_{сух} (100 - B'_{г}) / 100} \right] 100 \%. \quad (113)$$

Выбор режима сбрасывания осуществляют по рекомендациям учебника. Далее определяют требуемый объём метантенка

$$V_{mt} = M_{общ} \cdot 100 / D_{mt}, \quad (114)$$

где D_{mt} – доза загрузки, определяемая по таблице 59 [3]. Вычисляют предел распада

$$c_{ам} = (a_o O_{без} + a_{и} I_{без}) / M_{без}, \quad (115)$$

где a_o и $a_{и}$ – пределы распада соответственно осадка и ила, равные 53 % и 44 %.

Выход газа, m^3 на 1 кг загруженного беззольного вещества при плотности газа $1 \text{ кг}/m^3$ определяют по формуле

$$y' = (a_{см} - n D_{mt}) / 100, \quad (116)$$

где n – коэффициент влажности смеси осадка и ила, принимаемый по табл. 61 [3].

Суммарный выход газа, $m^3/\text{сут}$ определяют по формуле

$$\Gamma = y' M_{без} 1000. \quad (117)$$

Для выравнивания давления газа подбирают газгольдер.

Далее определяют качество сброженной смеси, то есть её влажность и зольность. В процессе сбраживания происходит распад беззольных веществ, приводящий к уменьшению массы сухого вещества и увеличению влажности осадка, причём суммарный объём смеси после сбраживания практически не меняется.

Масса беззольного вещества, $t/\text{сут}$ подсчитывается как

$$M'_{без} = M_{без} (100 - y' 100) / 100. \quad (118)$$

Разность $M_{сух} - M_{без}$ представляет собой зольную часть, не изменившуюся в процессе сбраживания. Масса сухого вещества, $t/\text{сут}$ в сброженной смеси определится как

$$M'_{сух} = (M_{сух} - M_{без}) + M'_{без}. \quad (119)$$

Влажность сброженной смеси, % определяется как

$$B'_{см} = 100 - \frac{M'_{сух}}{M_{общ}} 100. \quad (120)$$

Зольность сброженной смеси будет равна

$$Z'_{см} = 100 - \frac{M'_{без} \cdot 10000}{M'_{сух} (100 - B''_r)}, \quad (121)$$

где B''_r – гигроскопичность сброженной смеси, равная 6 %.

Исходя из требуемого объёма по табл. 4.34 [5] или табл. 12.7 [8] выбирают размеры метантенков (диаметр, высоту верхнего конуса, цилиндрической части и нижнего конуса, строительный объём здания обслуживания и киоска газовой сети).

Для газгольдеров также выбирают типоразмеры (по табл. 12.8 [8]), в которых должны быть отражены: объём газгольдера, внутренний диаметр резервуара и колокола, высота газгольдера, резервуара и колокола.

4.3.3 Иловые площадки

Выполняются на естественном или искусственном основании, с поверхностным отводом и площадки-уплотнители. Площадки на естественном основании применяются на хорошо фильтрующих грунтах (песок, супесь) и при глубоком залегании грунтовых вод (п. 6.390. в [3]). При плотных и нефилтрующих грунтах, а также при небольшой глубине (<1,5 м) залегания грунтовых вод сооружают площадки на искусственном основании. В этом случае для отвода иловой воды предусматривают устройство дренажа.

Полезную площадь иловых площадок, м²/год определяют по формуле

$$F = \frac{M_{\text{общ}} 365}{k n}, \quad (122)$$

где $M_{\text{общ}}$ – суточный объём сброшенных осадков (см. расчёт метантенков $M_{\text{общ}} = V_{\text{ос}} + V_{\text{ил}}$); k – годовая нагрузка на иловые площадки (табл. 64 [3]); n – климатический коэффициент [3]. При проектировании учитывают зимнее намораживание. Высота слоя намораживания, м, находится по формуле

$$h_{\text{нам}} = \frac{M_{\text{общ}} T k_1}{0,8 F_{\text{пол}}}, \quad (123)$$

где T – продолжительность периода намораживания принимается равной числу дней со среднесуточной температурой воздуха ниже -10°C – (см. черт 3 [3]); k_1 – коэффициент уменьшения объёма осадка вследствие зимней фильтрации и испарения.

