

# ОЧИСТКА СТОЧНЫХ ВОД

(ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ)

*Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация»*

МИНСК  
«ВЫСШЭЙШАЯ ШКОЛА»  
1983

ББК 38.761я73  
О-95  
УДК 628.3(075.8)

Авторы: М. П. Лапицкая, Л. И. Зуева, Н. М. Балаескул, Л. В. Кулешова

Рецензенты: кафедра канализации Московского инженерно-строительного института; В. З. Чириков, канд. техн. наук, зав. отделом БелКТИГХ

Фундаментальная библиотека  
Иркутского политехнического института

469993

**Очистка сточных вод (примеры расчетов):** [Учеб. О-95 пособие для вузов по спец. «Водоснабжение и канализация»/М. П. Лапицкая, Л. И. Зуева, Н. М. Балаескул, Л. В. Кулешова].— Мн.: Выш. школа, 1983.— 255 с., ил.  
В пер.: 60 к.

Приводятся примеры технологических и гидравлических расчетов по очистке бытовых сточных вод, дождевого стока с территорий населенных мест. Примеры сопровождаются схемами, справочным и нормативным материалом.

Предназначено для студентов вузов специальности 1209 «Водоснабжение и канализация». Может быть использовано специалистами в области проектирования и эксплуатации очистных канализационных сооружений.

О 3206000000—036 83—83  
М 304(05)—83

ББК 38.761я73  
6С9.3

© Издательство «Высшая школа», 1983.

## ОТ АВТОРОВ

Важнейшим условием охраны окружающей природной среды является обеспечение необходимого санитарного состояния водоемов. В декабре 1978 г. ЦК КПСС и Советом Министров СССР было принято постановление «О дополнительных мерах по усилению охраны природы и улучшению использования природных ресурсов», в котором предусмотрен комплекс мероприятий, направленных на защиту водоемов от загрязнения и истощения, на внедрение малоотходных технологических процессов, а также на разработку новых методов и сооружений по очистке бытовых и производственных сточных вод.

В соответствии с программой курса «Канализация» для студентов специальности «Водоснабжение и канализация» строительных и политехнических вузов в учебном пособии приведены примеры расчетов сооружений и вспомогательных устройств станций очистки бытовых сточных вод различной пропускной способности.

Расчет комплекса сооружений канализационной очистной станции пропускной способностью 67 200 м<sup>3</sup>/сут состоит из трех примеров: определение расчетных параметров очистной станции (пример 2.1), расчет требуемой степени очистки сточных вод (пример 3.1) и технологические и гидравлические расчеты очистных сооружений станции аэрации (пример 5.1). Расчеты комплекса очистных сооружений пропускной способностью 20 000 м<sup>3</sup>/сут приведены в гл. 7, а пропускной способностью до 1400, 700 м<sup>3</sup>/сут в гл. 8. Во избежание повторения из этих глав исключены расчеты тех сооружений, методика расчета которых рассмотрена в гл. 5. Приводятся также возможные варианты сооружений, входящих в состав канализационной очистной станции. Технико-экономическое сравнение этих вариантов не при-

водится, так как относится к специальному курсу по экономике водопроводно-канализационного хозяйства.

Рассмотрены различные варианты сооружений, входящих в комплекс очистных станций, и выполнены их расчеты. В некоторых случаях расчеты выполнены различными методами.

Существенное внимание уделено доочистке сточных вод, очистке дождевого стока с территорий населенных мест, очистке малых объемов сточных вод и переработке осадка.

Расчеты отдельных сооружений выполнены на основе СНиП II-32—74, сопровождаются необходимыми расчетными схемами, справочными и нормативными материалами, сведениями о типовых проектах. В пособии сохранена терминология, используемая в СНиП II-32—74.

Изложение материала в книге предусматривает достаточную теоретическую подготовку студентов для решения практических задач по очистке сточных вод.

Авторы надеются, что наличие практического руководства по технологическим и гидравлическим расчетам канализационных очистных сооружений позволит студентам технически и методически правильно выполнять такие расчеты в курсовых и дипломных проектах, затрачивая при этом минимум времени.

От авторов, гл. 1—4 и § 5.1—5.9 написаны канд. техн. наук М. П. Лапцкой и Л. В. Кулешовой; § 5.10—5.21 и гл. 6 — Л. И. Зуевой; гл. 7—8 — Н. М. Балаескул.

## Глава I

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

#### 1.1. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СТОЧНЫХ ВОД

Сточные воды подразделяются на три основные категории: 1) бытовые; 2) производственные; 3) атмосферные (дождевые и талые).

Загрязнения делятся на минеральные, органические, бактериальные и биологические, в сточных водах они присутствуют в нерастворенном, коллоидальном и растворенном состояниях.

Нерастворенные вещества в сточных водах, задержанные на бумажном фильтре, называются *взвешенными веществами*.

Степень загрязненности сточных вод органическими веществами, способными биохимически окисляться, оценивается БПК — биохимической потребностью в кислороде, при этом различают БПК<sub>полн</sub>, БПК<sub>20</sub> (двадцатисуточная проба) и БПК<sub>5</sub> (пятисуточная проба). Для бытовых сточных вод БПК<sub>20</sub> равно БПК<sub>полн</sub>.

Бытовые сточные воды от населения характеризуются более или менее постоянной суточной массой загрязнений, отнесенной на одного жителя [19, табл. 26]. В этой таблице приводятся значения БПК неосветленной и осветленной сточной жидкости. Если в схеме очистных сооружений биологической очистке предшествует механическая очистка в отстойниках, расчет сооружений биологической очистки следует производить с учетом БПК осветленной сточной жидкости. Если же в схеме очистки отсутствуют первичные отстойники, что может быть при невысоких концентрациях взвешенных веществ в исходной очищаемой жидкости, или при очистке сточных вод в циркуляционных окислительных каналах (ЦОК) и др., то при расчетах сооружений биологической очистки следует принимать значение БПК неосветленной жидкости.

На состав городских сточных вод оказывают влияние производственные сточные воды, отводимые в коммунальную канализацию.

Состав производственных сточных вод разнообразен и в каждом частном случае определяется лабораторными анализами. Для предварительных расчетов можно пользоваться данными о составе производственных сточных вод аналогичных действующих предприятий или средними показателями загрязнения производственных сточных вод различных предприятий, приведенными в литературных источниках.

Влияние производственных сточных вод на состав общего стока учитывается путем определения концентрации того или иного ингредиента в смеси бытовых и производственных сточных вод или путем расчета канализационных сооружений по приведенному населению (см. ниже).

Совместная очистка бытовых и производственных сточных вод в технико-экономическом отношении наиболее целесообразна. Однако следует иметь в виду, что концентрации загрязнений производственных сточных вод не должны превышать допустимые значения.

Допустимые концентрации различных видов загрязнений в производственных сточных водах, отводимых в городскую канализацию, приведены в СНиП II-32-74, правилах технической эксплуатации и правилах приема производственных сточных вод в общегородские канализации, издаваемые республиканскими министерствами коммунального хозяйства.

Если концентрации загрязнений производственных сточных вод превышают нормативы, следует предусматривать местную (локальную) предварительную очистку их или отводить на собственные очистные сооружения. При этом учитывается технико-экономическая и санитарно-гигиеническая целесообразность совместной или раздельной очистки.

Особенностью поверхностных сточных вод является изменение их качества во время стока и зависимость концентрации загрязнений от ряда факторов: среднего многолетнего выпадения атмосферных осадков по сезонам года; коэффициента стока  $\varphi$ ; интенсивности движения транспорта по улицам; режима уборки улиц; оседающих из воздушного бассейна аэрозолей; попадания в поверхностный сток отходов производства и продуктов промышленных выбросов.

В результате исследований, проведенных в Минске, установлено, что качество дождевого стока примерно совпадает с данными, приведенными в отечественной и зарубежной литературе, при этом расчетные характеристики показателей загрязнений могут быть получены из графика связи  $БПК_5 = f(h)$  при коэффициенте стока  $\varphi = 0,4$  (рис. 1.1) и

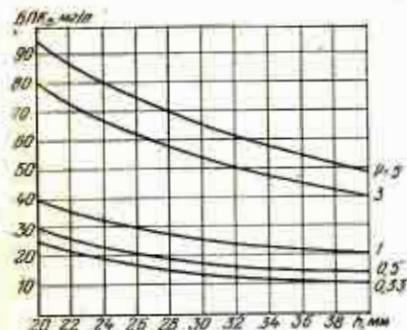


Рис. 1.1. График связи  $БПК_5 = f(h)$ :

$P$  — период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, годы;  $h$  — слой выпавших осадков;  $БПК_5$  — концентрация загрязнений дождевого стока

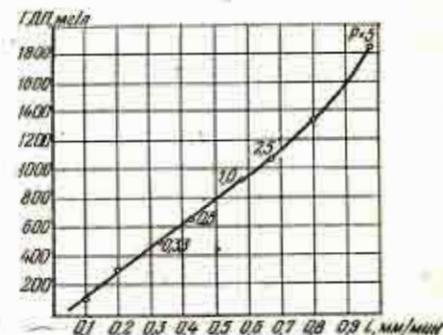


Рис. 1.2. График связи между расчетной концентрацией взвешенных веществ и максимальной интенсивностью дождя за 20 мин:

$P$  — период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, годы; ГДП — концентрация грубодисперсных примесей;  $i$  — интенсивность дождя

графика связи между расчетной концентрацией взвешенных веществ и максимальной интенсивностью дождя за 20 мин (рис. 1.2) [2].

Ориентировочная концентрация нефтепродуктов, отнесенная к объему стока за дождь, составляет 10 мг/л [2].

Расчетные показатели загрязненности талых вод [2]:  $БПК_5$  — 85—95 мг/л, взвешенные вещества — 2500—3000, нефтепродукты — 35—40 мг/л.

При отсутствии необходимых данных о составе дождевых и талых вод с территорий населенных пунктов для предварительных расчетов допускается принимать:  $БПК_{полн}$  — 40—60 мг/л; концентрации взвешенных веществ — 200—400 мг/л; концентрации загрязнений в стоках с территорий промышленных предприятий — по данным аналогичных предприятий [19].

## 1.2. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К СТОЧНЫМ ВОДАМ, ПОСТУПАЮЩИМ НА ОЧИСТНЫЕ КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Для сточных вод, поступающих на сооружения биологической очистки, эти требования изложены в [19]. Ниже приводятся требования к ряду показателей качества сточных вод, которые преимущественно встречаются в курсовых и дипломных проектах.

Сточные воды, поступающие на сооружения биологической очистки, не должны иметь:

концентрацию водородных ионов (рН) ниже 6,5 и выше 8,5;

температуру ниже +6 и выше +30 °С;

общую концентрацию растворенных солей более 10 000 мг/л;

БПК<sub>полн</sub> выше 500 мг/л при поступлении на биофильтры и аэротенки-вытеснители и выше 1000 мг/л при поступлении на аэротенки с рассредоточенным впуском сточных вод;

концентрации вредных веществ более указанных в табл. 1.1;

Табл. 1.1. Допустимые концентрации вредных веществ в сточных водах, поступающих на биологическую очистку

Наименование вещества	Допустимая концентрация в сточных водах при поступлении на сооружения полной биологической очистки, мг/л	Степень удаления загрязнений в процессе полной очистки, %
Нефть и нефтепродукты	25	85—90
Синтетические поверхностно-активные вещества (смесь анионных и неионогенных ПАВ)	20	80
Сульфиды	1	99,5
Медь	0,5	80
Хром (трехвалентный)	2,5	80
Цинк	1	70

концентрации биогенных элементов менее указанных в табл. 1.2.

В случае несоблюдения указанных требований отвод производственных сточных вод в канализацию населенного пункта допускается только после предварительной их очистки.

Табл. 1.2. Минимально допустимая концентрация биогенных веществ в сточных водах, поступающих на биологическую очистку

БПК <sub>полн</sub> смеси бытовых и производственных сточных вод	Минимально допустимая концентрация биогенных элементов	
	азота, мг/л	фосфора, мг/л
На каждые 100 мг/л	5	1

## 1.3. УСЛОВИЯ СПУСКА СТОЧНЫХ ВОД В ВОДОЕМЫ

Условия спуска сточных вод в водоемы определены «Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами» № 1166—74, утвержденными Министерством здравоохранения СССР, Минрыбхозом СССР и Минводхозом СССР, «Правилами санитарной охраны прибрежных районов морей» и «Санитарными правилами для речных и озерных судов СССР».

«Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами» установлены два вида нормативов качества воды в водоемах: для водоемов питьевого и культурно-бытового водопользования; для водоемов, используемых в рыбохозяйственных целях.

Отнесение водоемов к тому или иному виду водопользования производится органами Государственного санитарного и рыбного надзора.

Нормативы качества воды, указанные в Правилах, относятся к створам, расположенным на проточных водоемах на 1 км выше ближайшего по течению пункта водопользования, а на непроточных водоемах и водохранилищах — к створам на расстоянии 1 км в обе стороны от пункта водопользования.

## 1.4. ВЫБОР ПЛОЩАДКИ ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ ОЧИСТНЫХ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ. САНИТАРНО-ЗАЩИТНЫЕ ЗОНЫ

Выбор площадки для строительства станции очистки сточных вод необходимо производить в увязке с проектом планировки и застройки канализируемых объектов, учитывая при этом расположение внешних коммуникаций (железнодорожной и автомобильной дорог, водо-, газо-, тепло- и электроснабжения) [19].

Очистные канализационные сооружения должны располагаться, как правило, с подветренной стороны по отношению к жилой застройке (для господствующих ветров теплого периода года), ниже населенного пункта по течению реки и за пределами санитарно-защитной зоны от границы жилой застройки, участков общественных зданий и предприятий пищевой промышленности с учетом их перспективного расширения [19].

Величина санитарно-защитной зоны принимается в зависимости от расчетной пропускной способности станции (тыс. м<sup>3</sup>/сут) и типа очистных сооружений [19, табл. 1].

В случае расположения жилой застройки с подветренной стороны по отношению к очистным сооружениям санитарно-защитные зоны следует увеличить, но не более чем в 2 раза.

Площадка для очистных сооружений должна по возможности иметь уклон, обеспечивающий движение сточных вод самотеком по сооружениям и отвод поверхностных вод, и располагаться на территории, не затопляемой паводковыми водами, с низким уровнем грунтовых вод.

При выборе площадки следует предусматривать возможность расширения очистных сооружений сверх расчетной пропускной способности.

Очистные сооружения канализации промышленных предприятий, как правило, размещаются на территории канализируемых предприятий.

Санитарно-защитные зоны от очистных сооружений канализации промышленных предприятий, не расположенных на их территории, принимаются в соответствии со СН-245 «Санитарные нормы проектирования промышленных предприятий».

## Глава 2

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ

#### 2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Для определения требуемой степени очистки сточных вод перед выпуском их в водоем и для гидравлических и технологических расчетов отдельных очистных сооружений канализации должны быть определены расчетные параметры очистной станции — характерные расчетные расходы, концентрации загрязнений в сточных водах, эквивалентное и приведенное население.

Расчетные расходы сточных вод от населенных мест определяются на основании расчетного населения, норм водоотведения бытовых сточных вод в районах жилой застройки населенных пунктов [19, табл. 2] с учетом общего коэффициента неравномерности водоотведения  $K_{\text{общ}}$  [19, табл. 3].

Распределение расчетных расходов сточных вод населенных пунктов по часам суток следует принимать на основании графиков водоотведения, а в случае их отсутствия — данных эксплуатации аналогичных объектов [19]. Примерное распределение среднего суточного расхода сточных вод по часам суток в городах и поселках в зависимости от  $K_{\text{общ}}$  приводится в табл. 2.1.

Нормы и коэффициенты неравномерности отведения бытовых сточных вод от промышленных предприятий следует принимать в соответствии со СНиП II-30—76 «Проектирование внутренних водопровода и канализации зданий».

Нормы и коэффициенты неравномерности отведения производственных сточных вод следует принимать на основании технологических данных [19].

Ниже приводятся примеры определения расчетных параметров очистных канализационных станций раздельной и общесплавной систем канализации.

**Пример 2.1.** На городские очистные канализационные сооружения поступает в первом случае смесь бытовых и

**Табл. 2.1.** Примерное распределение среднесуточного расхода бытовых сточных вод (%) по часам суток [22]

Часы суток	Средний секундный расход $g_{ср.с.}$ , л/с						
	50	100	200	300	500	800	1250 и более
	$K_{общ}$						
	1,8	1,6	1,4	1,35	1,25	1,2	1,15
0—1	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
1—2	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
2—3	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
3—4	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
4—5	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
5—6	3,30	4,32	4,20	4,80	5,05	4,90	4,80
6—7	5,00	5,95	5,80	5,00	5,15	4,90	4,80
7—8	7,20	5,80	5,80	5,00	5,15	5,00	4,80
8—9	7,50	6,70	5,85	5,65	5,20	5,00	4,80
9—10	7,50	6,70	5,85	5,65	5,20	5,00	4,80
10—11	7,50	6,70	5,85	5,65	5,20	5,00	4,80
11—12	6,40	4,80	5,05	5,25	5,10	5,00	4,80
12—13	3,70	3,95	4,20	5,00	5,00	4,80	4,70
13—14	3,70	5,55	5,80	5,25	5,10	5,00	4,80
14—15	4,00	6,05	5,80	5,65	5,20	5,00	4,80
15—16	5,70	6,05	5,80	5,65	5,20	5,00	4,80
16—17	6,30	5,60	5,80	5,65	5,20	5,00	4,80
17—18	6,30	5,60	5,75	4,85	5,15	5,00	4,70
18—19	6,30	4,30	5,20	4,85	5,10	5,00	4,80
19—20	5,25	4,35	4,75	4,85	5,10	5,00	4,80
20—21	3,40	4,35	4,10	4,85	5,10	5,00	4,80
21—22	2,20	2,32	2,85	3,45	3,80	4,50	4,80
22—23	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,40	3,00
23—24	1,25	1,55	1,65	1,85	2,00	2,25	2,60
Итого	100	100	100	100	100	100	100

Примечание. При промежуточных значениях  $g_{ср.с.}$  и  $K_{общ}$  приток по часам суток следует определять интерполяцией, при этом максимальный часовой приток (в процентах) будет равен  $4,17 K_{общ}$ .

производственных сточных вод (вариант I — раздельная канализация) и во втором случае — смесь бытовых, производственных и дождевых вод (вариант II — общесплавная система канализации).

Расчетное население города  $N=216\ 000$  чел.

Жилые здания оборудованы внутренним водопроводом канализацией и ваннами с местными водонагревателями.

Канализуемый объект расположен в средней полосе СССР.

Суточный приток сточных вод от группы предприятий  $Q_{пр}=24\ 000\ м^3$ .

Режим водоотведения сточных вод от предприятий по совмещенному почасовому графику представлен в табл. 2.2.

**Табл. 2.2.** Приток сточных вод от промышленных предприятий в городскую канализацию по часам суток (по технологическим данным)

Часы суток	Приток, $м^3$	Часы суток	Приток, $м^3$	Часы суток	Приток, $м^3$
0—1	800	8—9	1500	16—17	1000
1—2	1000	9—10	2500	17—18	1200
2—3	800	10—11	2000	18—19	1000
3—4	800	11—12	1500	19—20	1000
4—5	600	12—13	1000	20—21	800
5—6	600	13—14	1000	21—22	800
6—7	500	14—15	800	22—23	800
7—8	500	15—16	800	23—24	700
				Итого	24 000

Сточные воды от промышленных предприятий при  $t=22\ ^\circ\text{C}$  характеризуются следующим содержанием загрязнений ( $г/м^3$ ):

взвешенные вещества

$b_{пр}=250$ ;

БПК<sub>5</sub>

$L_{пр}=100$ ;

БПК<sub>20</sub>

$L_{пр}=140$ ;

нефтепродукты

$C_{пр}=20$ ;

СПАВ

$K_{пр}=22$ ;

Активная реакция производственных сточных вод

$pH=7,8$ .

(В состав сточных вод промышленных предприятий включены производственные и бытовые сточные воды. Загрязнения от бытовых сточных вод не учитываются [19].)

Требуется определить пропускную способность очистной станции, концентрации загрязнений сточных вод и приведенное население, которые использованы в гл. 5 при расчете сооружений станции аэрации.

## 2.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРНЫХ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ СТОЧНЫХ ВОД ОТ РАЗЛИЧНЫХ ВОДОПОТРЕБИТЕЛЕЙ

Раздельная система канализации (вариант I). Сооружения очистной станции должны быть рассчитаны на суммарный приток в канализацию сточных вод всех категорий.

При этом определяются следующие расходы сточных вод: а) средние суточный, часовой, секундный; б) максимальные суточный, часовой, секундный; в) минимальные часовой, секундный.

Суммарные расходы сточных вод различных категорий определяются (средние суточный, часовой и секундный расходы, а также максимальный суточный) суммированием соответствующих расходов сточных вод различных категорий.

Для определения суммарного максимального часового расхода сточных вод и соответствующего ему максимального секундного расхода необходимо составить таблицы притока сточных вод по часам суток, так как максимальные часовые расходы сточных вод различных категорий могут не совпадать во времени.

Ниже приводится определение характерных расходов сточных вод, поступающих на станцию очистки.

#### Расходы бытовых сточных вод от населения

Средний суточный расход

$$Q_{\text{ср. сут}} = \frac{nN}{1000} = \frac{200 \cdot 216\,000}{1000} = 43\,200 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где  $n$  — норма среднесуточного водоотведения на одного жителя, л/сут, которая принимается в зависимости от степени санитарно-технического благоустройства жилых зданий и географического (климатического) расположения объекта канализования [19, табл. 2].

Средний часовой расход в сутки среднего водоотведения

$$Q_{\text{ср. ч}} = \frac{Q_{\text{ср. сут}}}{24} = \frac{43\,200}{24} = 1800 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Средний секундный расход

$$q_{\text{ср}} = \frac{nN}{86\,400} = \frac{200 \cdot 216\,000}{86\,400} = 500 \text{ л/с}.$$

Максимальный суточный расход

$$Q_{\text{макс. сут}} = K_{\text{сут}} Q_{\text{ср. сут}} = 1,1 \cdot 43\,200 = 47\,520 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где  $K_{\text{сут}}$  — коэффициент суточной неравномерности [19, п. 3.2].

Максимальный часовой расход

$$Q_{\text{макс. ч}} = K_{\text{общ}} Q_{\text{ср. ч}} = 1,25 \cdot 1800 = 2250 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где  $K_{\text{общ}}$  — общий коэффициент неравномерности притока бытовых сточных вод принимается в зависимости от среднего секундного расхода [19, табл. 3].

Максимальный секундный расход

$$q_{\text{макс}} = K_{\text{общ}} q_{\text{ср}} = 1,25 \cdot 500 = 625 \text{ л/с}.$$

Расходы сточных вод от промышленных предприятий \*

Средний суточный расход

$$Q_{\text{сут}} = 24\,000 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Средний часовой расход за сутки

$$Q_{\text{ср. ч}} = \frac{Q_{\text{сут}}}{24} = \frac{24\,000}{24} = 1000 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Средний часовой расход в смену наибольшего водопотребления

$$Q'_{\text{ср. ч}} = \frac{Q_{\text{макс. см}}}{T} = \frac{11\,100}{8} = 1388 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где  $Q_{\text{макс. см}} = 11\,100 \text{ м}^3/\text{см}$  (см. табл. 2.2, 1-я смена от 8 до 16 часов);  $T$  — продолжительность смены, включая обеденный перерыв.

Максимальный часовой расход (см. табл. 2.2)

$$Q_{\text{макс. ч}} = 2500 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Средний секундный расход за сутки

$$q_{\text{ср}} = \frac{Q_{\text{ср. ч}}}{3,6} = \frac{1000}{3,6} = 278 \text{ л/с}.$$

Средний секундный расход в смену наибольшего водопотребления

$$q'_{\text{ср}} = \frac{Q'_{\text{ср. ч}}}{3,6} = \frac{1388}{3,6} = 386 \text{ л/с}.$$

Максимальный секундный расход

$$q_{\text{макс}} = \frac{Q_{\text{макс. ч}}}{3,6} = \frac{2500}{3,6} = 695 \text{ л/с}.$$

\* Приток сточных вод от промышленных предприятий принимается равномерным в течение года, т.е.  $K_{\text{сут}} = 1$ .

Суммарные расходы сточных вод

Средний суточный расход

$$Q_{\text{ср.сут}} = 43\,200 + 24\,000 = 67\,200 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Средний часовой расход в сутки среднего водоотведения

$$Q_{\text{ср.ч}} = 1800 + 1000 = 2800 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Средний секундный расход в сутки среднего водоотведения

$$q_{\text{ср}} = 500 + 278 = 778 \text{ л/с.}$$

Табл. 2.3. Приток сточных вод по часам суток

Часы суток	Приток бытовых сточных вод от населения		Приток сточных вод от промпредприятий, м³	Суммарный приток	
	% средне-суточного расхода	м³		м³	% суточного расхода
0—1	2	865	800	1655	2,47
1—2	2	864	1000	1864	2,77
2—3	2	864	800	1664	2,48
3—4	2	864	800	1664	2,48
4—5	2	864	600	1464	2,18
5—6	5,05	2181	600	2781	4,14
6—7	5,15	2224	500	2724	4,05
7—8	5,15	2224	500	2724	4,05
8—9	5,2	2247	1500	3747	5,58
9—10	5,2	2248	2500	4748	7,06
10—11	5,2	2247	2000	4247	6,32
11—12	5,1	2203	1500	3703	5,51
12—13	5	2160	1000	3160	4,7
13—14	5,1	2203	1000	3203	4,77
14—15	5,2	2247	800	3047	4,53
15—16	5,2	2247	800	3047	4,53
16—17	5,2	2247	1000	3247	4,83
17—18	5,15	2224	1200	3424	5,1
18—19	5,1	2203	1000	3203	4,77
19—20	5,1	2203	1000	3203	4,77
20—21	5,1	2203	800	3003	4,47
21—22	3,8	1641	800	2441	3,63
22—23	2	864	800	1664	2,48
23—24	2	864	700	1564	2,33
Итого	100	43 200	24 000	67 200	100

Примечание. Режим притока бытовых сточных вод от населения принят при  $K_{\text{общ}} = 1,25$  (см. табл. 2.1).

Максимальный суточный расход

$$Q_{\text{макс.сут}} = 47\,520 + 24\,000 = 71\,520 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Максимальный часовой расход

$$Q_{\text{макс.ч}} = 4748 \text{ м}^3/\text{ч} \text{ (см. табл. 2.3).}$$

Максимальный секундный расход

$$q_{\text{макс}} = \frac{Q_{\text{макс.ч}}}{3,6} = \frac{4748}{3,6} = 1319 \text{ л/с.}$$

Минимальный часовой расход (см. табл. 2.3)

$$Q_{\text{мин.ч}} = 1464 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Минимальный секундный расход

$$q_{\text{мин}} = \frac{Q_{\text{мин.ч}}}{3,6} = \frac{1464}{3,6} = 407 \text{ л/с.}$$

**Общесплавная система канализации (вариант II).** Расходы бытовых и производственных сточных вод приняты из вышеприведенного расчета.

Приток дождевых вод на очистные сооружения общесплавной канализации определяется коэффициентом разбавления  $n_0$  на ливнепуске, устраиваемом у очистных сооружений. Коэффициент разбавления на ливнепуске определяется расчетом в зависимости от гидрологической характеристики и самоочищающей способности водоема и т. д. [19].

При отсутствии данных для расчета допускается принимать  $n_0 = 0,5 - 1,0$  [19, п. 3.33].

Принимаем  $n_0 = 0,75$ .

Расчетный расход сточных вод, поступающих на очистные сооружения общесплавной канализации, определяется по формуле

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{сух}} + n_0 Q_{\text{сух}} + Q_{\text{дожд}}, \quad (2.1)$$

где  $Q_{\text{сух}}$  — расход сточных вод в сухое время года:  $Q_{\text{сух}} = Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}}$  — сумме расходов бытовых и производственных сточных вод. При этом расчетные расходы бытовых сточных вод определяются при  $K_{\text{общ}} = 1$ , а расчетные расходы сточных вод от промышленных предприятий вычисляются как средние секундные за смену с наибольшим водоотведением.

Ранее найдены  $Q_{\text{быт}} = 500 \text{ л/с}$ ,  $Q_{\text{пр}} = 386 \text{ л/с}$ , тогда  $Q_{\text{сух}} = 500 + 386 = 886 \text{ л/с}$ ;  $n_0 Q_{\text{сух}}$  — расход дождевых вод, по-

ступающих на очистные сооружения:  $n_0 Q_{\text{сух}} = 0,75 \cdot 886 = 665$  л/с;  $Q_{\text{дожд}}$  — расход дождевых вод с площадей стока после ливнеспуска. Принимаем  $Q_{\text{дожд}} = 0$ , имея в виду, что последний ливнеспуск расположен у насосной станции, при этом площадь стока после ливнеспуска ничтожно мала и принимается равной нулю.

Таким образом,  $Q_{\text{расч}} = 886 + 665 = 1551$  л/с.

### 2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНЦЕНТРАЦИИ ЗАГРЯЗНЕНИЙ В СТОЧНЫХ ВОДАХ

Массовая концентрация загрязнения в сточных водах — это отношение массы загрязнения к объему воды (мг/л; г/м<sup>3</sup>).

**Раздельная система канализации (вариант I).**

*Концентрация взвешенных веществ*

В хозяйственно-бытовых сточных водах

$$b_{\text{быт}} = \frac{65 \cdot 1000}{n} = \frac{65 \cdot 1000}{200} = 325 \text{ г/м}^3,$$

где 65 — масса взвешенных веществ на одного жителя (г/сут) [19, табл. 26].

В сточных водах промышленных предприятий (по технологическому заданию)

$$b_{\text{пр}} = 250 \text{ г/м}^3,$$

В общем стоке

$$b_{\text{общ}} = \frac{b_{\text{быт}} Q_{\text{быт}} + b_{\text{пр}} Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}}} = \frac{325 \cdot 43\,200 + 250 \cdot 24\,000}{43\,200 + 24\,000} = 298 \text{ г/м}^3,$$

где  $Q_{\text{быт}}$ ,  $Q_{\text{пр}}$  — средние суточные расходы соответственно бытовых и производственных сточных вод, м<sup>3</sup>/сут;  $b_{\text{быт}}$ ,  $b_{\text{пр}}$  — концентрации взвешенных веществ в бытовых и производственных сточных водах, г/м<sup>3</sup>.

*БПК<sub>полн</sub> (аналогично определению концентрации взвешенных веществ)*

В хозяйственно-бытовых сточных водах

$$L_{\text{быт}} = \frac{40 \cdot 1000}{200} = 200 \text{ г/м}^3,$$

где 40 — БПК<sub>полн</sub> осветленной сточной жидкости на одного жителя, г/сут [19, табл. 26].

В производственных сточных водах (по технологическому заданию)

$$L_{\text{пр}} = 140 \text{ г/м}^3.$$

В общем стоке

$$L_{\text{общ}} = \frac{L_{\text{быт}} Q_{\text{быт}} + L_{\text{пр}} Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}}} = \frac{200 \cdot 43\,200 + 140 \cdot 24\,000}{43\,200 + 24\,000} = 179 \text{ г/м}^3.$$

*Содержание нефтепродуктов*

В производственных сточных водах

$$C_{\text{пр}} = 20 \text{ г/м}^3,$$

В общем стоке

$$C_{\text{общ}} = \frac{20 \cdot 24\,000}{43\,200 + 24\,000} = 7,15 \text{ г/м}^3.$$

*Содержание синтетических поверхностно-активных веществ (СПАВ)*

В хозяйственно-бытовых сточных водах

$$K_{\text{быт}} = \frac{2,5 \cdot 1000}{n} = \frac{2,5 \cdot 1000}{200} = 12,5 \text{ г/м}^3,$$

где 2,5 — масса СПАВ на одного жителя, г/сут [19, табл. 26].

В производственных сточных водах (по технологическому заданию)

$$K_{\text{пр}} = 22 \text{ г/м}^3.$$

В общем стоке

$$K_{\text{общ}} = \frac{12,5 \cdot 43\,200 + 22 \cdot 24\,000}{43\,200 + 24\,000} = 15,9 \text{ г/м}^3.$$

**Общесплавная система канализации (вариант II).** Концентрация загрязнений в дождевых водах принята в соответствии с рекомендациями [19]; взвешенные вещества — 300 мг/л; БПК<sub>полн</sub> — 50 мг/л.

Содержание нефтепродуктов принято 10 мг/л [2].

Концентрация загрязнений в стоке в сухую погоду принята по вышеприведенному расчету: взвешенные вещества — 298 мг/л; БПК<sub>полн</sub> — 179; нефтепродукты — 7,15; СПАВ — 15,9 мг/л.

Концентрация загрязнений в общем стоке, поступающем на очистку, составит:

$$b_{\text{общ}} = \frac{\text{взвешенные вещества}}{886 + 665} = \frac{298 \cdot 886 + 300 \cdot 665}{886 + 665} = 299 \text{ мг/л};$$

$$L_{\text{общ}} = \frac{\text{БПК}_{\text{полн}}}{886 + 665} = \frac{179 \cdot 886 + 50 \cdot 665}{886 + 665} = 121 \text{ мг/л};$$

$$C_{\text{общ}} = \frac{\text{нефтепродукты}}{886 + 665} = \frac{7,15 \cdot 886 + 10 \cdot 665}{886 + 665} = 8,36 \text{ мг/л};$$

$$K_{\text{общ}} = \frac{\text{СПАВ}}{886 + 665} = \frac{15,9 \cdot 886}{886 + 665} = 9,1 \text{ мг/л}.$$

#### 2.4. ПРИВЕДЕННОЕ НАСЕЛЕНИЕ

Влияние производственных сточных вод на состав общего стока может учитываться по эквивалентному населению.

Эквивалентное население  $N_{\text{эив}}$  — это такое число жителей, которые вносят такое же количество загрязнений, что и данный расход производственных сточных вод.

Сумма расчетного  $N$  и эквивалентного  $N_{\text{эив}}$  числа жителей называется *приведенным населением*  $N_{\text{пр}}$ :

$$N_{\text{пр}} = N + N_{\text{эив}}.$$

Для рассматриваемого примера приведенное население составит:

по взвешенным веществам

$$N_{\text{пр}} = N + \frac{b_{\text{пр}} Q_{\text{пр}}}{65} = 216\,000 + \frac{250 \cdot 24\,000}{65} = 312\,400 \text{ чел};$$

по БПК<sub>полн</sub>

$$N_{\text{пр}} = N + \frac{L_{\text{пр}} Q_{\text{пр}}}{40} = 216\,000 + \frac{140 \cdot 24\,000}{40} = 300\,000 \text{ чел}.$$

### Глава 3

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

### 3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Необходимая степень очистки сточных вод определяется в соответствии с санитарными требованиями к условиям спуска их в водоемы.

В общем виде связь между необходимой степенью очистки сточных вод перед спуском их в водоемы и санитарными требованиями к условиям спуска сточных вод в водоем выражается формулой

$$K_{\text{ст}} q + K_p a Q \leq (aQ + q) K_{\text{пр. доп.}}$$

или после алгебраического преобразования

$$K_{\text{ст}} \leq \frac{aQ}{q} (K_{\text{пр. доп.}} - K_p) + K_{\text{пр. доп.}}$$

где  $K_{\text{ст}}$  — концентрация загрязнения в сточных водах, при которой последние могут быть сброшены в водоем без нарушения санитарных требований, г/м<sup>3</sup>;  $K_p$  — концентрация этого же вида загрязнения в воде водоема выше места выпуска сточных вод, г/м<sup>3</sup>;  $K_{\text{пр. доп.}}$  — предельно допустимое содержание загрязнения в воде водоема, г/м<sup>3</sup>;  $Q$  — наименьший среднемесячный расход воды в водоеме года 95%-ной обеспеченности, м<sup>3</sup>/с;  $q$  — расчетный расход сточных вод, м<sup>3</sup>/с;  $a$  — коэффициент смешения, который определяет часть расчетного расхода водоема  $Q$ , смешивающегося со сточными водами.

Для определения необходимой степени очистки сточных вод данные об объеме и составе их принимаются из гл. 2, а гидрологические и санитарные характеристики водоемов, в которые будут сбрасываться очищенные сточные воды, могут быть приняты из гидрологических ежегодников.

Очистку бытовых сточных вод, как правило, следует ограничивать до степени, обеспечиваемой сооружениями полной биологической очистки (БПК<sub>полн</sub> очищенной воды — 10—15 мг/л), даже если по расчету требуется только механическая или неполная биологическая очистка. Рас-

четы же по определению требуемой степени очистки сточных вод выполняются с целью выявления необходимости доочистки сточных вод, т. е. снижения БПК<sub>20</sub> ниже 10—15 мг/л.

**Пример 3.1.** Определить необходимую степень очистки сточных вод до выпуска их в водоем при следующих исходных данных:

наименьший среднемесячный расход воды водоема года 95 %-вой обеспеченности (по данным гидрометеослужбы)

средняя скорость течения на расчетном участке реки

средняя глубина реки на расчетном участке  
расстояние от места выпуска сточных вод до расчетного створа по фарватеру (по течению)

расстояние от места выпуска сточных вод до расчетного створа по прямой (между центрами конечных створов)

расход сточных вод, принимаемый по среднечасовому расходу (см. пример 2.1)

содержание взвешенных веществ в сточной воде БПК<sub>20</sub> сточной воды

содержание нефтепродуктов в сточной воде

содержание СПАВ в сточной воде

содержание взвешенных веществ в воде водоема до спуска сточных вод

средняя температура воды в реке летом

БПК<sub>полн</sub> речной воды до места выпуска сточных вод

концентрация растворенного кислорода в речной воде до места спуска сточных вод

водоем относится к водному объекту хозяйственно-питьевого водопользования. Выпуск сточных вод предусматривается у берега.

$$Q = 21 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$v_{\text{ср}} = 0,3 \text{ м/с}$$

$$H_{\text{ср}} = 1,2 \text{ м}$$

$$L_r = 11\,000 \text{ м}$$

$$L_{\text{пр}} = 10\,000 \text{ м}$$

$$q = 0,778 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$b_{\text{общ}} = 298 \text{ г/м}^3$$

$$L_{\text{общ}} = 179 \text{ г/м}^3$$

$$C_{\text{общ}} = 7,15 \text{ г/м}^3$$

$$K_{\text{общ}} = 15,9 \text{ г/м}^3$$

$$b_p = 20 \text{ г/м}^3$$

$$t_p = 16^\circ \text{С}$$

$$L_p = 3,1 \text{ г/м}^3$$

$$O_p = 6 \text{ г/м}^3$$

### 3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТЕПЕНИ СМЕШЕНИЯ И РАЗБАВЛЕНИЯ СТОЧНЫХ ВОД В ВОДОЕМЕ У РАСЧЕТНОГО СТОРА (НА 1 КМ ВЫШЕ ПО ТЕЧЕНИЮ ОТ БЛИЖАЙШЕГО ПУНКТА ВОДОПОЛЬЗОВАНИЯ)

Коэффициент смешения  $\alpha$  определяется по методу В. А. Фролова и И. Д. Родзиллера:

$$\alpha = \frac{1 - e^{-\alpha^3 \sqrt{L}}}{1 + \frac{Q}{q} e^{-\alpha^3 \sqrt{L}}}, \quad (3.1)$$

где  $e$  — основание натурального логарифма;  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий гидравлические факторы смешения и определяемый по формуле

$$\alpha = \varphi \xi^3 \sqrt{\frac{E}{q}}; \quad (3.2)$$

$\varphi$  — коэффициент извилистости:  $\varphi = L/L_{\text{пр}}$ . Для рассматриваемого случая

$$\varphi = \frac{11\,000}{10\,000} = 1,1;$$

$\xi = 1$  — для берегового выпуска,  $\xi = 1,5$  — для выпуска в фарватер реки;  $E$  — коэффициент турбулентной диффузии; для равнинных рек определяется по формуле М. В. Потапова:

$$E = \frac{v_{\text{ср}} H_{\text{ср}}}{200}.$$

Для расчетного случая:

$$E = \frac{0,3 \cdot 1,2}{200} = 0,0018;$$

$$\alpha = 1,1 \cdot 1^3 \sqrt{\frac{0,0018}{0,778}} = 0,145;$$

$$a = \frac{1 - e^{-0,145^3 \sqrt{11\,000}}}{1 + \frac{21}{0,778} e^{-0,145^3 \sqrt{11\,000}}} = 0,47.$$

Кратность разбавления перед расчетным пунктом водопользования определяем по формуле

$$n = \frac{aQ + q}{q} = \frac{0,47 \cdot 21 + 0,778}{0,778} = 13,7. \quad (3.3)$$

С целью повышения коэффициента смешения применяем рассевающий фильтрующий струйный выпуск конструкции К. В. Иванова, позволяющий приблизить створ смешения очищенной воды практически к створу самого выпуска. Коэффициент смешения при этом может быть 0,80—0,95. Принимаем  $a = 0,86$ .

Дальнейшие расчеты по требуемой степени очистки сточных вод производим при  $a = 0,86$  (кратность разбавления  $n = 24,3$ ).

Расчет струйного выпуска, обеспечивающего значение  $a = 0,86$ , приведен ниже.