Полная площадь иловых площадок увеличивается на 20...40 % для устройства разделительных валиков и дорог. При выпуске за один раз заполняется вся карта, при этом высота слоя составляет $h_{\text{ос}} = 0,3...0,5$ м. Полная высота вала равна

$$H = h_p + h_d, \quad (124)$$

где h_d – превышение высотой оградительных валиков слоя намораживания, равное 0,3 м, h_p – рабочая высота, определяемая как

$$h_p = h_{\text{ос}} + h_{\text{нам}}. \quad (125)$$

Площадь одной карты определяется выражением

$$F_k = M_{\text{общ}} / h_{\text{ос}}, \quad (126)$$

а общее количество карт

$$n = F_{\text{пол}} / F_k. \quad (127)$$

В проекте необходимо определить каким образом карты будут размещены и как сгруппированы. Приводится схема расположения иловых площадок.

Количество дренажной воды, отводимой с площадок, принимается равным

0,41 л/(га·с) для иловых площадок с дренажным устройством и 35...50 % объёма обезвоживаемого осадка для площадок с поверхностным отводом воды. Иловая вода с площадок перекачивается в лоток перед первичными отстойниками. Дополнительные загрязнения от дренажной воды составляют по взвешенным веществам – 1000...2000 мг/л, по БПК_{полн} – 1000...1500 мг/л. Объём подсушенного осадка за год вычисляется по следующей формуле

$$W_{\text{ос.и.п.}} = M_{\text{общ}} 365 \frac{100 - V'_{\text{см}}}{100 - V_{\text{ос.п.}}}, \quad (128)$$

где $V'_{\text{см}}$ – влажность сброженной смеси, $V_{\text{ос.п.}}$ – влажность подсушенного осадка, принимаемая равной 75 %

Механические методы обезвоживания осадка можно применить в соответствии с рекомендациями [3,5].

Расчёты сооружений механического обезвоживания подробно описаны в [9].

4.3.4 Песковые площадки

Песок из песколовок транспортируется с большим объёмом воды. Обезвоживание предусматривают на песковых площадках или в пусковых бункерах.

Площадки ограждаются валиком грунта высотой 1,5 м. Размер песковых площадок принимают из условия нагрузки на них до 3 м³/(м²·год) с периодической выгрузкой подсушенного песка. Высота слоя песка составляет 3 м. Проектирование осуществляют в соответствии с рекомендациями (п. 6.33.) [3].

Полезная площадь песковых площадок составляет:

$$F_{\text{песк.пл.}} = \frac{pN_{\text{пр}}^{\text{взв}} 365}{1000h}, \quad (129)$$

где $p = 0,02$ л/(чел·сут) – количество песка, задерживаемого в песколовках при влажности песка 60 % и плотности 1,5 т/м³. $N_{\text{пр}}^{\text{взв}}$ – приведённое число жителей по взвешенным веществам, h – нагрузка на песковые площадки.

Исходя из этого определяют количество карт, число которых должно быть не менее двух.

При проектировании бункеров руководствуются п. 6.34 [3]. Расчёт бункеров производят, исходя из количества и плотности песка. Схема устройства бункеров для песка приведены в [5].

Удаление воды с песковых площадок происходит через водосливы с переменной отметкой порога. Вода направляется в начало очистных сооружений. Объём дренажных вод рассчитывают, исходя из плотности, влажности и количества задерживаемого песка.

4.4 Сооружение по обеззараживанию сточных вод

Обеззараживание применяется для уничтожения патогенных микробов и исключения их попадания в водоёмы. Расчётная доза активного хлора принимается:

- после механической очистки – 10 г/м^3 отстоенных вод;
- после полной биологической очистки – 3 г/м^3 ;
- после неполной биологической очистки – 5 г/м^3 ;

Часовой расход хлора, кг/ч, на который нужно проектировать хлораторную, определяется по следующей формуле:

$$q_{\text{Cl}}^{\text{ч}} = Q_{\text{max}} \cdot D_{\text{Cl}} / 1000, \quad (130)$$

где Q_{max} – максимальный часовой расход сточных вод, D_{Cl} – доза хлора.

Расход хлора в сутки определяется по аналогичной формуле, но вместо Q_{max} используют значение суточного притока сточных вод на станцию. Рассчитанные расходы хлора поступают в хлоратор-дозатор. В хлораторной предусматривается как правило хлораторы ЛОНИИ-100. Один хлоратор должен быть резервным. Число рабочих – не менее двух. На станциях производительностью до $40\,000 \text{ м}^3/\text{час}$ при суточном расходе хлора до 120 кг, доставка хлора осуществляется в стандартных баллонах ёмкостью 30...55 л. При большей производительности станции в качестве испарителей применяются контейнеры и бочки ёмкостью 400 и 1000 кг.