### 3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО ВЗВЕШЕННЫМ ВЕЩЕСТВАМ

Согласно санитарным правилам, предельно допустимое содержание взвешенных веществ в сточных водах, спускаемых в водоем, определяется по формуле

$$m = p \left( \frac{aQ}{q} + 1 \right) + b_p \quad (3.4)$$

где  $p$  — допустимое увеличение концентрации взвешенных веществ в водоеме после спуска сточных вод; для расчетного случая  $p = 0,25$  г/м<sup>3</sup>;  $b_p$  — концентрация взвешенных веществ в воде водоема до спуска сточных вод, г/м<sup>3</sup>:

$$m = 0,25 \left( \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} + 1 \right) + 20 = 26,05 \text{ г/м}^3.$$

Необходимая степень очистки (в процентах) сточных вод по взвешенным веществам определяется по формуле

$$\mathcal{D} = \frac{b_{\text{общ}} - m}{b_{\text{общ}}} 100,$$

где  $b_{\text{общ}}$  — концентрация взвешенных веществ в сточных водах до очистки;  $b_{\text{общ}} = 298$  г/м<sup>3</sup>;

$$\mathcal{D} = \frac{298 - 26,05}{298} 100 = 91,3 \%,$$

### 3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО БПК<sub>полн</sub> СМЕСИ СТОЧНЫХ ВОД И ВОДЫ ВОДОЕМА

В общем случае концентрация загрязнений в сточных водах, удовлетворяющая санитарным требованиям при спуске их в водоем, определяется по формуле

$$L_{\text{ст}} = \frac{aQ}{q 10^{-K_{\text{ст}}T}} (L_{\text{пр.дон}} - L_p 10^{-K_p T}) + \frac{L_{\text{пр.дон}}}{10^{-K_{\text{ст}}T}},$$

где  $L_{\text{ст}}$  — БПК<sub>полн</sub> очищенной сточной воды, г/м<sup>3</sup>;  $K_{\text{ст}}$ ,  $K_p$  — константы скорости потребления кислорода сточной и речной водой, определяемые опытным путем;  $T$  — продолжительность перемещения воды от места выпуска сточных вод до расчетного створа, сут;  $L_{\text{пр.дон}}$  — предельно допустимая БПК<sub>полн</sub> смеси речной и сточной воды в расчет-

ном створе, г/м<sup>3</sup>;  $L_p$  — БПК<sub>полн</sub> речной воды до места выпуска сточных вод, г/м<sup>3</sup>.

С известным допущением  $K_{\text{ст}} = K_p = K_1$ . В этом случае определение необходимой степени очистки сточных вод выполняется следующим образом.

Биохимическая потребность в кислороде смеси речной и сточной воды в расчетном створе определяется по формуле

$$L_T = L_a 10^{-K_1 T}, \quad (3.5)$$

где  $L_a$  — БПК<sub>полн</sub> смеси речной и сточной воды в месте выпуска сточных вод, г/м<sup>3</sup>;  $L_T$  — допустимая БПК<sub>полн</sub> смеси речной и сточной воды в расчетном створе, в данном случае  $L_T = 3$  г/м<sup>3</sup>;  $K_1$  — константа скорости потребления кислорода.

Для смеси сточных и речных вод  $K_{1(20)} = 0,1$ . Для промежуточных температур  $K_1$  определяется по формуле

$$K_{1(t)} = K_{1(20)} \cdot 1,047^{t-20};$$

$$K_{1(16)} = 0,1 \cdot 1,047^{16-20} = 0,083.$$

Значения  $K_1$  можно принимать также по табл. 3.1 [9].

Табл. 3.1. Значения  $K_1$  при температуре воды  $t$

$t, ^\circ\text{C}$	$K_1$	$t, ^\circ\text{C}$	$K_1$	$t, ^\circ\text{C}$	$K_1$
0	0,04	14	0,08	24	0,12
5	0,05	16	0,09	26	0,13
9	0,06	20	0,10	28	0,14
12	0,07	22	0,11	29	0,15

Продолжительность протока воды от места спуска до расчетного створа

$$T = \frac{L}{v_{\text{ср}} 86400} = \frac{11000}{0,3 \cdot 86400} = 0,425 \text{ сут.}$$

Подставляем в уравнение (3.5) известные величины и решаем его относительно  $L_a$ :

$$L_a = \frac{3}{10^{-0,083 \cdot 0,425}} = 3,26 \text{ г/м}^3.$$

Допустимое значение БПК<sub>полн</sub> сточных вод, спускаемых в водоем, определяют по формуле

$$L_{\text{ст}} = \frac{aQ}{q} (L_a - L_p) + L_a; \quad (3.6)$$

$$L_{\text{ст}} = \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} (3,26 - 3,1) + 3,26 = 7 \text{ г/м}^3.$$

Требуемая степень очистки сточных вод по БПК<sub>полн</sub>

$$\mathcal{E} = \frac{L_{\text{общ}} - L_{\text{ст}}}{L_{\text{общ}}} 100 = \frac{179 - 7}{179} 100 = 96 \%,$$

где  $L_{\text{общ}} = 179 \text{ г/м}^3$  — БПК<sub>полн</sub> сточных вод до очистки.

При полной биологической очистке сточных вод на биофильтрах или аэротенках снижение БПК<sub>20</sub> возможно лишь до 15 мг/л. Для дальнейшего снижения БПК<sub>20</sub> сточных вод (в данном случае до 7 мг/л) должна предусматриваться доочистка их одним из следующих методов: фильтрованием через кварцевые фильтры; обработкой в биологических прудах доочистки; аэрацией и др.

### 3.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО РАСТВОРЕННОМУ В ВОДЕ ВОДОЕМА КИСЛОРОДУ

**Расчет без учета реаэрации.** Этот способ учитывает поглощение сточными водами только того растворенного кислорода, который содержится речная вода у места спуска сточных вод. При этом если концентрация растворенного в речной воде кислорода не станет ниже 4 г/м<sup>3</sup> (для водоемов рыбохозяйственного значения I вида водопользования — не ниже 6 г/м<sup>3</sup>) в течение первых двух суток, то это снижение не произойдет и в дальнейшем.

При этом условии допустимая концентрация спускаемых сточных вод по БПК<sub>полн</sub> определяется по формуле

$$L_{\text{ст}} = \frac{aQ}{0,4q} (O_p - 0,4L_p - 4) - \frac{4}{0,4},$$

где 0,4 — коэффициент для пересчета БПК<sub>полн</sub> в БПК<sub>2</sub>; 4 — наименьшая допустимая по санитарным правилам концентрация растворенного кислорода в воде водоема, г/м<sup>3</sup>.

Таким образом,

$$L_{\text{ст}} = \frac{0,86 \cdot 21}{0,4 \cdot 0,778} (6 - 0,4 \cdot 3,1 - 4) - \frac{4}{0,4} = 33 \text{ г/м}^3.$$

Требуемая степень очистки по БПК<sub>полн</sub> составит

$$\mathcal{E} = \frac{179 - 33}{179} 100 = 81,6 \%.$$

Если  $L_{\text{ст}} \geq 15 \text{ г/м}^3$ , расчет с учетом реаэрации можно не делать. Однако нами такой расчет приводится с целью показать, как влияет процесс реаэрации на допустимую БПК сточных вод, спускаемых в водоем.

**Расчет с учетом реаэрации (вариант I).** Этот способ расчета учитывает процессы поглощения кислорода сточными водами из речной воды и поверхностную реаэрацию. При этом наименьшее содержание растворенного кислорода в воде водоема в критической точке должно быть не менее 4 г/м<sup>3</sup> (в водоемах рыбохозяйственного значения I вида водопользования не менее 6 г/м<sup>3</sup>).

Определяем дефицит кислорода в речной воде до спуска сточных вод:

$$D_a = O_n - O_p,$$

где  $O_n$  — нормальное (насыщающее) количество растворенного в воде кислорода при заданной температуре и давлении воздуха 0,1 МПа (табл. 3.2).

В данном случае насыщающее количество кислорода при  $t = 16^\circ\text{C}$  составляет 9,95 г/м<sup>3</sup>. Тогда начальный дефицит кислорода в речной воде

$$D_a = 9,95 - 6 = 3,95 \text{ г/м}^3.$$

Дефицит кислорода в речной воде в критической точке по прошествии времени  $T_{кр}$  после спуска сточных вод

$$D_T = 9,95 - 4 = 5,95 \text{ г/м}^3.$$

Табл. 3.2. Растворимость кислорода в 1 л воды при давлении 0,1 МПа

$t, ^\circ\text{C}$	$O_2, \text{ мг}$	$t, ^\circ\text{C}$	$O_2, \text{ мг}$	$t, ^\circ\text{C}$	$O_2, \text{ мг}$
1	14,23	11	11,08	21	8,89
2	13,84	12	10,83	22	8,83
3	13,48	13	10,60	23	8,68
4	13,13	14	10,37	24	8,53
5	12,80	15	10,15	25	8,38
6	12,48	16	9,95	26	8,22
7	12,17	17	9,74	27	8,07
8	11,87	18	9,64	28	7,92
9	11,59	19	9,35	29	7,77
10	11,33	20	9,17	30	7,63

Для определения допустимой величины БПК<sub>полн</sub> смеси речной и сточной воды в месте выпуска  $L_a$  и продолжительности протока сточных вод до критической точки  $T_{кр}$  решаем совместно два уравнения методом последовательных приближений:

$$D_T = \frac{K_1 L_a}{K_2 - K_1} (10^{-K_1 T} - 10^{-K_2 T}) + D_a 10^{-K_2 T}; \quad (3.7)$$

$$T_{кр} = \frac{\lg \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[ 1 - \frac{K_2 - K_1}{K_1 L_a} \right] \right\}}{K_2 - K_1}, \quad (3.8)$$

где  $K_2$  — константа скорости растворения кислорода, зависящая от гидрологического режима водоема.

По исследованиям Фелпса можно принимать следующие значения  $K_2$ :

для водохранилищ и слабопроточных водоемов	0,05 — 0,15
для рек с малой скоростью течения (до 0,5 м/с)	0,2 — 0,25
для рек с большой скоростью течения (более 0,5 м/с)	0,3 — 0,8
для малых рек	0,5 — 0,8

Принимаем  $K_2 = 0,2$ .

Для упрощения расчетов значения  $10^{-KT}$  приведены в табл. 3.3.

Табл. 3.3. Значения  $10^{-KT}$

K/T	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0
0,04	0,981	0,955	0,912	0,871	0,832	0,794	0,759	0,692	0,631	0,575
0,06	0,966	0,933	0,871	0,813	0,769	0,708	0,661	0,575	0,501	0,487
0,08	0,955	0,912	0,832	0,769	0,692	0,631	0,575	0,489	0,408	0,331
0,10	0,944	0,891	0,794	0,708	0,631	0,572	0,601	0,398	0,316	0,251
0,12	0,933	0,871	0,759	0,661	0,575	0,501	0,435	0,331	0,251	0,191
0,14	0,922	0,851	0,724	0,617	0,525	0,447	0,332	0,275	0,200	0,145
0,16	0,912	0,832	0,692	0,575	0,479	0,398	0,331	0,229	0,159	0,110
0,18	0,908	0,813	0,661	0,573	0,437	0,355	0,288	0,191	0,126	0,083
0,20	0,891	0,794	0,631	0,501	0,393	0,316	0,251	0,168	0,100	0,163
0,22	0,888	0,776	0,603	0,478	0,363	0,283	0,219	0,132	0,079	0,049
0,24	0,871	0,759	0,575	0,437	0,331	0,251	0,191	0,110	0,063	0,036
0,26	0,861	0,741	0,550	0,407	0,302	0,224	0,166	0,091	0,050	0,075
0,28	0,851	0,724	0,525	0,380	0,275	0,199	0,145	0,075	0,050	0,021
0,30	0,841	0,708	0,501	0,335	0,251	0,178	0,126	0,063	0,032	0,016
0,40	0,794	0,631	0,398	0,251	0,158	0,100	0,063	0,025	0,010	0,004
0,50	0,750	0,565	0,316	0,178	0,100	0,056	0,032	0,010	0,003	0,001

Приняв  $L_a = 15$  г/м<sup>3</sup>, определяем

$$T_{кр} = \frac{\lg \left\{ \frac{0,2}{0,083} \left[ 1 - \frac{3,95(0,2 - 0,083)}{0,083 \cdot 15} \right] \right\}}{0,2 - 0,083} = 1,56 \text{ сут.}$$

Значение  $T_{кр}$  подставляем в формулу (3.7)

$$5,95 = \frac{0,083 L_a}{0,2 - 0,083} (10^{-0,083 \cdot 1,56} - 10^{-0,2 \cdot 1,56}) + 3,95 \cdot 10^{-0,2 \cdot 1,56},$$

откуда  $L_a = 22$  г/м<sup>3</sup>.

Для первого приближения принимаем  $L_a = 22$  г/м<sup>3</sup> и по формуле (3.8) определяем  $T_{кр}$ :

$$T_{кр} = \frac{\lg \left\{ \frac{0,2}{0,083} \left[ 1 - \frac{3,95(0,2 - 0,083)}{0,083 \cdot 22} \right] \right\}}{0,2 - 0,083} = 2,18 \text{ сут.}$$

По формуле (3.7) находим  $L_a$

$$5,95 = \frac{0,083 L_a}{0,2 - 0,083} (10^{-0,083 \cdot 2,18} - 10^{-0,2 \cdot 2,18}) + 3,95 \cdot 10^{-0,2 \cdot 2,18},$$

откуда  $L_a = 21,8$  г/м<sup>3</sup>, что незначительно отличается от значения 22 г/м<sup>3</sup>.

Допустимую БПК<sub>полн</sub> сточных вод, спускаемых в водоем, определяем по формуле (3.6)

$$L_{ст} = \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} (22 - 3,1) + 22 = 458 \text{ г/м}^3.$$

БПК<sub>полн</sub> сточных вод, поступающих от города, меньше БПК<sub>полн</sub>, допустимой при спуске сточных вод в водоем. Поэтому очистка их по этому показателю не требуется.

**Расчет с учетом реэрации (вариант II).** Этим расчетом проверяется, будет ли допускаемое по БПК загрязнение водоема (в нашем случае  $L_{ст} = 7$  г/м<sup>3</sup>) ухудшать его кислородный режим, т. е. останется ли в воде 4 мг/л кислорода и в критический момент времени  $T_{кр}$  [7].

В этом случае в формулах (3.7) и (3.8) средневзвешенная величина  $L_a$  определяется из уравнения

$$L_a = \frac{L_p a Q + L_{ст} q}{a Q + q}.$$

Значение  $L_a$  подставляем в формулу (3.8) и определяем  $T_{кр}$ . Затем по формуле (3.7) определяем  $D_T$ , причем должно выполняться условие  $D_T \leq O_n - 4$ .

В нашем примере при определении  $T_{кр}$  по формуле (3.8) получается логарифм отрицательной величины. Это говорит о том, что при сбросе сточных вод с  $L_{ст} = 7$  мг/л критическое состояние в водоеме наступить не может.

Расчет по кислородному режиму произведен двумя способами: без учета реэрации и с учетом ее. Первый способ дает несколько завышенный результат. Расчет с учетом реэрации более точен, но требует многих исходных данных, подробных изысканий и поэтому не всегда приемлем.

### 3.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО ОРГАНОЛЕПТИЧЕСКОМУ ПОКАЗАТЕЛЮ ВРЕДНОСТИ

Допустимая концентрация вредного вещества в сточных водах, спускаемых в водоем, определяется по формуле

$$C_{ст} = \frac{aQ}{q} (C_{пр. доп} - C_p) + C_{пр. доп}$$

где  $C_{пр. доп}$  — предельно допустимая концентрация вредного вещества в водоеме, г/м<sup>3</sup>;  $C_p$  — концентрация этого же вида загрязнения в водоеме выше места выпуска сточных вод в водоем;  $C_p = 0,01$  г/м<sup>3</sup> (нефтепродукты).

Определим необходимую степень очистки сточных вод по содержанию нефтепродуктов:

$$C_{ст} = \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} (0,3 - 0,01) + 0,3 = 7,05 \text{ г/м}^3.$$

Требуемая степень очистки сточных вод при начальной концентрации нефтепродуктов  $C_{общ} = 7,15$  г/м<sup>3</sup> составит

$$\vartheta = \frac{C_{общ} - C_{ст}}{C_{общ}} 100 = \frac{7,15 - 7,05}{7,15} 100 = 1,4 \%$$

На очистных сооружениях степень очистки составляет 85—90 % [19, табл. 24].

Аналогично определяем степень очистки сточных вод по содержанию СПАВ (содержание СПАВ в воде водоема до выпуска сточных вод  $K_p = 0,2$  г/м<sup>3</sup>):

$$K_{ст} = \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} (0,5 - 0,2) + 0,5 = 7,5 \text{ г/м}^3.$$

При начальной концентрации СПАВ 15,9 г/м<sup>3</sup> требуемая степень очистки сточных вод

$$\vartheta = \frac{15,9 - 7,5}{15,9} 100 = 52,5 \%$$

В процессе полной очистки может быть достигнута степень удаления СПАВ до 80 % [19, табл. 24].

### 3.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОБРАБОТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО ТЕМПЕРАТУРЕ ВОДЫ ВОДОЕМА

Согласно санитарным правилам, температура воды водоема в результате спуска сточных вод не должна повышаться более чем на 3 °С по сравнению с максимальной температурой в летнее время.

Это условие описывается уравнением

$$t_{ст} = \left( \frac{aQ}{q} + 1 \right) t_{доп} + t_p,$$

где  $t_{ст}$  — максимальная допустимая температура сточных вод, сбрасываемых в водоем;  $t_p$  — максимальная температура воды водоема до выпуска сточных вод в летнее время;  $t_{доп}$  — допустимое повышение температуры воды водоема (не более чем на 3 °С).

Максимальная допустимая температура сточных вод

$$t_{ст} = \left( \frac{0,86 \cdot 21}{0,778} + 1 \right) 3 + 16 = 86,0 \text{ °С}.$$

Температура бытовых сточных вод летом не превышает 20—22, а промышленных (по технологическому заданию) принята 22 °С. Поэтому специальных мер для понижения температуры сточных вод не предусматривается.

### 3.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ РАЗБАВЛЕНИЯ СТОЧНЫХ ВОД ПО ОКРАСКЕ, ЗАПАХУ И ПРИВКУСУ

Необходимость очистки сточных вод в отношении окраски, запаха и привкуса перед спуском в водоем определяется сравнением степени разбавления, указанной в анализе, со степенью разбавления у расчетного створа.

**Пример 3.2.** В реку сбрасываются производственные сточные воды: окраска бурая, исчезает в столбике 10 см при разведении 1 : 10; запах фенольный, исчезает при разведении 1 : 12; привкус горьковатый, исчезает при разведении 1 : 6. Расчетный расход сточных вод  $q = 0,5$  м<sup>3</sup>/с. Расход воды в реке (95 %-ной обеспеченности)  $Q = 15$  м<sup>3</sup>/с. Коэффициент смещения у расчетного створа  $a = 0,80$ .

Водоем относится ко II виду водоемов культурно-бытового водопользования.

По формуле (3.3) определяем кратность разбавления сточных вод речной водой у расчетного створа:

$$n = \frac{0,8 \cdot 15 + 0,5}{0,5} = 25.$$

Таким образом, сточные воды не ухудшают качество речной воды у пункта водопользования и не требуют предварительного разбавления.

### 3.9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД ПО ИЗМЕНЕНИЮ АКТИВНОЙ РЕАКЦИИ ВОДЫ ВОДОЕМА

Согласно санитарным нормам, активная реакция pH воды водоемов санитарно-бытового и рыбохозяйственного водопользования не должна выходить за пределы 6,5—8,5.

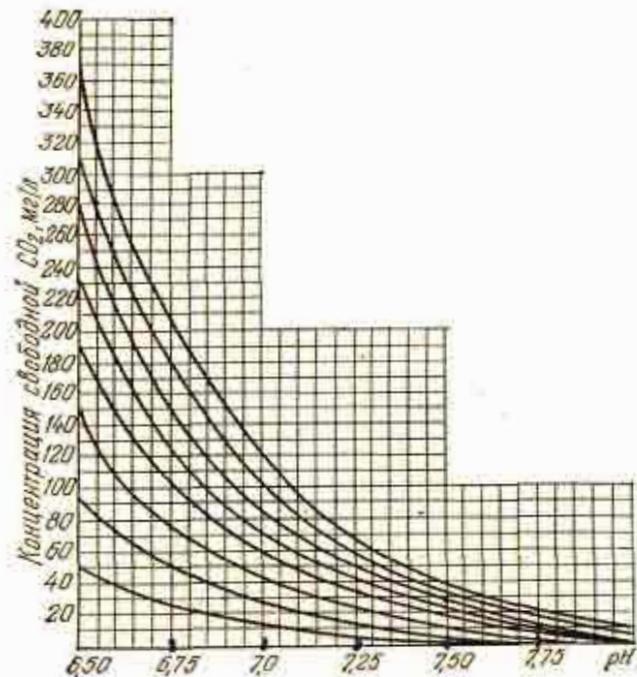


Рис. 3.1. График для расчета свободной углекислоты

Максимально допустимая концентрация кислоты и щелочи в сточных водах, спускаемых в водоемы, определяется по формулам:

$$\begin{aligned} K &= \frac{aQ}{q} X_k; \\ \text{Щ} &= \frac{aQ}{q} X_{\text{щ}} \end{aligned} \quad (3.9)$$

где  $X_k$ ,  $X_{\text{щ}}$  — допустимое содержание кислоты и щелочи, поступающих в водоем, мл нормального раствора щелочи и кислоты;

$$\begin{aligned} X_k &= 0,5B - 0,01C; \\ C_{\text{м}} &= 0,02C - 0,01B, \end{aligned} \quad (3.10)$$

$B$  — щелочность речной воды, мл нормального раствора кислоты, мл;  $C$  — концентрация свободной углекислоты в речной воде:

$$C = 8,16 - \text{pH} + \lg B.$$

Для облегчения вычисления рекомендуется пользоваться графиком (рис. 3.1), по которому определяется концентрация свободной углекислоты  $C$  по данным щелочности  $B$  и pH воды.

**Пример 3.3.** Определить условия спуска производственных сточных вод в водоем при следующих исходных данных:

расход воды в реке (95%-ной обеспеченности)  $Q = 15 \text{ м}^3/\text{с}$   
по летним анализам  $B = 4$  мл нормального раствора кислоты, а  $\text{pH} = 7,2$   
расход сточных вод  $q = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$   
кислотность сточных вод равна 42,5 мл нормального раствора щелочи  
коэффициент смешения у расчетного створа  $a = 0,8$ .

По графику (рис. 3.1) определяем содержание в речной воде свободной углекислоты:  $C = 45 \text{ мг/л}$ .

По формуле (3.10) определяем максимально допустимый спуск кислоты:

$$X_k = 0,5 \cdot 4 - 0,01 \cdot 45 = 1,55 \text{ мл нормального раствора щелочи.}$$

Допустимую кислотность сточных вод, сбрасываемых в водоем, определяем по формуле (3.9)

$$K = \frac{0,8 \cdot 15}{0,5} 1,55 = 37,2 \text{ мл нормального раствора щелочи.}$$

Таким образом, требуется предварительная нейтрализация сточных вод в пределах  $42,5 - 37,2 = 5,3$  мл нормального раствора щелочи на каждый литр сточных вод.

## Глава 4

### ВЫБОР МЕТОДА ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД И ТИПОВ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

#### 4.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Согласно СНиП II-32—74, метод и степень очистки сточных вод должны определяться в зависимости от местных условий с учетом возможного использования очищенных сточных вод для промышленных или сельскохозяйственных нужд. Используемые сточные воды должны отвечать санитарно-гигиеническим, а также технологическим требованиям потребителя.

Сточные воды, сбрасываемые в водоемы, должны отвечать требованиям «Правил охраны поверхностных вод от загрязнений сточными водами».

Смесь бытовых и производственных сточных вод при поступлении на сооружения биологической очистки должна отвечать требованиям, изложенным в [19].

#### 4.2. ПОКАЗАТЕЛИ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ СОСТАВ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Состав очистных сооружений должен выбираться в зависимости от требуемой степени очистки сточных вод, пропускной способности очистной станции, состава сточных вод, поступающих на очистную станцию, метода использования осадка и от других местных условий в соответствии с нормами проектирования отдельных очистных сооружений и технико-экономическими расчетами.

Эффективность различных способов очистки сточных вод приведена в табл. 4.1.

Выбор типа очистного сооружения зависит и от размеров площадки, на которой оно размещается (табл. 4.2).

Табл. 4.1. Эффективность различных способов очистки сточных вод

Способ очистки	Устранение взвешенных веществ, % (по массе)	Снижение БПК, %
Механическая	50—60	20—30
Механическая с последующей обработкой на биофильтрах	90—95	85—95
Механическая с последующей обработкой в аэротенках, а также на полях орошения или полях фильтрации	95—99	95—99

Примечание. Для биофильтров и аэротенков, предназначенных для частичной очистки, снижение БПК может быть осуществлено в меньшей степени по предварительному расчету.

Табл. 4.2. Площади, необходимые для расположения очистных станций (включая сооружения механической очистки), га

Суточный расход сточных вод, м <sup>3</sup>	Только механическая очистка	Поля фильтрации	Аэротенки и высоконагружаемые биофильтры
5000	0,7—0,5	50—30	1,25—1
10 000	1,2—0,8	100—60	2—1,5
15 000	1,5—1	150—90	2,5—1,85
20 000	1,8—1,2	200—120	3—2,2
30 000	2,5—1,6	300—180	4,5—3
40 000	3,2—2	400—240	6—4
50 000	3,8—2,5	500—300	7,5—5
75 000	5—3,75	750—450	10—7,5
100 000	6,25—5	1000—600	12,5—10

#### 4.3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ ТИПОВ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В зависимости от количества сточных вод, подлежащих очистке, рекомендуются следующие типы очистных сооружений (табл. 4.3).

Союзводоканалпроектом разработаны комплексы очистных сооружений биологической очистки сточных вод производительностью от 2,7 до 220 тыс. м<sup>3</sup>/сут с БПК<sub>20</sub> до 200 мг/л и степенью очистки по БПК<sub>20</sub> до 15; 7,5 и 3—5 мг/л.

Состав комплексов очистных сооружений приводится в табл. 4.4.

Союзводоканалпроектом разработаны укрупненные показатели стоимости очистных сооружений на 1 м<sup>3</sup> бытовых

Табл. 4.3. Рекомендуемые типы очистных сооружений

Окончание

Суточный расход сточных вод, м <sup>3</sup>	Рекомендуемые сооружения	Примечания
1	2	3
<i>Для механической очистки</i>		
До 25	Септики, установка для дезинфекции	При расходе сточных вод до 15 м <sup>3</sup> /сут дозирующее устройство для дезинфекции можно не предусматривать
До 4200	Решетки-дробилки, песколовки, двухъярусные отстойники, установка для дезинфекции и сооружения для обработки осадка (иловые площадки)	
До 10 000	Решетки-дробилки и резервная решетка с механическими граблями, песколовки с круговым движением воды, вертикальные отстойники или осветлители с естественной аэрацией, установки для дезинфекции, контактные резервуары и сооружения для обработки осадка (механическое обезвоживание или иловые площадки)	
Более 10 000	Решетки с механической очисткой и удалением отбросов ленточным транспортером в контейнеры, песколовки с гидроциклонами для отмывки песка, горизонтальные или радиальные отстойники, заблокированные с преаэраторами, хлораторные установки, контактные резервуары, сооружения для обработки осадка (метантенки и иловые площадки; механическое обезвоживание сырого осадка на центрифугах или вакуум-фильтрах; обезвоживание осадка путем нагрева инфракрасными горелками или компостирование осадка; термическая сушка осадка методом встречных газовых струй)	При пропускной способности более 20 000 м <sup>3</sup> /сут—песколовки аэрируемые, отстойники радиальные
<i>Для биологической очистки</i>		
(дополнительно к сооружениям механической очистки и обработки осадка)		
До 25	Поля подземной фильтрации, песчано-гравийные фильтры, фильтрующие траншеи (до 15 м <sup>3</sup> /сут), биологические	

1	2	3
	пруды, ЦОК, контактные аэрационные установки со стабилизацией активного ила	
До 1400	Аэрационные установки, работающие по методу «полного» окисления (аэротенки продленной аэрации) (до 700 м <sup>3</sup> /сут), аэрационные установки с аэробной стабилизацией активного ила (при расходе сточных вод более 200 м <sup>3</sup> /сут), ЦОК, капельные биофильтры, поля фильтрации, биологические пруды	Устройство ЦОК допускается в районах с расчетной зимней температурой не ниже —25°С
До 4200	Поля орошения, поля фильтрации, высоконагружаемые биофильтры или аэротенки со стабилизацией активного ила	
До 10 000	Поля орошения, при отсутствии земельных участков — высокопроизводительные аэротенки с механической аэрацией, заблокированные со вторичными отстойниками, и с аэробной минерализацией избыточного активного ила	
Более 10 000	Аэротенки с неравномерно рассредоточенным впуском сточной воды, аэротенки-смесители, аэротенки-вытеснители с механической или пневматической аэрацией и для станций с пропускной способностью до 50 000 м <sup>3</sup> /сут с аэробной стабилизацией активного ила в минерализаторах	

*Доочистка сточных вод*

Производится в биологических прудах, при отсутствии достаточных площадей — на песчаных и двухслойных фильтрах или микрофильтрах

сточных вод в зависимости от пропускной способности станции (рис. 4.1).

Произведем выбор метода очистки сточных вод и типов очистных сооружений на основании расчетов, приведенных в примерах 2.1 и 3.1:

Пропускная способность очистной станции  $Q_{\text{ср.сут}} = 67\,200 \text{ м}^3/\text{сут}$   
 Требуемая степень очистки сточных вод, %:  
 по взвешенным веществам  $91,3$   
 ( $m = 26,05 \text{ мг/л}$ )

по БПК<sub>20</sub> смеси сточных вод  
и воды водоема ( $L_T = 7$  мг/л)  
по растворенному в воде во-  
доема кислороду ( $L_T = 33$  мг/л)

96

81,6

Для размещения очистных сооружений отводится участ-  
сток площадью 20 га. Возможность сельскохозяйственного  
использования сточных вод отпадает, так как вблизи кана-  
лизируемого объекта нет сельскохозяйственных угодий,  
нуждающихся в орошении.

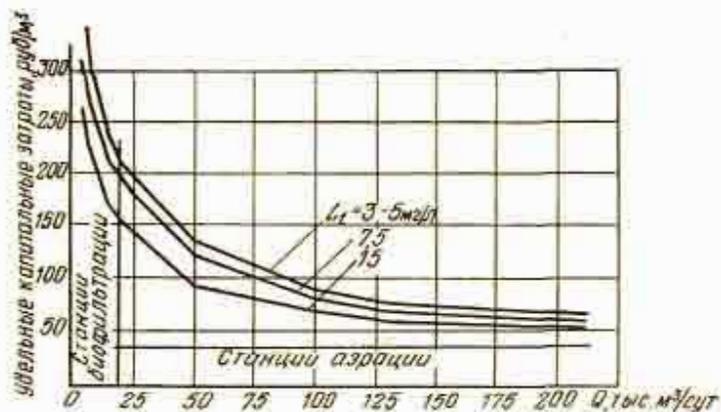


Рис. 4.1. Удельные капитальные затраты на 1 м<sup>3</sup> суточ-  
ной пропускной способности комплексов сооружений для  
биологической очистки сточных вод с концентрацией  
БПК<sub>20</sub> до 200 мг/л;  
 $L_T$  — конечная БПК<sub>20</sub>

Табл. 4.4. Комплексы очистных сооружений биологической очистки

Виды очистки	Состав комплекса	Пропускная способность, тыс. м <sup>3</sup> /сут				
		2,7— 4,2	7	10	17—40	50—220
Механическая	Приемная камера	+	+	+	+	+
	Здание решеток	+	+	+	+	+
	Песколовки	+	+	+	+	+
	Песковые площадки	+	+	+	+	+
	Бункеры для песка	+	+	+	+	+
	Двухъярусные отстойники	+	+	+	+	+
	Первичные вертикальные от- стойники	+	+	+	+	+
	Первичные радиальные отстой- ники	+	+	+	+	+
	Вторичные вертикальные от- стойники	+	+	+	+	+
	Вторичные радиальные отстой- ники	+	+	+	+	+

Окончание

Виды очистки	Состав комплекса	Пропускная способность, тыс. м <sup>3</sup> /сут				
		2,7— 4,2	7	10	17—40	50—220
Биологическая	Биофильтры	+	+	+	+	+
	Аэротенки	+	+	+	+	+
	Насосная воздуходувная стан- ция	+	+	+	+	+
	Вторичные вертикальные от- стойники	+	+	+	+	+
	Вторичные радиальные отстой- ники	+	+	+	+	+
	Контактные резервуары	+	+	+	+	+
	Хлораторная	+	+	+	+	+
	Камера эрлифтов	+	+	+	+	+
	Илоуплотнители	+	+	+	+	+
	Метантенки	+	+	+	+	+
	Камера дегельминтизации	+	+	+	+	+
	Цех механического обезвожи- вания осадка	+	+	+	+	+
Иловые площадки	+	+	+	+	+	
Доочистка стоков (до 7,5 мг/л)	Станция доочистки (микро- фильтры, песчаные фильтры с резервуарами грязной и чистой промывной воды, песковое хо- зяйство)	+	+	+	+	+
	То же, биологические пруды с механической аэрацией	+	+	+	+	+
Доочистка стоков (до 3—5 мг/л)	Технологические сети	+	+	+	+	+
	Вспомогательные здания и со- оружения общего назначения (котельная, административно-хо- зяйственный блок, склады, га- раж, газгольдер, свечи для сжи- гания газа, рефертиное хозяйст- во и др.)	+	+	+	+	+
Общезональные сооружения	Благоустройство площадки с учетом дренажа под основные сооружения	+	+	+	+	+

В соответствии с исходными данными назначаем пол-  
ную очистку сточных вод на сооружениях искусственной  
биологической очистки с аэротенками. Для снижения  
БПК<sub>20</sub> до 7 мг/л необходима их доочистка.

## Глава 5

## РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ СТАНЦИИ АЭРАЦИИ С АЭРОТЕНКАМИ НА ПОЛНУЮ ОЧИСТКУ

### 5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

На станциях аэрации с аэротенками на полную биологическую очистку может быть достигнуто снижение БПК<sub>20</sub> сточных вод до 15 мг/л. При необходимости более глубокой очистки предусматриваются сооружения для доочистки — песчаные фильтры, микрофильтры или биологические пруды.

Ниже приводится пример расчета сооружений станции аэрации с аэротенками на полную биологическую очистку с доочисткой сточных вод.

**Пример 5.1.** Требуется произвести технологические и гидравлические расчеты очистных канализационных сооружений, представленных на схеме очистки городских сточных вод (рис. 5.1).

Исходные данные для расчета очистных сооружений взяты из примеров 2.1 и 3.1.

### 5.2. ПРИЕМНАЯ КАМЕРА ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Приемная камера предназначается для приема сточных вод, поступающих на очистные сооружения канализации, гашения скорости потока жидкости и сопряжения трубопроводов с открытым лотком.

Камеры предусматриваются на поступление сточных вод по одному или двум трубопроводам и располагаются в насыпи высотой до 5 м (рис. 5.2).

Приемные камеры разработаны институтом Союзводоканалпроект (серия 4.902-3).

На один трубопровод				На два трубопровода		
пропускная способность, л/с	диаметр трубопровода, мм	марка приемной камеры	размеры камеры А×В×Н, мм	диаметр трубопровода, мм	марка приемной камеры	размеры камеры А×В×Н, мм
393	600	ПК-1-60	1500×1500×1600	2×500	ПК-2-50	1500×2000×1600
476	600	ПК-1-60		2×600	ПК-2-60а	
610	700	ПК-1-70		2×600	ПК-2-60б	
750	700	ПК-1-70		2×700	ПК-2-70	
917	800	ПК-1-80		2×800	ПК-2-80	
1140	900	ПК-1-90		2×800	ПК-2-80	
1390	1100	ПК-1-110	2000×2000×2000	2×900	ПК-2-90	2000×3200×2000
1810	1200	ПК-1-120		2×1100	ПК-2-110	
2210	1200	ПК-1-120		2×1200	ПК-2-120а	
2450	1400	ПК-1-140		2×1200	ПК-2-120б	
2920	1400	ПК-1-140		2×1200	ПК-2-120б	

### 5.3. РАСЧЕТ РЕШЕТОК И РЕШЕТОК-ДРОБИЛОК

**Общие сведения.** В составе очистных сооружений должны предусматриваться решетки с прозорами 16 мм или решетки-дробилки.

Исходные данные (расходы сточных вод, м<sup>3</sup>/с):

средний секундный	$q_{\text{ср}} = 0,778$
максимальный секундный	$q_{\text{макс}} = 1,319$
минимальный секундный	$q_{\text{мин}} = 0,407$
приведенное население по взвешенным веществам	$N_{\text{пр}} = 312\,400$ чел.

**Расчет грабельных решеток (вариант I).** На очистных станциях применяются следующие стационарные решетки [8]: с ручной очисткой (при расходе отбросов не более 0,1 м<sup>3</sup>/сут); с механическими граблями наклонные с очисткой спереди тила МГТ; с исполнительным механизмом вне сточной жидкости, вертикальные типа РМВ и наклонные.

Технические характеристики решеток даны в табл. 5.2. Расчетная схема решетки представлена на рис. 5.3.

Табл. 5.2. Технические характеристики решеток типа МГ и РММВ

Марка	Пропускная способность, тыс. м <sup>3</sup> /сут	Размеры канала перед решеткой, мм		Площадь прохода решетки, м <sup>2</sup>	Ширина решетки, В <sub>р</sub> , мм	Масса, кг
		В	Н			
РМВ-1000	26	1000	1000	0,3		1690
МГ9Т	33	1000	1200	0,38	1425	1320
МГ7Т	35	800	1400	0,39	1338	1000
МГ11Т	50	1000	1600	0,57	1520	1500
МГ10Т	65	1000	2000	0,74	1580	1800
МГ8Т	110	1400	2000	1,25	1955	1637
МГ12Т	130	1600	2000	1,5	2175	1870
МГ6Т	165	2000	2000	1,9	2675	1951
МГ5Т	185	2000	3000	2,1	2175	2690
РМВ	17	600	800	0,2		610

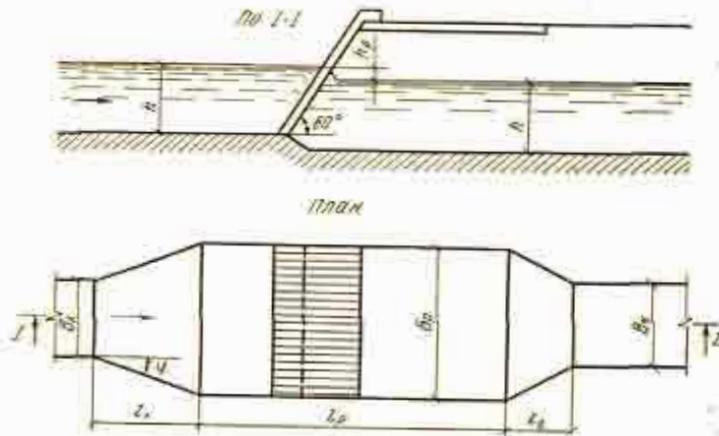


Рис. 5.3. Расчетная схема решетки

Определяем площадь живого сечения рабочих решеток:

$$F = \frac{q_{\max}}{v} = \frac{1,319}{0,9} = 1,47 \text{ м}^2,$$

где  $v$  — скорость движения жидкости в прозорах решетки, м/с. В прозорах механизированных решеток  $v = 0,8 - 1,0$  м/с. Принимаем  $v = 0,9$  м/с.

По табл. 5.2 (пропускная способность 67 200 м<sup>3</sup>/сут) принимаем решетки марки МГ10Т (площадь прохода  $f = 0,74$  м<sup>2</sup>). Тогда число рабочих решеток составит

$$N = \frac{F}{f} = \frac{1,47}{0,74} = 2 \text{ шт.}$$

Количество резервных решеток — 1.  
Основные показатели принятых решеток:

пропускная способность (двух рабочих решеток)	65 тыс. м <sup>3</sup> /сут
площадь прохода решетки	0,74 м <sup>2</sup>
ширина прозоров	$b = 0,016$ м
толщина стержней	$s = 0,008$ м
стержни прямоугольного сечения	
ширина решетки	$B_p = 1580$ мм
ширина канала перед решеткой	$B = 1000$ мм
глубина канала перед решеткой	$H = 2000$ мм

Число прозоров в решетке  $n$  можно определить по формуле:

$$B_p = nb + (n-1)s;$$

$$1580 = n16 + (n-1)8,$$

откуда

$$n = \frac{1580 + 8}{24} = 66.$$

Расчетное наполнение перед решеткой

$$h_{\max} = \frac{q_{\max} K_1}{bv_p n N} = \frac{1,319 \cdot 1,05}{0,016 \cdot 0,90 \cdot 66 \cdot 2} = 0,74 \text{ м,}$$

где  $K_1$  — коэффициент, учитывающий стеснение потока граблями;  $K_1 = 1,05$ .

Данные гидравлического расчета подводящего канала приведены в табл. 5.3.

Табл. 5.3. Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с		
	$q_{\text{ср}} = 389$	$q_{\text{макс}} = 659,5$	$q_{\text{мин}} = 203,5$
Уклон $i$	0,0008	0,0008	0,0008
Ширина $B$ , м	1,0	1,0	1,0
Накопление $h$ , м	0,48	0,74	0,31
Скорость $v$ , м/с	0,80	0,91	0,66

Поскольку рабочих решеток 2, то подводящий канал к каждой из них рассчитывается на половину расчетного расхода.

При определении размеров сечения канала следует учитывать, что наиболее выгодным является прямоугольное

сечение, у которого отношение ширины к высоте ( $B:h$ ) равно 2.