Параметры типовых хлораторных приведены в табл. 4.61 [5] и в табл. 11.11 [8].

Из хлораторов хлорная вода поступает по полиэтиленовым трубам для смешения со сточной жидкостью. Для обеспечения расчётной растворимости хлора при приготовлении хлорной воды, хлордозаторная обеспечивается подводом воды питьевого качества с давлением не менее 0,4 МПа и расходом

$$Q = q_{\text{Cl}}^{\text{ч}} \cdot q_{\text{в}}, \quad (131)$$

где $q_{\text{в}}$ – норма водопотребления на 1 кг хлора, равная $0,4 \text{ м}^3/\text{кг}$.

Хлорная вода для дезинфекции сточных вод подаётся перед смесителем, в качестве которого используют “лоток Паршаля” (табл. 4.62 [5], табл. 11.12 [8]) как более производительный и обеспечивающий хорошее перемешивание. Далее вода поступает в контактные резервуары. Количество резервуаров принимается не менее двух, с продолжительностью контакта хлора со сточной водой 30 мин. В качестве контактных резервуаров используют горизонтальные отстойники без скребков и вертикальные отстойники. В процессе дезинфекции происходит коагуляция мелко-дисперсных и коллоидных веществ и образование осадка, поэтому скорость в контактных резервуарах не должны быть большой. Количество осадка зависит от сте-

пени и вида очистки сточной жидкости. При обеззараживании жидким хлором (хлорной водой) объём осадка после механической очистки составляет 0,08 л/(чел·сут), после полной биологической очистки в аэротенках – 0,03 л/(чел·сут), на биофильтрах – 0,05 л/(чел·сут). При использовании хлорной извести объём осадка увеличивается вдвое. Влажность осадка составляет 96 %. Удаление из контактных резервуаров – под гидростатическим давлением воды. Осадок обычно направляют сразу на обезвоживание без сбраживания и стабилизации. Расчёт аналогичен расчёту отстойников.

Характеристики контактных резервуаров приведены в табл. 4.63 [5] и табл. 11.13 [8].

5. ТРЕБОВАНИЯ ПО КОМПОНОВКИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Выбор площадки для строительства очистных станций необходимо производить в увязке с проектом планировки и застройки канализируемых объектов с учётом решений внешних коммуникаций (ж/д, автомобильных дорог, водо-, газо-, тепло- и электроснабжения) и общими требованиями проектирования генпланов [13], а также рекомендаций [3,6].

Площадка очистных сооружений, как правило, располагается с подветренной стороны для господствующих летних ветров по отношению к жилой застройке и ниже населённого пункта по течению реки. Площадка должна иметь уклон, обеспечивающий самотёчное движение воды по сооружениям и отвод поверхностных вод.

Компоновка и взаимное расположение очистных сооружений должны отвечать следующим требованиям:

- возможность строительства по очередям и расширение в связи с увеличением притока сточных вод (25...50 %);
- минимальная протяжённость внутристанционных коммуникаций (лотков, каналов, дюкеров, трубопроводов и др.);
- доступность для ремонта и обслуживания;
- лёгкость организации благоустройства (протяжённость дорог, объём вертикальной планировки и проч.).

При разработке генплана очистных сооружений рекомендуется объединение сооружений (блокировка). Например, объединяются первичные отстойники, аэротенки и вторичные отстойники, преаэраторы с песколовками, воздуходувная и насосная станции, вспомогательные сооружения.

В составе очистных сооружений должны быть предусмотрены:

- устройства равномерного распределения сточных вод и осадков между отдельными элементами очистных сооружений;

- устройства, позволяющие включать и выключать из работы отдельные сооружения, опорожнять их на случай профилактики, ремонта и промывки;
- должны быть аварийные сбросы жидкости до и после сооружений механической очистки.

К каждому сооружению должен быть обеспечен свободный подъезд транспорта (хотя бы с одной стороны). Ширина проезжих дорог принимается 5,5 м, с радиусом закругления не менее 8 м.

Разрывы между отдельными сооружениями при расположении их на местности с относительно спокойным уклоном принимаются следующие:

- между группами одноимённых сооружений 2...3 м
- между группами разноимённых сооружений 5...10 м
- между группами предварительной механической очистки и биофильтрами (учитывая насыпь)
- между сооружениями и иловыми площадками 25...30 м
- между котельными и метантенками 50 м
- между сооружениями и метантенками ≥ 20 м
- между сооружениями и газгольдерами 30...50 м
- между административными зданиями и базисным складом жидкого хлора 100 м
- между производственными зданиями и складом жидкого Cl_2 30...50 м.