Скорость в уширенной части канала перед решеткой при минимальном притоке сточных вод желательна не менее 0,4 м/с во избежание заиливания канала:

$$v_{\text{мин}} = \frac{q_{\text{мин}}}{B_p h_{\text{мин}} N} = \frac{0,407}{1,0 \cdot 0,31 \cdot 2} = 0,66 \text{ м/с,}$$

где  $h_{\text{мин}}$  — наполнение в канале при минимальном притоке.

Потери напора в решетке определяем по формуле

$$h_p = \zeta \frac{v^2}{2g} K,$$

где  $K$  — коэффициент, учитывающий увеличение потерь напора в решетке вследствие засорения ее отбросами,  $K=3$ ;  $\zeta$  — коэффициент местного сопротивления решетки:

$$\zeta = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \sin \varphi.$$

Значения коэффициента  $\beta$

Форма стержня (рис. 5.4)	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7
$\beta$	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

$\varphi$  — угол наклона решетки к горизонту:  $\varphi=60^\circ$ ;

$$\zeta = 2,42 \left( \frac{0,0084}{0,016} \right)^{4/3} \cdot 0,85 = 0,83;$$

$$h_p = 0,83 \frac{0,9^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 3 = 0,1 \text{ м} = 10 \text{ см.}$$

На величину потерь напора следует понизить дно камеры за решеткой.

Определяем размеры камеры решетки в плане (см. рис. 5.3)

$$l_1 = \frac{B_p - B_k}{2 \operatorname{tg} 20^\circ} = \frac{1,580 - 1,00}{2 \cdot 0,364} = 0,8 \text{ м;}$$

$$l_2 = \frac{l_1}{2} = \frac{0,8}{2} = 0,40 \text{ м.}$$

Общая строительная длина камеры решеток

$$L = l_1 + l_2 + 1,5 = 0,8 + 0,4 + 1,5 = 2,7 \text{ м.}$$

Строительная глубина канала перед решеткой  $H=2$  м (см. табл. 5.2).

Пол здания решеток должен возвышаться над расчетным уровнем сточной воды в канале  $\Delta Z$  не менее чем на 0,5 м:

$$\Delta Z = H - (h_{\text{макс}} + h_p) = 2,0 - (0,74 + 0,10) = 1,16 > 0,5.$$

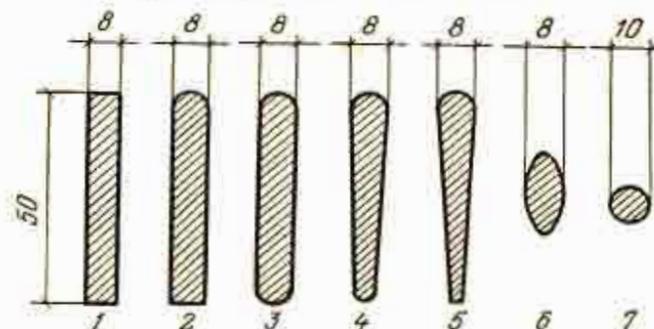


Рис. 5.4. Профили стержней решетки

Суточный расход отбросов, снимаемых с решеток, определяем по формуле

$$W = \frac{aN_{\text{пр}}}{365 \cdot 1000},$$

где  $a$  — отбросы, приходящиеся на одного человека в год,  $a=8$  л;  $N_{\text{пр}}$  — приведенное население по взвешенным веществам;

$$W = \frac{8 \cdot 312\,400}{365 \cdot 1000} = 6,9 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Отбросы, снятые с решетки, имеют следующие характеристики: плотность — 750 кг/м<sup>3</sup>, влажность — 80 %, зольность — 7—8 %, коэффициент часовой неравномерности поступления — 2.

Масса отбросов, снимаемых с решеток за сутки,

$$P = \frac{6,9 \cdot 750}{1000} = 5,15 \text{ т}$$

или за час

$$P_4 = \frac{P}{24} K_4 = \frac{5,15}{24} \cdot 2 = 0,43 \text{ т} = 430 \text{ кг.}$$

Для дробления извлеченных отбросов применяют дробилки молоткового типа (табл. 5.4).

**Табл. 5.4. Технические характеристики молотковых дробилок [8]**

Производительность, кг/ч	Мощность электродвигателя, кВт	Размеры разгрузочного отверстия, мм		Расход воды, м³/ч	Масса, кг
		ширина	длина		
300—600	20	230	300	2,5—5	437
1000	55; 75	400	524	6—8	2000
2000	100	400	700	18	2370

Предусматриваем установку дробилок типа Д-3 производительностью 300—600 кг/ч (одна рабочая и одна резервная).

Расход жидкости, подаваемой к дробилке, определяем из расчета 40 м³ на 1 т отходов [19]:

$$Q_{\text{сут}} = 40P = 40 \cdot 5,15 = 206 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Измельченная масса сбрасывается в сточную воду перед решетками (наиболее распространенный способ).

Ликвидация отходов может осуществляться также почвенной минерализацией (1 га земельных участков на 200—400 т отходов), сжиганием с предварительным прессованием отходов и без него [8].

На здания решеток разработаны типовые проекты (табл. 5.5).

**Табл. 5.5. Здания решеток**

Номер типового проекта	Наименование типового проекта
902-2-57/71	Здание решеток с двумя механизированными решетками РММВ-1000 пропускной способностью 1400—17 000 м³/сут
902-2-58/70	То же с тремя механизированными решетками РММВ-1000 пропускной способностью 17—32 тыс. м³/сут
902-2-234	Здание решеток на три механизированные решетки МГ-7Т МТ-11Т
902-2-271	Здание решеток на три механизированные решетки МГ6Т
902-2-272	Здание решеток на три механизированные решетки МГ8Т

**Расчет решеток-дробилок (вариант II).** Решетки-дробилки используются для подводного измельчения крупных

отбросов, содержащихся в сточной жидкости. Применяются следующие типы комбинированных решеток-дробилок:

РД — решетки-дробилки, разработанные Мосводоканал-НИИпроект;

КРД — круглые решетки-дробилки конструкции НИКТИ ГХ;

РРД — радиальные решетки-дробилки конструкции НИКТИ ГХ;

ВРД — вертикальные решетки-дробилки конструкции НИКТИ ГХ.

Схемы решеток приведены на рис. 5.5.

Выбор необходимого типоразмера решеток-дробилок производится по табл. 5.6 и 5.7.

**Табл. 5.6. Предпочтительные типоразмеры решеток-дробилок [8]**

Пропускная способность, тыс. м³/сут	Тип решетки-дробилки				
	КРД	РРД-1	РРД-2	ВРД-1	ВРД-2
17	—	—	—	—	—
25	1	—	—	—	—
32	1	1	—	—	—
40	2	1	—	1	—
50	2	1	—	1	—
64	2	2	1	1	—
80	3	2	1	2	—
100	3	2	1	2	1
130	4	3	1	1	—
160	4	3	2	2	—
175	—	3	2	3	—
220	—	4	2	3	2
280	—	4	3	4	3

**Примечание.** Предпочтительные типы решеток-дробилок выделены.

**Подбор решеток-дробилок марки РД (вариант I).** По расчетному расходу  $q_{\text{макс}} = 1,319 \text{ м}^3/\text{с}$  из табл. 5.7 подбираем решетки-дробилки марки РД-600 (три рабочие и одна резервная).

Определяем скорость течения сточной жидкости через щели барабана решетки:

$$v = \frac{q_{\text{макс}}}{NF} = \frac{1,319}{3 \cdot 0,455} = 0,97 \text{ м/с,}$$

где  $N$  — число рабочих решеток-дробилок;  $F$  — суммарная

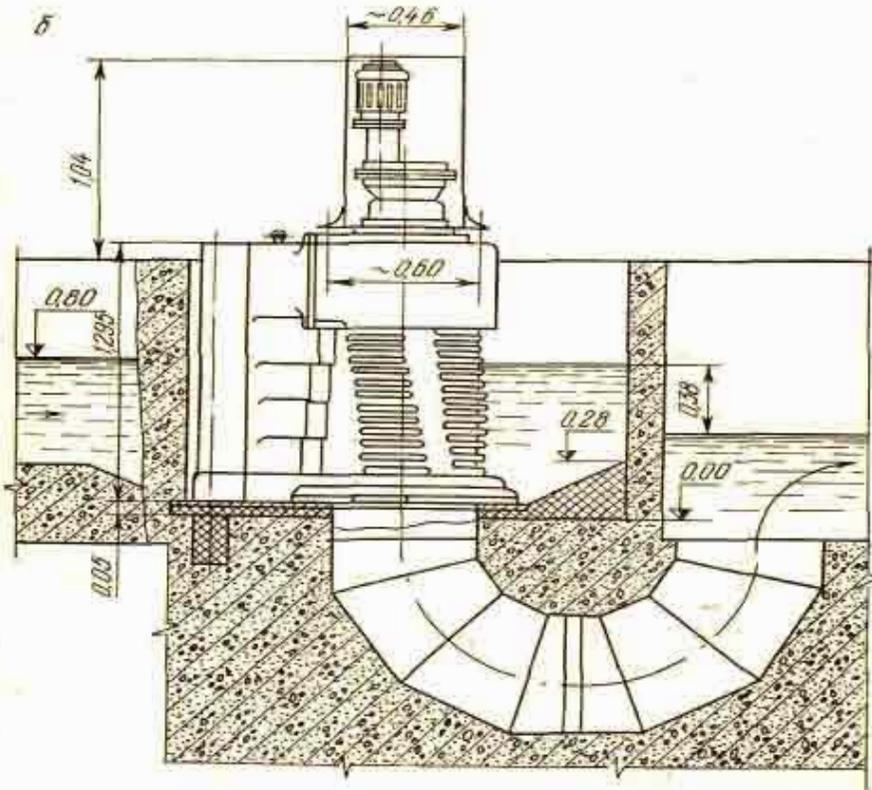
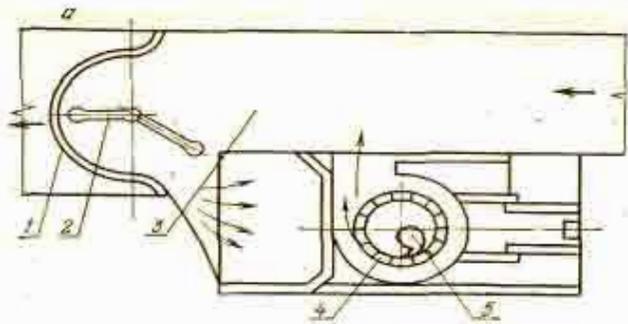


Рис. 5.5. Схемы решеток-дробилок:  
 а — радиальная решетка-дробилка (план) РРД: 1 — решетка радиальная; 2 — граблина; 3 — канал; 4 — корпус дробилки; 5 — дробильный молот; б — решетка-дробилка РД-600

Табл. 5.7. Рекомендации по выбору необходимого типоразмера решетки дробилки в зависимости от средней пропускной способности комплекса канализационных сооружений [8]

Средняя суточная пропускная способность, м <sup>3</sup> /сут	Максимальный расход сточных вод, м <sup>3</sup> /с	Марка решетки-дробилки	Суммарная площадь щелей в барабане, м <sup>2</sup>	Число решеток-дробилок			Скорость движения жидкости в щелях, м/с
				рабочих	резервных	общее	
12	0,00044						0,058
25	0,00088						0,116
50	0,00175	РД-100	0,0076	1	1	2	0,23
100	0,0034						0,46
200	0,0063						0,92
400	0,012			1	1	2	0,63
700	0,018			1	1	2	0,45
1400	0,033	РД-200	0,019	2	1	3	0,87
2700	0,059			3	1	4	1,03
4200	0,092			1	1	2	0,77
7000	0,147			1	1	2	1,23
10 000	0,194	РД-400	0,119	2	1	3	0,815
17 000	0,315			3	1	4	0,885
25 000	0,445			1	1	2	0,98
32 000	0,556			1	1	2	1,22
40 000	0,59			1	1	2	1,3
50 000	0,72	РД-600	0,445	2	1	3	0,79
64 000	0,903			2	1	3	0,99
80 000	1,1			3	1	4	0,81
100 000	1,33			3	1	4	0,975
130 000	1,73			2	1	3	1
160 000	2,13			3	1	4	0,89
175 000	2,33			3	1	4	0,87
220 000	2,92			3	1	4	1,2
280 000	3,72	РД-900	0,8	4	2	6	1,16
400 000	5,34			6	2	8	1,1
500 000	6,66			7	2	9	1,19
800 000	10,7			10	2	12	1,33
1 000 000	13,3			13	2	15	1,28

площадь щелей в барабане решетки-дробилки:  $F = 0,455 \text{ м}^2$   
 из табл. 5.7.

Подбор решеток-дробилок марки РРД (вариант II).  
 При пропускной способности  $Q_{\text{сер.сут}} = 67\,200 \text{ м}^3/\text{сут}$  по табл. 5.6 подбираем решетки-дробилки марки РРД-1 (две рабочие и одна резервная).

Стержни радиальной решетки имеют круглое сечение диаметром 16 мм, вогнуты полукругом и расположены в горизонтальных плоскостях с прозорами 16 мм.

Принимаем наполнение канала перед решеткой  $h = 0,74$  м (см. табл. 5.3). Тогда количество стержней составит

$$n = \frac{h}{2 \cdot 0,016} = \frac{0,74}{0,032} = 23 \text{ шт.}$$

Площадь живого сечения прозоров решетки

$$\omega = \pi r h - n d L,$$

где  $r$  — радиус решетки, м;  $r = 0,7$  м;  $h$  — наполнение перед решеткой, м;  $h = 0,74$  м;  $n$  — количество прозоров в решетке при расчетном уровне воды в канале;  $n = 23$  шт.;  $d$  — диаметр стержней, м;  $L$  — длина стержня, м;  $L = \pi r$ ;  $\omega = 3,14 \cdot 0,7 \cdot 0,74 - 23 \cdot 0,016 \cdot 3,14 \cdot 0,7 = 0,81 \text{ м}^2$ .

Скорость течения жидкости через решетку

$$v = \frac{q_{\text{макс}}}{N \omega} = \frac{1,319}{2 \cdot 0,81} = 0,82 \text{ м/с.}$$

#### 5.4. РАСЧЕТ ПЕСКОЛОВОК

**Общие сведения.** Песколовки предусматриваются, если пропускная способность станции очистки более  $100 \text{ м}^3/\text{сут}$ . Песколовки подразделяются на тангенциальные (пропускная способность станции до  $50\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ); горизонтальные (свыше  $10\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ); аэрируемые (свыше  $20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ).

Число песколовок или отделений песколовки должно быть не менее двух и все рабочие. При механизированном сгребании песка следует предусматривать резервную песколовку.

Исходные данные:

расчетный расход	$q_{\text{макс}} = 1,319 \text{ м}^3/\text{с}$
минимальный расход	$q_{\text{мин}} = 0,407 \text{ м}^3/\text{с}$
приведенное население по взвешенным веществам	$N_{\text{пр}} = 312\,400 \text{ чел.}$

**Расчет горизонтальной песколовки с прямолинейным движением воды (вариант I).** Схема песколовки представлена на рис. 5.6.

Типоразмеры горизонтальных песколовки с прямолинейным движением воды приведены в табл. 5.8.

Табл. 5.8. Горизонтальные песколовки с плоским дном и прямолинейным движением воды

Пропускная способность, тыс. $\text{м}^3/\text{сут}$	Число отделений	Размеры отделения, м		
		длина	ширина	наполнение (глубина проточной части)
25	2	9	1,25	0,55
50	2	15	2,8	0,55
70	2	18	3	0,58
100	3	18	3	0,55
140	2	18	4,5	0,67
200	3	18	4,5	0,65
280	4	18	4,5	0,67

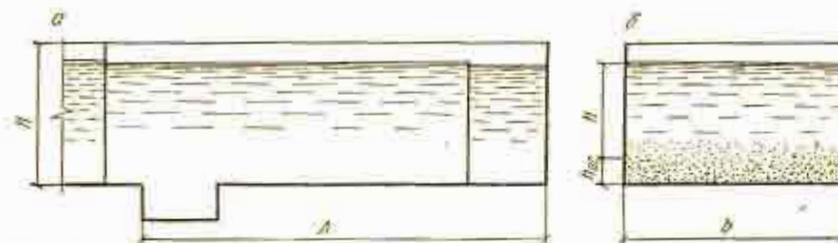


Рис. 5.6. Схема горизонтальной песколовки с прямолинейным движением воды:

а — продольный разрез; б — поперечный

По таблицам гидравлического расчета канализационных сетей определяем размеры подводящего канала.

Учитывая возможность интенсификации работы очистных сооружений в будущем, определяем наполнение в подводящем канале на расчетный расход с коэффициентом 1,4:

$$q_{\text{макс}} = 1,4 \cdot 1319 = 1846 \text{ л/с}; i = 0,001; B = 1600 \text{ мм};$$

$$h = 900 \text{ мм}; v = 1,4 \text{ м/с.}$$

Данные гидравлического расчета подводящего канала к каждой песколовке приведены в табл. 5.9.

Площадь живого сечения песколовки

$$\omega = \frac{q_{\text{макс}}}{v n} = \frac{1,319}{0,3 \cdot 2} = 2,2 \text{ м}^2,$$

где  $v$  — скорость движения сточных вод;  $v \leq 0,3 \text{ м/с}$  при максимальном притоке сточных вод;  $v \geq 0,15 \text{ м/с}$  при минимальном притоке сточных вод;  $n$  — число песколовки или их отделений;  $n = 2$  (предусматриваем дополнительно одно резервное отделение).

**Табл. 5.9.** Данные гидравлического расчета подводящего канала к одной песколовке

Расчетные данные	Расход, л/с	
	$q_{\max} = 1319/2$	$q_{\min} = 407/2$
Уклон $i$	0,001	0,001
Ширина $B$ , м	1,25	1,25
Наполнение $h$ , м	0,53	0,24
Скорость $v$ , м/с	0,98	0,72

Длина песколовки

$$L = K \frac{1000 H_p}{u_0} v,$$

где  $K$  — коэффициент, принимаемый из табл. 28 [19] в зависимости от типа песколовки и гидравлической крупности песка:  $K=1,7$ ;  $H_p$  — расчетная глубина песколовки, принимается несколько большей, чем глубина потока в подводящем канале, но не более 1,0 м:  $H_p=0,25-1,0$  м. Принимаем  $H_p=0,65$  м;  $u_0$  — гидравлическая крупность песка, подлежащего задержанию:  $u_0=18-24$  мм/с. Принимаем  $u_0=18,7$  мм/с. Этой гидравлической крупности соответствует диаметр задерживаемых частиц песка  $d=0,2$  мм:

$$L = 1,7 \frac{1000 \cdot 0,65}{18,7} 0,3 = 18 \text{ м.}$$

Ширина отделения песколовки

$$B = \frac{\omega}{H_p} = \frac{2,2}{0,65} = 3,4 \text{ м.}$$

Скорость протока сточных вод в песколовке при минимальном расходе, когда наполнение в ней  $0,65-0,53+0,24=0,36$  м, должна быть не менее 0,15 м/с:

$$v_{\min} = \frac{q_{\min}}{BH_{\min}n} = \frac{0,407}{3,4 \cdot 0,36 \cdot 2} = 0,17 \text{ м/с.}$$

Продолжительность протока сточных вод в песколовке должна быть не менее 30 с при максимальном притоке

$$T = \frac{L}{v} = \frac{18}{0,3} = 60 \text{ с.}$$

Для поддержания в горизонтальной песколовке постоянной скорости движения сточных вод на выходе из нее предусматривается водослив с широким порогом.

Расчет водослива сводится к определению перепада между дном песколовки и порогом водослива  $P$  и ширины водослива  $b_c$ .

Перепад определяем по формуле

$$P = \frac{h_{\max} - K_q^{3/2} h_{\min}}{K_q^{3/2} - 1},$$

где  $K_q$  — отношение максимального и минимального расходов:

$$K_q = \frac{1,319}{0,407} = 3,26;$$

$h_{\max}$  и  $h_{\min}$  — глубина воды в песколовке соответственно при  $q_{\max}$  и  $q_{\min}$  и расчетной скорости движения  $v=0,3$  м/с:

$$h_{\max} = 0,65 \text{ м; } h_{\min} = \frac{q_{\min}}{nBv} = \frac{0,407}{2 \cdot 3,4 \cdot 0,3} = 0,2 \text{ м,}$$

$$P = \frac{0,65 - 3,26^{3/2} \cdot 0,2}{3,26^{3/2} - 1} = 0,18 \text{ м.}$$

Ширина водослива

$$b_c = \frac{q_{\max}}{m \sqrt{2g(P + h_{\max})^{3/2}}},$$

где  $m$  — коэффициент расхода,  $m=0,35-0,38$ . Принимаем  $m=0,35$ .

$$b_c = \frac{1,319}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,18 + 0,65)^{3/2}}} = \frac{1,319}{1,15} = 1,15 \text{ м.}$$

Объем осадочной части песколовки

$$W = \frac{\rho N_{\text{пр}} T}{1000},$$

где  $\rho$  — объем задерживаемого песка влажностью 60 % и плотностью 1,5 т/м<sup>3</sup> на одного жителя в сутки;  $\rho=0,02$  л;  $T$  — период между чистками песколовки;  $T \leq 2$  сут во избежание загнивания осадка.

$$W = \frac{0,02 \cdot 312400 \cdot 2}{1000} = 12,5 \text{ м}^3.$$

Высота слоя песка в песколовке составит

$$h_{\text{ос}} = \frac{W}{nBL} = \frac{12,5}{2 \cdot 3,4 \cdot 18} = 0,1 \text{ м.}$$

Полная строятельная высота песколовки

$$H_{стр} = H_p + h_{ос} + 0,4 = 0,65 + 0,1 + 0,4 = 1,15 \text{ м.}$$

Стенки камер для песка должны иметь угол наклона не менее  $60^\circ$ .

Удаление песка из песколовки предусматривается при помощи скребковых механизмов (сдвиг песка в камеры) и гидроэлеваторов (подача пульпы на подсушивание).

Потери напора при входе воды в песколовку и выходе из нее в среднем составляют 10—15 см.

Расчет горизонтальной песколовки с устройством для обезвоживания песка (вариант II) (рис. 5.7). Расчет рекомендуется производить по нагрузке сточных вод  $q_0$  на  $1 \text{ м}^2$  площади песколовки в плане.

Нагрузка определяется по формуле

$$q_0 = \frac{-0,434u_0}{\lg(1 - \mathcal{E}_n)},$$

Рис. 5.7. Схема горизонтальной песколовки (план) НИКТИ ГХ Укринспрокоммунстрой:

1 — входное устройство; 2 — скребковый механизм; 3 — песковой насос; 4 — гидродвигатель; 5 — устройство для обезвоживания песка; 6 — бункер для песка

где  $u_0 = 18,7 \text{ мм/с}$ ;  $\mathcal{E}_n$  — эффект задержания песка заданной гидравлической крупности, в долях от единицы. Для частиц размером 0,2 мм и более  $\mathcal{E}_n = 0,7$

$$q_0 = \frac{-0,434 \cdot 18,7}{\lg(1 - 0,7)} = \frac{-8,1}{-0,522} = 15,4 \text{ мм/с} = 0,0154 \text{ м/с.}$$

Площадь песколовки в плане при  $n=2$

$$F = \frac{q_{макс}}{nq_0} = \frac{1,319}{2 \cdot 0,0154} = 43 \text{ м}^2.$$

Размеры песколовки в плане с округлением можно принять  $6,5 \times 6,5 \text{ м}$ . Рабочую глубину песколовки принимаем  $H_p = 0,4 \text{ м}$  и проверяем расчетные скорости.

При максимальном притоке сточных вод

$$v = \frac{q_{макс}}{nBH_p} = \frac{1,319}{2 \cdot 6,5 \cdot 0,4} = 0,25 \text{ м/с.}$$

При минимальном притоке сточных вод в работу включается одна песколовка и скорость потока составляет

$$v = \frac{q_{мин}}{BH_p} = \frac{0,407}{6,5 \cdot 0,4} = 0,157 \text{ м/с.}$$

Продолжительность протекания сточных вод при максимальном притоке:

$$T = \frac{B}{v} = \frac{6,5}{0,25} = 26 \text{ с,}$$

что близко отвечает требованию СНиП II-32-74 ( $T \geq 30 \text{ с}$ ).

Объем осадочной части песколовки определяется по предыдущему расчету.

Для отмывки от органических примесей и обезвоживания песка предусматриваются напорные гидrocиклоны и бункеры [19].

Расчет аэрируемой песколовки (вариант III) (рис. 5.8).

В аэрируемой песколовке имеет место поступательное движение жидкости со скоростью  $v = 0,08 - 0,12 \text{ м/с}$  и вращательное со скоростью  $0,25 - 0,3 \text{ м/с}$ . Суммарная скорость в песколовке практически постоянна и равна  $0,3 \text{ м/с}$ . Эффект работы такой песколовки высок, зольность осадка составляет 90—95 %.

Основные параметры аэрируемых песколовки приведены в табл. 5.10.

Табл. 5.10. Аэрируемые песколовки

Пропускная способность, тыс. м <sup>3</sup> /сут	Число отделений	Размеры отделений, м			Отношение B:H
		ширина B	глубина H	длина L	
70	2	3	2,1	12	1,34
100	3	3	2,1	12	1,34
140	2	4,5	2,8	18	1,5
200	3	4,5	2,8	18	1,5
280	4	4,5	2,8	18	1,5

Перечень типовых проектов песколовки указан в табл. 5.11.

Площадь живого сечения песколовки

$$\omega = \frac{q_{макс}}{nv} = \frac{1,319}{2 \cdot 0,1} = 6,6 \text{ м}^2,$$

где  $v$  — поступательная скорость движения сточных вод при максимальном притоке:  $v = 0,08 - 0,12 \text{ м/с}$ . Принимаем  $v = 0,1 \text{ м/с}$ .

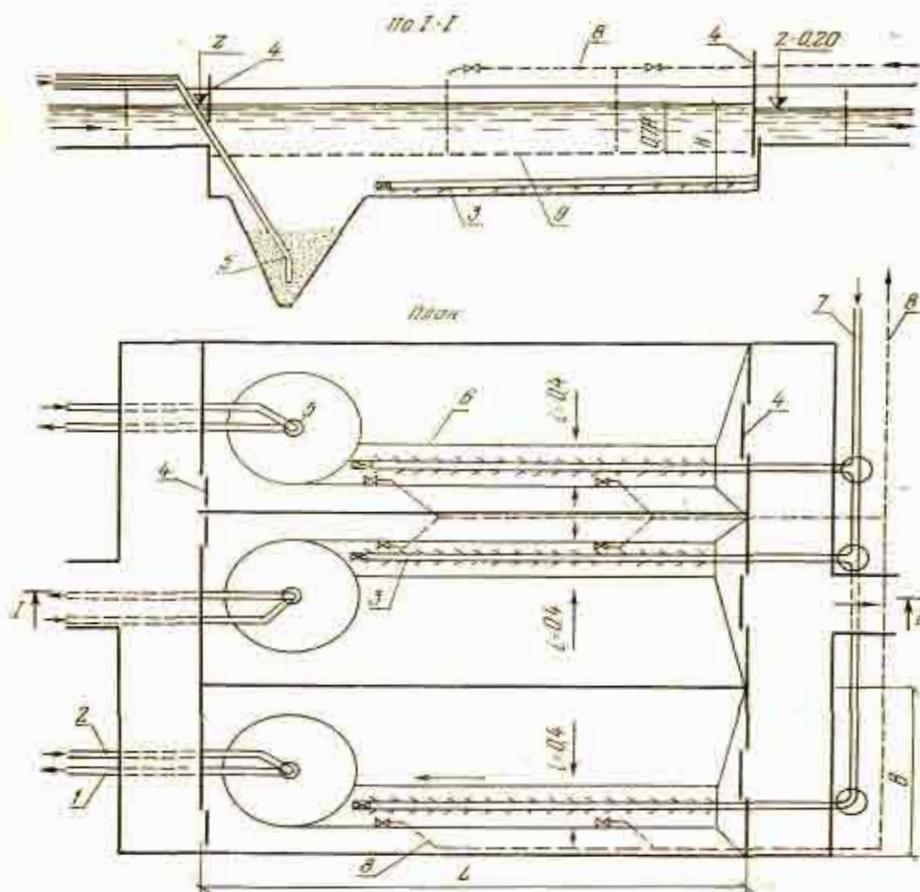


Рис. 5.8. Схема аэрируемой песколовки:

1 — отвод песковой пудлы; 2 — подвод воды к гидрозлеватору; 3 — смывной трубопровод со срысками; 4 — щитовые затворы; 5 — гидрозлеваторы; 6 — песковой лоток; 7 — трубопровод для гидросмыва; 8 — воздуховод; 9 — аэраторы

Ширину песколовки принимаем  $B = 3$  м, тогда высота ее

$$H = \frac{\omega}{B} = \frac{6,6}{3} = 2,2 \text{ м.}$$

Отношение  $B : H = 1,35$ .

Длина песколовки

$$L = K \frac{1000H}{u_0} v = 2,17 \frac{1000 \cdot 1,1}{18,0} 0,1 = 13,3 \text{ м.}$$

Табл. 5.11. Аэрируемые песколовки (типовые проекты)

Номер типового проекта	Наименование	Организация, разрабатывающая проект
902-2-284	Песколовки аэрируемые шириной 3 м (3 отделения)	ЦНИИЭП инженерного оборудования
902-2-285	Песколовки аэрируемые шириной 3 м (4 отделения)	То же
902-2-286	Песколовки аэрируемые шириной 4,5 м (3 отделения)	»
902-2-287	Песколовки аэрируемые шириной 4,5 м (4 отделения)	»

Примечание. Длина песколовки  $L = 12$  м. Длина песколовки может быть увеличена при применении вставки шириной 3 м.

Коэффициент  $K$  определяется по табл. 28 [19].

$H_p$  для аэрируемых песколовки принимается равной половине общей глубины  $H$ :

$$H_p = \frac{2,2}{2} = 1,1 \text{ м.}$$

Гидравлическая крупность  $u_0$  для аэрируемых песколовки принимается равной 18 мм/с.

Аэраторы выполняются из дырчатых труб с отверстиями диаметром 3—5 мм, расположенных на глубине  $(0,7—0,75)H$ .

Интенсивность аэрации  $I = 3—5 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ .

Расход воздуха составит

$$V = IF = InBL = 4 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 13,3 = 318 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Песколовка имеет гидромеханическую систему удаления песка, состоящую из пескового лотка и смывного трубопровода со срысками. Осадок удаляют гидрозлеваторами, не останавливая при этом песколовку.

Расход промывных вод, подаваемых в гидромеханическую систему одной песколовки, составляет

$$Q = vF = vlb = 0,0065 \cdot 10,3 \cdot 0,5 = 0,04 \text{ м}^3/\text{с},$$

где  $v$  — восходящая скорость промывной воды в лотке,  $v = 6,5$  мм/с при эквивалентном диаметре частиц песка 0,5 мм;  $F$  — площадь пескового лотка в плане;  $l$  — длина пескового лотка, равная разности длины песколовки и диаметра бункера ( $d \approx B$ ):  $l = 13,3 - 3 = 10,3$  м;  $b$  — ширина пескового лотка:  $b = 0,5$  м.

Расход промывной воды  $Q=0,03—0,09 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Напор в начале смывного трубопровода, обеспечивающий равномерность распределения промывной воды по его длине, определяется по формуле

$$H_0 = 5,6h_0 + 5,4 \frac{v_{\text{ТР}}^2}{2g},$$

где  $h_0$  — максимальная высота слоя осадка в лотке:  $h_0 \approx 0,5 \text{ м}$ ;  $v_{\text{ТР}}$  — скорость воды в начале смывного трубопровода:  $v_{\text{ТР}} = 3 \text{ м/с}$ .

По расходу промывной воды  $Q=0,04 \text{ м}^3/\text{с}$  и скорости  $v_{\text{ТР}} \approx 3 \text{ м/с}$  диаметр смывного трубопровода  $d=130 \text{ мм}$ . Принимаем  $d=150 \text{ мм}$  и уточняем скорость:  $v_{\text{ТР}}=2,3 \text{ м/с}$ .

$$H_0 = 5,6 \cdot 0,5 + 5,4 \frac{2,3^2}{2 \cdot 9,81} = 4,2 \text{ м}.$$

Задержанный песок подается гидроэлеваторами на песковые площадки или в гидроциклоны для отмывки и затем в песковые бункера, расположенные под гидроциклонами. Для отмывки песка могут применяться также шнековые насосы.

Объем удаляемого песка определяется по предыдущему расчету.

### 5.5. ОБЕЗВОЖИВАНИЕ ПЕСКА

**Расчет песковых площадок (вариант I).** Для подсушивания песка, поступающего из песколовок, предусматриваются площадки с ограждающими валиками, располагаемые вблизи песколовок.

Полезная площадь песковых площадок

$$F = \frac{pN_{\text{пр}}365}{1000h} = \frac{0,02 \cdot 312\,400 \cdot 365}{1000 \cdot 3} = 760 \text{ м}^2,$$

где  $h$  — нагрузка на площадку, которую необходимо принимать не более  $3 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$  (с периодической выгрузкой подсушенного песка в течение года).

Принимаем 2 карты песковых площадок размером в плане  $25 \times 15 \text{ м}$  каждая с высотой ограждающего валика  $1 \text{ м}$ . Посреди каждой карты предусматривается забор из досок. Удаление воды с площадок в дренажную сеть происходит через водосливы с переменной отметкой порога (рис. 5.9).

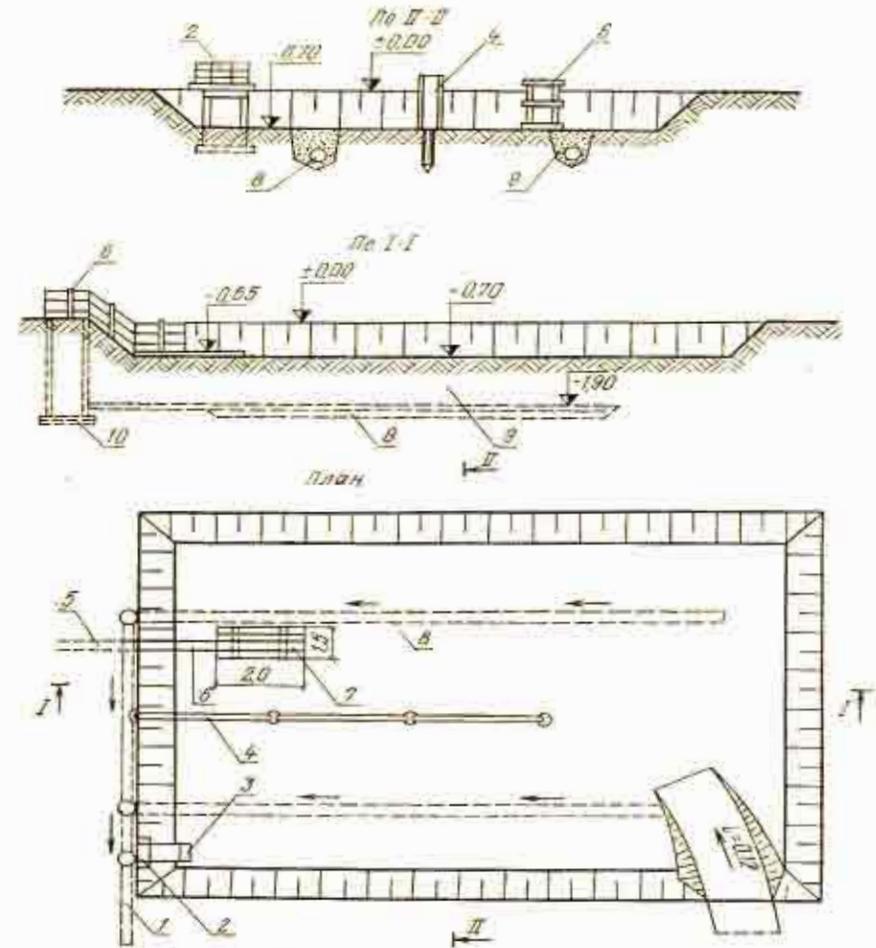


Рис. 5.9. Схема песковой площадки:

1 — сборная дренажная линия; 2 — мостик; 3 — нахлестный водосбор; 4 — перегородка из досок; 5 — пескопровод; 6 — сливной лоток; 7 — деревянный шпнт; 8 — дренажная труба ( $d=75 \text{ мм}$ ); 9 — Дренажная канава; 10 — дренажный колодец

Удаляемая с песковых площадок вода направляется в начало очистных сооружений. Объем дренажных вод, отводимый за сутки с песковых площадок, при разбавлении песка в пульпе  $1:20$  по массе составит

$$Q = W1,5 \cdot 20 = 12,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 375 \text{ м}^3,$$

На станциях пропускной способностью до 75 000 м<sup>3</sup>/сут для отмывки от органических примесей и обезвоживания песка предусматривают бункера, приспособленные для последующей погрузки песка в автомашины, и напорные гидроциклоны [19].

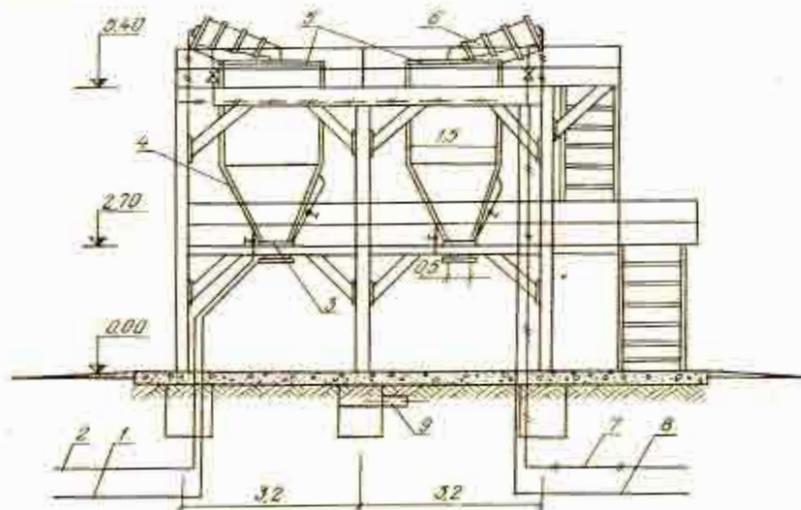


Рис. 5.10. Схема бункера для песка:

1 — подвод воды в систему отопления; 2 — отвод воды из системы отопления; 3 — затвор с электроприводом; 4 — теплоизоляция; 5 — бункера; 6 — гидроциклон; 7 — отвод воды от гидроциклонов; 8 — подвод песковой пульпы к гидроциклонам; 9 — отвод воды в канализацию

**Расчет напорных гидроциклонов и песковых бункеров (вариант II).** Схема установки песковых бункеров с гидроциклонами представлена на рис. 5.10.

Конструктивные размеры напорных гидроциклонов и их технические параметры принимаются из табл. 35 [19] в зависимости от объема пульпы, концентрации и плотности взвеси.

Суточный объем песка влажностью 60 %, удаляемый через 2 суток из одной песколовки, составляет

$$W_1 = \frac{W}{2} = \frac{12,5}{2} = 6,25 \text{ м}^3.$$

Расход промывной воды для аэрируемой песколовки — по предыдущему расчету (0,04 м<sup>3</sup>/с).

Часовой расход пульпы

$$W_{\text{ч}} = 6,25 + 0,04 \cdot 3600 = 150,25 \text{ м}^3.$$

Из табл. 35 [19] принимаем 2 гидроциклона со следующими параметрами:

диаметр цилиндрической части — 350 мм  
 диаметр выпуска (0,18×350 мм) — 63 мм  
 диаметр сливной насадки (0,22×350 мм) — 75 мм  
 диаметр шламовой насадки (0,07×350 мм) — 25 мм  
 высота цилиндрической части (0,88×350 мм) — 310 мм  
 производительность аппарата — 75 м<sup>3</sup>/ч  
 потеря напора в гидроциклоне — 20 м  
 гидравлическая крупность частиц, задерживаемых гидроциклоном (при плотности 2 г/см<sup>3</sup> и исходной концентрации 2000 мг/л) — 4,6 мм/с  
 потеря воды с пульпой, % часового расхода:  $Q = 0,02 \times 2 \times 75 = 3 \text{ м}^3/\text{ч}$

Объем пульпы, поступающей в песковые бункера за сутки, составит

$$Q_{\text{п}} = Q_{\text{в}} + \frac{W(100 - P)}{100} = 3 + \frac{6,25(100 - 60)}{100} = 5,5 \text{ м}^3,$$

где  $Q_{\text{п}}$  — потеря воды с пульпой из гидроциклона, м<sup>3</sup>/сут (принимается равной часовому расходу, так как обработка суточного расхода пульпы в гидроциклоне предусматривается за один час);  $W$  — суточный объем песка, удаляемого из песколовки, м<sup>3</sup>;  $P$  — влажность удаляемого из песколовки песка,  $P = 60 \%$ .

Бункера рассчитываются на 1,5—9-суточное хранение песка.

Предусматриваем опорожнение песковых бункеров один раз за 2 суток, тогда рабочая вместимость  $W_0 = 5,5 \cdot 2 = 11 \text{ м}^3$ .

Принимаем 2 бункера, разработанных Гипрокоммунводоканалом со следующими техническими характеристиками: диаметр — 2000 мм; высота — 2600 мм; объем полный — 6,39 м<sup>3</sup>; объем рабочий — 5,34 м<sup>3</sup>; диаметр выходного отверстия шиберов — 500 мм.

Подвод пульпы к бункерам и отвод воды в канализацию осуществляется трубопроводами ( $d = 200 \text{ мм}$ ).