Кроме основных производственных сооружений на территории станции располагается ряд вспомогательных и обслуживающих объектов: котельная, мастерские, воздуходувная и насосная станции, склад хлора, гараж, административный корпус, проходная и др.

На генплане, кроме основных и вспомогательных сооружений указываются все технологические трубопроводы и лотки, а также инженерные сети: трубопровод подачи пара к метантенкам, питьевой и технологический трубопроводы, теплосеть, газопровод, канализация.

Лотки для подачи и отвода сточной жидкости к сооружениям показывают в две линии, а трубопроводы – в одну линию с соответствующими обозначениями.

На генплане следует указать подсыпки и выемки у сооружений, лотков, дорог и др. с учётом высоты откосов насыпей и выемок. На картах полей фильтрации, полей орошения, иловых площадок указываются средние отметки.

Требуемая площадь очистной станции определяется по таблице 13.3 [8], без учёта площади под иловые и песчаные площадки. Территория очистной станции ограждена забором постоянного типа. К площадке очистных сооружений подводится электроэнергия, питьевой водопровод и линия телефонной связи.

Б И Б Л И О Г Р А Ф И Ч Е С К И Й С П И С О К

1. Николаенко Е.В., Авдин В.В. Водоснабжение и водоотведение, охрана окружающей среды и рациональное использование природных ресурсов. Требования к оформлению курсовых и дипломных проектов: Учебное пособие. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ. – 2004. – 46 с.
2. СНиП 2.04.02-84* Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 128с.
3. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 72с.
4. Санитарные правила и нормы охраны поверхностных вод от загрязнения
5. Яковлев С.В., Карелин Я.А., Жуков А.И., Колобанов С.К. Канализация. – М.: Стройиздат, 1975. – 632с
6. Яковлев С.В., Воронов Ю.В. Водоотведение и очистка сточных вод / Учебник для вузов: – М.: АСВ, 2004 – 704с.
7. Справочник проектировщика. Канализация населённых мест и промышленных предприятий. – М.: Стройиздат, 1981. – 639с.
8. Справочник по очистке природных и сточных вод // Л.Л. Пааль, Я.Я. Кару, Х.А. Мельдер, Б.Н. Репин. – М.: Высш. шк., 1994. – 336с.
9. Ласков Ю.М. и др. Примеры расчётов канализационных сооружений: Учебн. пос. для вузов. – М.:Стройиздат, 1987. – 255с.
10. Очистка сточных вод (примеры расчетов): Учебное пособие по специальности “Водоснабжение и канализация”/ М.П. Лапицкая, Л.И. Зуева, Н.М. Баласкул, Л.В. Кулешова. – М.: Высш. шк., 1983. – 255с.
11. Лукиных А.А., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчёта канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Павловского Н.М. М.: Стройиздат, 1974.
12. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации. Справочник монтажника. // Под ред. А.К. Перешивкина, М.: Стройиздат, 1978.
13. СНиП II-89-80* Генеральные планы промышленных предприятий. – М.: ГУП ЦПП. 2000. – 34с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Объём и содержание курсового проекта	3
2. Исходные данные для выполнения курсового проекта	4
3. Определение основных расчетных характеристик проекта и выбор схемы очистки сточных вод	
3.1 Определение расчётной производительности очистных сооружений канализации (ОСК)	5
3.2 Определение расчётного числа жителей	6
3.3 Определение расчётных концентраций загрязнений общего стока	7
3.4 Определение требуемой степени очистки сточных вод	7
3.4.1 Определение коэффициента смешения	8
3.4.2 Определение необходимой степени очистки сточных вод	9
3.5 Выбор схемы очистки сточных вод	10
4. Расчёт очистных сооружений	
4.1 Расчет сооружений для механической очистки сточных вод	
4.1.1 Приёмная камера	12
4.1.2 Решётки	12
4.1.3 Песколовки	15
4.1.4 Первичные отстойники	18
4.1.5 Преаэроаторы и биокоагуляторы	22
4.2 Сооружения биологической очистки сточных вод	
4.2.1 Биофильтры	22
4.2.2 Аэротенки	24
4.2.3 Вторичные отстойники	30
4.3 Расчет сооружений для обработки осадка	
4.3.1 Илоуплотнители	31
4.3.2 Метантенки	32
4.3.3 Иловые площадки	35
4.3.4 Песковые площадки	36
4.4 Сооружение по обеззараживанию сточных вод	37
5. Требования по компоновки очистных сооружений	38
Библиографический список	40