Чтобы избежать смерзания песка при открытом расположении бункеров предусматривается обогрев их горячей водой.

## 5.6. РАСЧЕТ ПЕРВИЧНЫХ ОТСТОЙНИКОВ

**Общие сведения.** Выбор типа отстойника зависит от пропускной способности очистной станции, характеристики грунтов, уровня грунтовых вод и т. д.

Вертикальные отстойники применяются при пропускной способности станции до 20 000 м<sup>3</sup>/сут и при низком уровне грунтовых вод. Горизонтальные — независимо от уровня грунтовых вод при пропускной способности станции очистки свыше 15 000 м<sup>3</sup>/сут. Радиальные отстойники назначают, если пропускная способность станции более 20 000 м<sup>3</sup>/сут.

Исходные данные для расчета отстойников:

максимальный часовой приток сточных вод (см. табл. 2.3)  
концентрация взвешенных веществ в сточной жидкости до отстаивания  
минимальная среднемесячная температура сточных вод  
приведенное население по взвешенным веществам

$$Q_{\text{макс.ч}} = 4748 \text{ м}^3/\text{ч}$$

$$b_{\text{общ}} = 298 \text{ г/м}^3$$

$$t = 12^\circ \text{ C}$$

$$N_{\text{пр}} = 312\,400 \text{ чел.}$$

Расчет радиальных отстойников (вариант I) (рис. 5.11). Мосводоканалинпроект разработаны типовые радиаль-

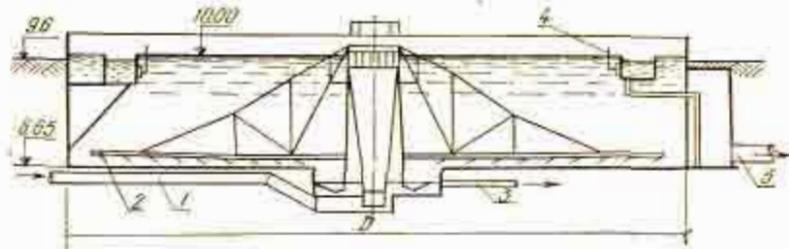


Рис. 5.11. Схема первичного радиального отстойника:

1 — подводный трубопровод; 2 — илоскребок; 3 — вловная труба; 4 — полупогруженные доски; 5 — отводный трубопровод.

ные отстойники (табл. 5.12), типоразмеры которых приведены в табл. 5.13.

Табл. 5.12. Отстойники радиальные первичные из сборного железобетона

Номер типового проекта	Наименование типового проекта
902-2-83/76	Отстойники радиальные первичные $D = 18$ м
902-2-84/75	То же ( $D = 24$ м)
902-2-85/75	» ( $D = 30$ м)
902-2-86/75	» ( $D = 40$ м)

Табл. 5.13. Унифицированные размеры первичных радиальных отстойников из сборного железобетона (7)

Диаметр отстойника, м	Глубина зоны отстаивания $H$ , м	Расчетный объем отстойной зоны, м <sup>3</sup>	Расчетная пропускная способность (м <sup>3</sup> /ч) при $T = 1,5$ ч
18	3,1	788	550
24	3,1	1400	930
30	3,1	2190	1460
40	3,65	4580	3054
50	4,7	9220	6150
54	5,7	10 500	7000

Количество отстойников должно быть не менее двух.  
Радиус отстойника

$$R = \sqrt{\frac{Q_{\text{макс.ч}}}{N3,6лКu_0}} \quad (5.1)$$

где  $N$  — число отстойников;  $K$  — коэффициент, учитывающий тип отстойника и конструкции водораспределительных и водосборных устройств. Для радиальных отстойников  $K=0,45$ ; для радиальных отстойников с вращающимся сборно-распределительным устройством  $K=0,85$ ; для горизонтальных —  $K=0,5$ . Этот коэффициент учитывает коэффициент использования объема отстойника и коэффициент полезного действия отстойника;  $u_0$  — гидравлическая крупность частиц взвеси, мм/с:

$$u_0 = \frac{1000KH}{\alpha T \left(\frac{KH}{h}\right)^n} - \omega, \quad (5.2)$$

$H$  — глубина проточной части отстойника, м;  $H=3,1$  м (табл. 5.13);  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды на ее вязкость (см. табл. 28 [19]);  $T$  — продолжительность отстаивания в цилиндре со слоем воды 500 мм, соответствующая заданному эффекту осветления (с), принимаемая по табл. 30 [19];  $\omega$  — вертикальная составляющая скорости движения воды в отстойнике (см. табл. 28 [19]);  $n$  — коэффициент, зависящий от свойств взвеси (см. табл. 30 [19]).

Значение величины  $\left(\frac{KH}{h}\right)^n$  принимают по табл. 29 [19] в зависимости от типа отстойника и глубины проточной части  $H$ .

Принимаем эффект осветления  $\mathcal{E}=50\%$ . В этом случае вынос взвеси из первичных отстойников составит:

$$b' = \frac{b_{\text{общ}}(100 - \mathcal{E})}{100} = \frac{298(100 - 50)}{100} = 149 \text{ г/м}^3,$$

что не превышает допустимого значения  $150 \text{ г/м}^3$  в осветленных сточных водах, подаваемых в аэротенки на полную биологическую очистку [19].

При  $\mathcal{E} = 50\%$ ,  $b_{\text{общ}} = 298 \text{ г/м}^3$  и  $n = 0,25$  по табл. 30 [19] определяем продолжительность отстаивания в цилиндре со слоем отстаиваемой сточной воды  $h = 500 \text{ мм}$ :  $T = 640 \text{ с}$ .

По табл. 28' [19] для среднемесячной температуры сточных вод  $t = 12^\circ\text{C}$   $\alpha = 1,21$ .

По табл. 28'' [19]  $\omega = 0,05 \text{ мм/с}$  (для средней расчетной скорости в сечении на половине радиуса проточной части отстойника  $v = 10 \text{ мм/с}$ ).

По табл. 29 [19]  $\left(\frac{KH}{h}\right)^n = 1,29$ .

Гидравлическая крупность частиц взвеси

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 0,45 \cdot 3,1}{1,21 \cdot 640 \cdot 1,29} = 0,05 = 1,35 \text{ мм/с}.$$

Принимаем 3 рабочих радиальных отстойника. Радиус отстойника

$$R = \sqrt{\frac{4748}{3 \cdot 3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,45 \cdot 1,35}} = 15,3 \text{ м}.$$

Принимаем типовые отстойники диаметром 30 м.

Проверяем фактическую скорость жидкости в проточной части отстойника (в сечении на половине радиуса)

$$v_{\phi} = \frac{Q}{N3,6\pi RH} = \frac{4748}{3 \cdot 3,6 \cdot 3,14 \cdot 15 \cdot 3,1} = 3 \text{ мм/с}.$$

Фактическая скорость не превышает среднюю расчетную скорость в проточной части отстойника ( $v = 5-10 \text{ мм/с}$ ).

Так как  $v_{\phi}$  значительно отличается от  $v$ , уточняем  $R$ .

Для  $v_{\phi} = 3 \text{ мм/с}$  вертикальная составляющая скорости движения потока  $\omega$  будет равна нулю (см. табл. 28'' [19]), тогда (см. предыдущий расчет)  $u_0 = 1,4 \text{ мм/с}$ .

Радиус отстойника

$$R = \sqrt{\frac{4748}{3 \cdot 3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,45 \cdot 1,4}} = 14,9 \text{ м}.$$

Уточненный радиус отстойника соответствует принятому  $D = 30 \text{ м}$ . Отстойники компонуются в группу из четырех

штук. При этом для четвертого отстойника резервируется место при перспективном расширении очистной станции (рис. 5.12).

Объем иловой камеры отстойника из расчета накопления в нем осадка за период  $T = 8 \text{ ч}$  (при механизированном удалении осадка) определяем по формуле

$$W_{\text{ос}} = \frac{b_{\text{общ}} Q \mathcal{E} T}{(100 - P) 1000 \cdot 1000 \rho} = \frac{298 \cdot 3614 \cdot 50 \cdot 8}{(100 - 94) 1000 \cdot 1000 \cdot 3} = 24 \text{ м}^3,$$

где  $Q$  — средний часовой расход сточных вод за 8 ч:  $Q = 3614 \text{ м}^3/\text{ч}$  (с 8 по 16 ч) (см. табл. 2.3);  $P$  — влажность уда-

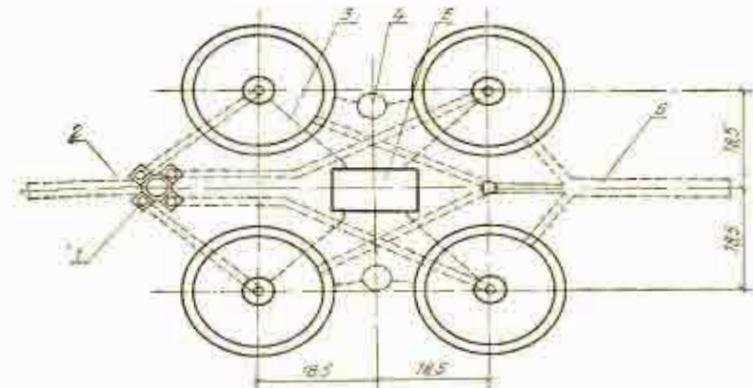


Рис. 5.12. Схема компоновки первичных радиальных отстойников диаметром 30 м:

1 — распределительная чаша; 2 — подводный трубопровод; 3 — трубопровод сырого осадка; 4 — жиросборник; 5 — насосная станция; 6 — отводящий трубопровод

ляемого осадка:  $P = 93,5-94\%$  при удалении осадка плужерными насосами;  $P = 95\%$  при самотечном удалении осадка;  $\rho$  — плотность осадка:  $\rho = 1 \text{ т/м}^3$ .

Расчет радиальных отстойников с вращающимися сборно-распределительными устройствами (вариант II) (рис. 5.13). Отстойник этой конструкции предложен И. В. Скирдовым и разработан Союзводоканалпроектом. Основная масса воды в таком отстойнике находится в покое и поэтому осаждеие взвеси происходит в условиях, аналогичных лабораторным.

Расчет отстойника производится по формулам (5.1) и (5.2).

Принимаем количество отстойников  $N = 3$ .

Радиус отстойника

$$R = \sqrt{\frac{Q}{N3,6\pi K u_0}} = \sqrt{\frac{4748}{3 \cdot 3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,85 \cdot 1,1}} = 12,1 \text{ м}$$

(для радиальных отстойников с вращающимся сборно-распределительным устройством  $K=0,85$ ).

Гидравлическая крупность по формуле (5.2)

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 0,85 \cdot 1,2}{1,21 \cdot 640 \cdot 1,20} = 1,1 \text{ мм/с,}$$

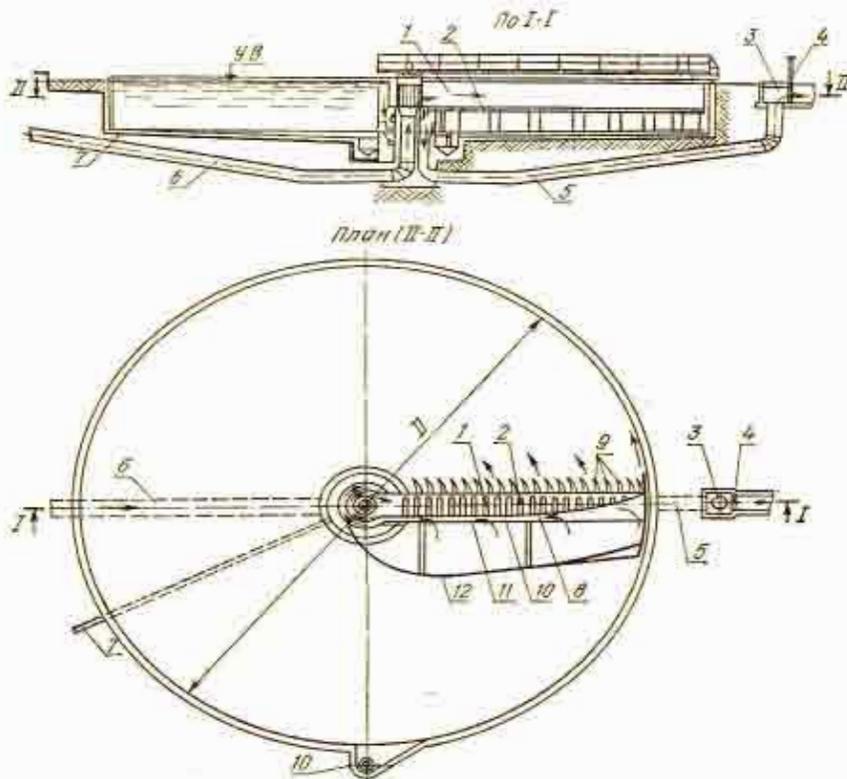


Рис. 5.13. Схема отстойника с вращающимся водораспределительным и водосборным устройствами:

1 — свободно вращающийся желоб; 2 — шелевое днище; 3 — отводной наружный желоб; 4 — шибер; 5 — водоотводящая труба; 6 — трубопровод подачи сточной воды; 7 — отвод осадка; 8 — продольная перегородка во вращающемся желобе; 9 — струенаправляющие лопатки; 10 — водосборный лоток; 11 — затопленный водослив; 12 — направляющий козырек

при  $H = 1,2$  м (принимается от 0,8 до 1,2 м);  $\alpha = 1,21$  (см. табл. 28 [19]);  $T = 640$  с (см. табл. 30 [19]);  $(\frac{KH}{h})^n = 1,2$  (см. табл. 29 [19]);  $\omega = 0$ .

Принимаем диаметр отстойника 24 м.

Расчет водораспределительного и водосборного устройства сводится к определению формы в плане продольной перегородки во вращающемся желобе, глубины погружения кромки водосборного водослива и перепада уровня в отстойнике и периферийном отводном желобе.

При распределении воды с помощью решетки с лопатками криволинейного очертания ширина водораспределительного лотка  $b_l$  на расстоянии  $l$  от центра отстойника определяется по формуле [7]

$$b_l = n \sqrt{R^2 - l^2},$$

где  $n$  — отношение ширины водораспределительного лотка в его начале к радиусу отстойника  $R$ , равное 0,1—0,12. Принимаем  $n=0,12$ .

Для отстойника с  $R=12$  м и  $n=0,12$  координаты кривой очертания перегородки будут следующие:

$l$ , м	$n$	$\sqrt{R^2 - l^2}$ , м	$b_l = n\sqrt{R^2 - l^2}$ , м
0	0,12	12	1,44
2	0,12	11,8	1,42
4	0,12	11,3	1,36
6	0,12	10,6	1,27
8	0,12	8,95	1,07
10	0,12	6,63	0,8
12	0,12	0	0

Сбор осветленной воды осуществляется через затопленный водослив.

Глубина погружения водослива (при коэффициенте затопления  $\delta=0,8$  и коэффициенте расхода  $m=0,45$ ) определяется по формуле

$$h_0 = 1,24 \left( \frac{q_{\max}}{R^2} \right)^{2/3} l^{2/3},$$

где  $q_{\max}$  — пропускная способность отстойника,  $\text{м}^3/\text{с}$ .

При трех отстойниках  $q_{\max} = \frac{1,319}{3} = 0,44 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $l$  — длина водослива, м:

$$h_0 = 1,24 \left( \frac{0,44}{12^2} \right)^{2/3} 12^{2/3} = 0,14 \text{ м.}$$

Перепад между уровнем воды в отстойнике и водоотводящем желобе

$$H \geq 2h_s,$$

где  $h_s$  — потери напора в сифоне водоотводящей трубы;

$$h_s = h_{дл} + \sum h_m;$$

$h_{дл}$  — потери напора по длине сифона:  $h_{дл} = il_b$

(при расходе  $q_{макс} = 0,44 \text{ м}^3/\text{с}$ , диаметре водоотводящего трубопровода  $d = 700 \text{ мм}$  потери напора на единицу длины трубопровода  $i = 0,002 \text{ м}$ , скорость  $v = 1,14 \text{ м/с}$ . При длине водоотводящего трубопровода  $l_b = 15 \text{ м}$   $h_{дл} = 0,002 \cdot 15 = 0,03 \text{ м}$ );

$\sum h_m$  — потери напора на местные сопротивления — вход в трубу, два колена, выход из трубы:

$$\sum h_m = (\zeta_{вх} + 2\zeta_{кол} + \zeta_{вых}) \frac{v^2}{2g} = (0,5 + 2,05 + 1,0) \frac{1,14^2}{2 \cdot 9,81} = 0,17 \text{ м},$$

$\zeta$  — коэффициенты местных сопротивлений, принимаемые по соответствующим справочникам.

Таким образом,

$$h_s = 0,03 + 0,17 = 0,2 \text{ м};$$

$$H = 2 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ м}.$$

Расчет объема иловой камеры см. выше.

Расчет горизонтальных отстойников (вариант III) (рис. 5.14). ЦНИИЭП инженерного оборудования разработаны типовые горизонтальные первичные отстойники (табл. 5.14).

Табл. 5.14. Отстойники горизонтальные первичные

Номер типового проекта	Наименование типового проекта
902-2-240	Отстойники горизонтальные первичные шириной 9 м (4 отделения)
902-2-241	То же, шириной 9 м (6 отделений)
902-2-242	То же, шириной 9 м (8 отделений)

В табл. 5.15 приведены размеры типовых горизонтальных первичных отстойников [7].

Определяем размеры горизонтальных отстойников.

Длина

$$L = \frac{vH}{K_{и0}},$$

Табл. 5.15. Основные параметры горизонтальных отстойников

Показатели	Отстойник шириной, м	
	6	9
Длина, м	24/30	30/36
Гидравлическая глубина, м	3,2—4,4	3,2—4,4
Расчетная глубина, м	3—4	3—4
Рабочий объем, м <sup>3</sup>	536/690	1050/1260
Объем иловой приямка, м <sup>3</sup>	17	31

Примечание. Перед чертой приведена длина отстойников для сточных вод с концентрацией загрязнений по взвешенным веществам 140 и 200 мг/л, за чертой — то же, 280 мг/л.

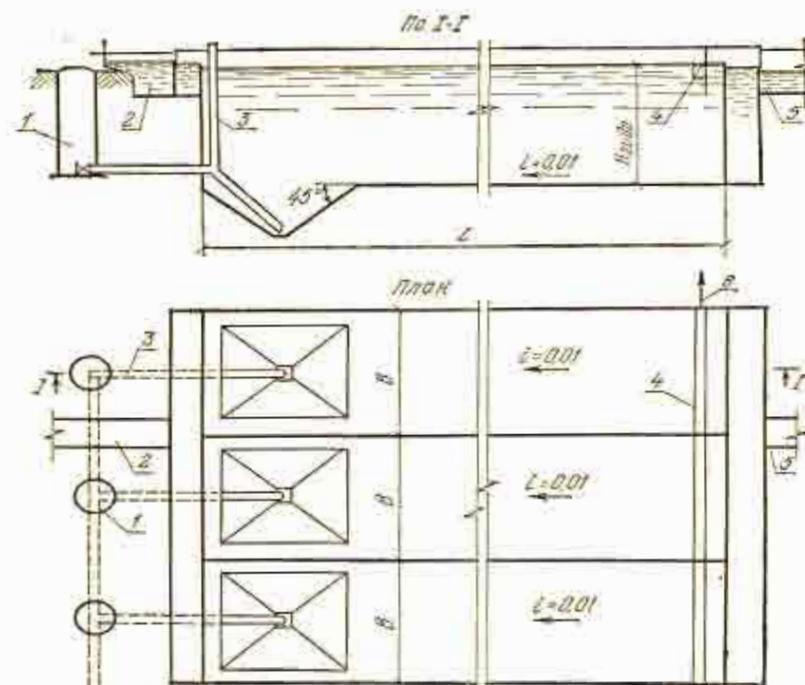


Рис. 5.14. Схема горизонтального отстойника:  
1 — иловый колодец; 2 — подводный канал; 3 — иловая труба; 4 — погруженная доска с жиросборным лотком; 5 — отводящий канал; 6 — отвод жира

где  $v=5-10$  мм/с; принимаем  $v=8$  мм/с;  $H=1,5-3$  м (при соответствующем обосновании принимается до 4 м); принимаем  $H=3$  м;  $K=0,5$ ;

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 0,5 \cdot 3}{1,21 \cdot 640 \cdot 1,32} = 0,03 = 1,32 \text{ мм/с [по формуле (5.2)],}$$

где  $\alpha = 1,21$  (при  $t = 12^\circ\text{C}$  (см. табл. 28' [19]);  $T = 640$  с (по предыдущему расчету);  $\left(\frac{KH}{h}\right)^n = 1,32$  (см. табл. 29 [19];

$\omega = 0,03$  мм/с (см. табл. 28'' [19]) при  $v = 8$  мм/с.

Тогда

$$L = \frac{8 \cdot 3}{0,5 \cdot 1,32} = 36,3 \text{ м.}$$

Принимаем  $L = 36$  м (см. табл. 5.15).

Отношение длины отстойника к глубине  $\frac{L}{H} = \frac{36}{3} = 12$

соответствует рекомендации [19].

Определяем число отстойников

$$N = \frac{Q_{\text{макс.ч}}}{3,6HBv} = \frac{4748}{3,6 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 8} = 6 \text{ шт.,}$$

где  $B$  — ширина отстойника:  $B = 2-5H$ .

Проверяем фактическую скорость

$$v_{\text{ф}} = \frac{Q_{\text{макс.ч}}}{3,6HBN} = \frac{4748}{3,6 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 6} = 8,2 \text{ мм/с.}$$

Так как значения фактической и расчетной скоростей близки ( $v=8$  мм/с,  $v_{\text{ф}}=8,2$  мм/с),  $L$  не уточняем.

Объем иловой части отстойников (см. вариант I)  $W_{\text{ог}} = 24 \cdot 3 = 72 \text{ м}^3$ . Объем илового приемка одного отстойника  $72 : 6 = 12 \text{ м}^3$ .

**Тонкослойные отстойники (вариант IV).** Осаждение взвешенных веществ в тонком слое воды происходит в условиях снижения турбулентности потока ( $Re \leq 500$ ), благодаря чему увеличивается коэффициент использования объема отстойника и уменьшается продолжительность отстаивания.

Тонкослойные отстойники имеют водораспределительную, отстойную и водосборную зоны, а также зоны накопления осадка. Отстойная зона трубчатыми элементами или полочными секциями делится на неглубокие (до 150 мм) секции.

Особенностью таких отстойников является малая высота отстойных секций и определенный наклон их к горизонтальной плоскости, обеспечивающий сползание осадка в зону уплотнения.

Отстойники можно классифицировать по следующим признакам [1]: по конструктивным особенностям элементов, образующих отстойные секции (трубчатые и полочные); режиму работы (непрерывного и циклического действия); наклону секций и направлению движения осветляемой воды (с поперечным и продольным прямым, обратным и комбинированным наклоном секций).

Схемы тонкослойных отстойников представлены на рис. 5.15.

Трубчатые и полочные отстойники применяются для отделения из сточной воды оседающих и всплывающих примесей, однако трубчатые отстойники более материалоемки и быстрее заиливаются.

Отстойники циклического действия не рекомендуются для улавливания всплывающих примесей.

Отстойники непрерывного действия с прямым наклоном секций используются для выделения из жидкости всплывающих примесей при небольшой концентрации тяжелых оседающих веществ.

Отстойники непрерывного действия с обратным наклоном секций рекомендуются для очистки вод, загрязненных преимущественно оседающими грубодисперсными примесями.

Отстойники с поперечным и комбинированным наклоном секций пригодны для выделения из сточной воды как всплывающих, так и оседающих примесей.

Исходные данные:

максимальный приток сточных вод	$q_{\text{макс}} = 1,319 \text{ м}^3/\text{с}$
концентрация взвешенных веществ	$b_{\text{общ}} = 298 \text{ г/м}^3$
требуемый эффект осветления	$\mathcal{E} = 50 \%$

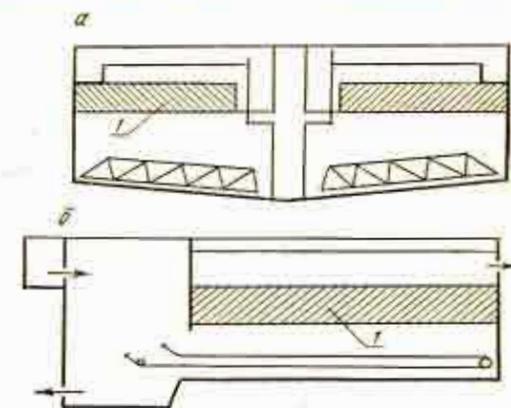


Рис. 5.15. Схема тонкослойных отстойников со встроенными трубчатыми секциями: а — радиальный; б — горизонтальный; т — трубчатые секции

Принимаем радиальные тонкослойные отстойники непрерывного действия, полочные, с продольным обратным наклоном секций.

Производим расчет отстойника.

1. Принимаем отстойники  $D=24$  м в количестве  $N=2$  шт.

2. Тонкослойные секции из плоских пластин устанавливаются по схеме, приведенной на рис. 5.16.

3. Высота полочного пространства (в зависимости от способа удаления выпавшего осадка и обеспечения незасоряемости секции) принимается 50—150 мм. Принимаем  $h=100$  мм.

4. Наклон секций, обеспечивающий постоянное сползание осадка в зону уплотнения,  $\alpha=45-60^\circ$ . Принимаем  $\alpha=60^\circ$ .

5. Скорость потока сточной воды (мм/с) в секциях из условия обеспечения ламинарного режима течения воды в секциях:

$$v = \frac{Re \chi v}{\omega_1},$$

Рис. 5.16. Схема тонкослойных секций из плоских пластин в радиальном отстойнике:

1 — водосборный лоток; 2 — кольцевая струенаправляющая перегородка; 3 — пластины

где  $Re$  — число Рейнольдса (не более 500);  $\chi$  — смоченный периметр секции, м;  $v$  — кинетическая вязкость жидкости,  $m^2/c$ ;  $\omega_1$  — площадь живого сечения секции,  $m^2$ .

Практически  $v$  принимают равной  $10u_0$  ( $u_0$  — наименьшая гидравлическая крупность), т. е.  $v=5-10$  мм/с.

При требуемом эффекте осветления  $\mathcal{E}=50\%$  и начальной концентрации взвешенных веществ в сточной воде  $b_{общ}=298$  г/м<sup>3</sup> расчетную гидравлическую крупность принимаем равной 0,6 мм/с (табл. 5.16) [7]. Тогда расчетная скорость потока в секциях отстойника  $v=10u_0=10 \cdot 0,6=6$  мм/с. (Гидравлическая крупность  $u_0$  принята равной скорости осаждения, так как вертикальная составляющая

Табл. 5.16. Эффект осветления сточной воды в первичных отстойниках

Эффективность выпадения взвешенных веществ, %	Скорость выпадения взвешенных веществ (мм/с) при начальной концентрации, мг/л			
	150	200	250	300 и более
30	1,3	1,8	2,25	3,2
35	0,9	1,3	1,6	2,1
40	0,6	0,9	1,05	1,4
45	0,4	0,6	0,75	0,95
50	0,25	0,35	0,45	0,6
55	0,15	0,2	0,25	0,4
60	0,05	0,1	0,15	0,2

Примечание. Скорость уменьшена на величину вертикальной составляющей скорости турбулентного потока.

скорости потока при  $v=6$  мм/с практически равна нулю [19, табл. 28'']).

6. Определяем ширину  $B$  зоны, в которой располагаются тонкослойные секции,

$$\omega = \frac{q_{\text{МВКС}}}{Nv};$$

$$\omega = \pi (D - B) B \frac{h \sin \alpha}{h + \delta},$$

где  $\delta$  — толщина пластин:  $\delta=2$  мм; остальные обозначения соответствуют предыдущему расчету.

$$\frac{1,319 \cdot 1000}{2 \cdot 6} = 3,14 (24 - B) B \frac{100 \cdot 0,87}{100 + 2},$$

откуда  $B=1,9$  м.

7. Необходимая продолжительность отстаивания

$$t_p = \frac{h}{3600u_0} = \frac{100}{3600 \cdot 0,6} = 0,046 \text{ ч.}$$

8. Длина полочного пространства (длина пластины)

$$l_c = K t_p v,$$

где  $K$  — коэффициент запаса, равный 1,1—1,5. Принимаем  $K=1,3$ ,

$$l_c = 1,3 \cdot 0,46 \frac{6 \cdot 3600}{1000} = 1,3 \text{ м.}$$

(Рекомендуемая длина пластин 1—2 м.)

9. Объем иловой части отстойника (по предыдущему расчету)  $W=24$  м<sup>3</sup>.

## 5.7. РАСЧЕТ АЭРОТЕНКОВ

**Общие сведения.** Расчет аэротенков состоит в определении их размеров, расходов циркулирующего активного ила и воздуха, необходимых для обеспечения требуемой степени очистки сточных вод в зависимости от расхода и состава сточной жидкости. БПК<sub>полн</sub> отстоянной сточной жидкости, требуемого эффекта очистки и степени использования кислорода воздуха.

Для полной и неполной биологической очистки сточных вод применяются аэротенки следующих типов:

1) аэротенки-вытеснители с регенераторами (при БПК<sub>полн</sub> поступающей в аэротенк сточной воды более 150 мг/л и при наличии в воде вредных производственных примесей);

2) аэротенки-отстойники (при пропускной способности очистной станции до 50 000 м<sup>3</sup>/сут);

3) аэротенки-вытеснители без регенераторов (при БПК<sub>полн</sub> поступающего стока не более 150 мг/л);

4) аэротенки-смесители различных модификаций (при БПК<sub>полн</sub> очищаемого стока более 500 мг/л, при наличии в стоке медленно окисляемых веществ, а также при колебаниях состава сточных вод);

5) аэротенки с нелинейно-рассредоточенным впуском сточных вод (при условиях, указанных в п. 4);

6) двухступенчатые аэротенки для очистки сточных вод с БПК<sub>полн</sub> более 1000 мг/л.

Для очистки бытовых сточных вод, как правило, применяются аэротенки 1-го, 2-го и 3-го типов.

**Расчет аэротенков-вытеснителей с регенераторами** (рис. 5.17). ЦНИИЭП инженерного оборудования разработаны типовые проекты аэротенков-вытеснителей (табл. 5.17).

Исходные данные для расчета:

БПК <sub>полн</sub> отстоянной сточной воды	$L_a = 179$ мг/л
БПК <sub>полн</sub> очищенной сточной воды	$L_f = 15$ мг/л
Среднегодовая температура сточной воды	$t = 15$ °С

Приток сточных вод принимается по табл. 2.3. Аэрация пневматическая через фильтровые пластины.

Аэротенки проектируются с регенераторами, так как БПК<sub>полн</sub> отстоянной сточной жидкости превышает 150 мг/л.

Расчет аэротенков с регенераторами выполняется в соответствии с прил. 4 СНиП II-32-74.

Табл. 5.17. Аэротенки

Номер типового проекта	Наименование типового проекта	Ширина коридора В, м
902-2-195	Аэротенки двухкоридорные. Тип А-2-4,5-3,2(4,4)	4,5
902-2-196	Аэротенки двухкоридорные. Тип А-2-6-4,4(5,0)	6
902-2-197	Аэротенки двухкоридорные. Тип А-2-9-4,4(5,0)	9
902-2-192	Аэротенки трехкоридорные. Тип А-3-4,5-3,2(4,4)	4,5
902-2-193	Аэротенки трехкоридорные. Тип А-3-6-4,4(5,0)	6
902-2-194	Аэротенки трехкоридорные. Тип А-3-9-4,4(5,0)	9
902-2-178	Аэротенки четырехкоридорные. Тип А-4-4,5-3,2(4,4)	4,5
902-2-179	Аэротенки четырехкоридорные. Тип А-4-6-4,4(5,0)	6
902-2-180	Аэротенки четырехкоридорные. Тип А-4-9-4,4(5,0)	9

Примечание. Аэротенки разработаны для двух рабочих глубин, например, 3,2 и 4,4.

Продолжительность аэрации смеси сточной воды и циркулирующего ила в собственно аэротенке

$$T_a = \frac{2,5}{a_{\text{аэр}}^{0,5}} \lg \frac{L_a}{L_f}, \quad (5.3)$$

где  $a_{\text{аэр}}$  — доза ила в аэротенке. Рекомендуется принимать  $a_{\text{аэр}} = 1,5$  г/л.

Таким образом,

$$T_a = \frac{2,5}{1,5^{0,5}} \lg \frac{179}{15} = 2,2 \text{ ч.}$$

Доля расхода циркулирующего ила  $q$  от расчетного расхода сточных вод  $Q_{\text{макс.ч}}$  ( $q/Q$ )

$$\alpha = \frac{a_{\text{аэр}}}{a_{\text{рег}} - a_{\text{аэр}}} = \frac{1,5}{4 - 1,5} = 0,6, \quad (5.4)$$

где  $a_{\text{рег}}$  — доза ила в регенераторе. Рекомендуется принимать  $a_{\text{рег}} = 4$  г/л.

Продолжительность окисления снятых загрязнений

$$T_o = \frac{L_a - L_f}{\alpha a_{\text{рег}} (1 - S_a) \rho}, \quad (5.5)$$

где  $S_a$  — зольность ила в долях единицы, принимаемая равной 0,3;  $\rho$  — средняя скорость окисления загрязнений

(мг БПК<sub>полн</sub> на 1 г беззольного вещества ила за 1 ч); для бытовых сточных вод принимается  $\rho = 19$  мг/(г·ч) [19, табл. 42].

Формула (5.5) справедлива при среднегодовой температуре сточной воды 15 °С. В противном случае продолжи-

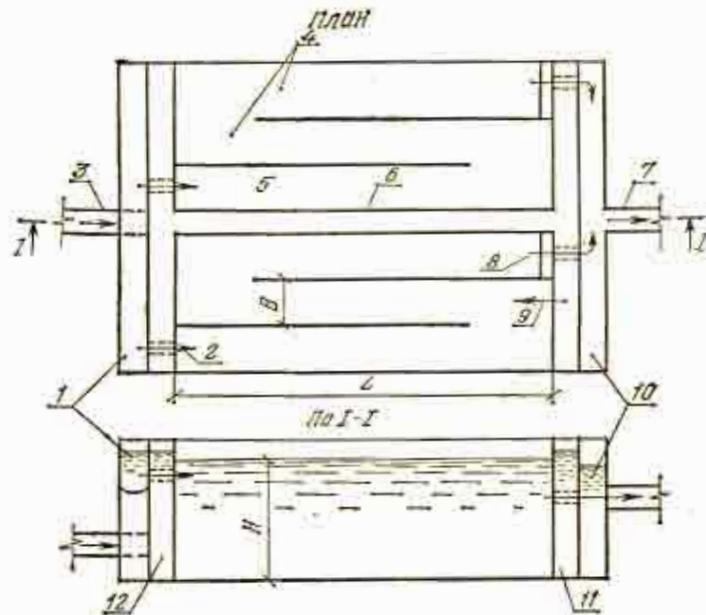


Рис. 5.17. Схема аэротенка-вытеснителя:

1 — канал циркуляционного активного ила; 2 — циркуляционный активный ил; 3 — сток от первичных отстойников; 4 — собственно аэротенк; 5 — регенератор; 6 — соединительный канал; 7 — иловая смесь на вторичные отстойники; 8 — очищенная вода; 9 — сырая вода; 10 — канал биологически очищенных сточных вод; 11 — нижний канал сырой воды; 12 — верхний канал сырой воды

тельность аэрации, вычисленная по этой формуле, должна быть умножена на отношение  $15/t$

$$T_a = \frac{179 - 15}{0,6 \cdot 4(1 - 0,3) 19} = 5,15 \text{ ч.}$$

Продолжительность регенерации циркулирующего ила

$$T_p = T_a - T_k = 5,15 - 2,2 = 2,95 \text{ ч.} \quad (5.6)$$

Объем собственно аэротенка

$$W_a = T_a(1 + \alpha) Q,$$

где  $Q$  — средний часовой приток сточных вод в течение суток при общем коэффициенте неравномерности  $K_{общ} \leq 1,25$  и средний часовой приток за время аэрации при  $K_{общ} > 1,25$ . Так как  $K_{общ} = \frac{7,06}{4,17} = 1,68$  (см. табл. 2.3), определяем средний часовой приток сточных вод за время аэрации  $T_a = 5,15$  ч (5 ч) в часы максимального притока с 8 до 13 (см. табл. 2.3):

$$Q = \frac{3747 + 4748 + 4247 + 3703 + 3160}{5} = 3921 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

$$W_a = 2,2(1 + 0,6) 3921 = 13760 \text{ м}^3.$$

Объем регенератора

$$W_p = T_p \alpha Q = 2,95 \cdot 0,6 \cdot 3921 = 7000 \text{ м}^3.$$

Общий объем аэротенка с регенератором

$$W = W_a + W_p = 13760 + 7000 = 20760 \text{ м}^3.$$

Расчетная продолжительность обработки воды

$$T = T_a(1 + \alpha) + T_p \alpha = 2,2(1 + 0,6) + 2,95 \cdot 0,6 = 5,29 \text{ ч.} \quad (5.7)$$

Расчетную продолжительность, вычисленную по формуле (5.7), сравниваем с получаемой по формуле (5.8):

$$T = \frac{L_a - L_T}{a_{cp}(1 - S_d)\rho} = \frac{179 - 15}{2,34(1 - 0,3) 19} = 5,29 \text{ ч.} \quad (5.8)$$

где

$$a_{cp} = \frac{a_{aer} W_a + a_{per} W_p}{W} = \frac{1,5 \cdot 13760 + 4 \cdot 7000}{20760} = 2,34.$$

Значения  $T$ , вычисленные по формулам (5.7) и (5.8), совпадают, что отвечает требованию [19].

Принимаем трехкоридорные аэротенки ( $n=3$ ), так как отношение общего объема аэротенков с регенераторами к объему регенераторов  $W : W_p = 20760 : 7000 \approx 3$ .

Один коридор аэротенка отводится под регенератор.

Количество секций аэротенков при пропускной способности станции более 50 000 м<sup>3</sup>/сут принимается 8—10 [19]. Принимаем 8 секций, тогда объем одной секции  $W_c = 20760 : 8 = 2595 \text{ м}^3$ .

Принимаем аэротенки трехкоридорные А-3-4,5-3,2 (типовой проект 902-2-192) с шириной коридора  $B=4,5$  м и рабочей глубиной  $H=3,2$  м.

Длина секции

$$L = \frac{W_c}{nBH} = \frac{2595}{3 \cdot 4,5 \cdot 3,2} = 60 \text{ м.} \quad (5.9)$$

Длину аэротенков рекомендуется назначать не менее 10В.

Площадь аэрируемой зоны — это площадь, занимаемая аэротенками. Для мелкопузырчатых аэротенков просветы между ними шириной до 0,3 м включаются в площадь аэрируемой зоны.

Фильтросные пластины (аэраторы) размером 300×300 мм укладывают в 3 ряда вдоль длинной стороны аэротенка. Таким образом, площадь аэрируемой зоны одного коридора

$$f = 0,3 \cdot 5 \cdot 60 = 90 \text{ м}^2.$$

Площадь одного коридора аэротенка

$$F = BL = 4,5 \cdot 60 = 270 \text{ м}^2.$$

Отношение

$$\frac{f}{F} = \frac{90}{270} = 0,33.$$

Удельный расход воздуха в аэротенке ( $\text{м}^3/\text{м}^3$ )

$$D = \frac{Z(L_a - L_T)}{K_1 K_2 n_1 n_2 (C_p - C)}, \quad (5.10)$$

где  $Z$  — удельный расход кислорода на 1 мг снятой БПК<sub>полн</sub>, мг/мг;  $Z=1,1$  — для полной очистки;  $Z=0,9$  — для неполной очистки;  $K_1$  — коэффициент, учитывающий тип аэратора: для мелкопузырчатых аэраторов (фильтросные пластины)  $K_1$  принимается по табл. 43 [19] в зависимости от отношения площади аэрируемой зоны к площади аэротенка ( $f/F$ )  $K_1=1,91$ ;  $K_2$  — коэффициент, зависящий от глубины погружения аэратора [19, табл. 44]:  $K_2=2,17$ ;  $n_1$  — коэффициент, учитывающий температуру сточных вод:

$$n_1 = 1 + 0,02(t_{\text{ср}} - 20),$$

$t_{\text{ср}}$  — средняя месячная температура сточной воды за летний период:  $t_{\text{ср}}=18^\circ\text{C}$ ,

$$n_1 = 1 + 0,02(18 - 20) = 0,96;$$

$n_2$  — коэффициент, учитывающий отношение скорости переноса кислорода в иловой смеси к скорости переноса его

в чистой воде. Для бытовых сточных вод  $n_2=0,85$ ;  $C_p$  — растворимость кислорода воздуха в воде, мг/л:

$$C_p = C_T \frac{10,3 + \frac{H}{2}}{10,3}, \quad (5.11)$$

$C_T$  — растворимость кислорода воздуха в зависимости от температуры и давления (принимается по табл. 3.2):  $C_T=9,64$  мг/л.

$$C_p = 9,64 \frac{10,3 + \frac{3,2}{2}}{10,3} = 11,2 \text{ мг/л.}$$

$C$  — средняя концентрация кислорода в аэротенке  $C=2$  мг/л. Таким образом,

$$D = \frac{1,1(179 - 15)}{1,91 \cdot 2,17 \cdot 0,96 \cdot 0,85(11,2 - 2)} = 5,85 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

Интенсивность аэрации

$$I = \frac{DH}{T} = \frac{5,85 \cdot 3,2}{5,29} = 3,56 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

Вычисленная интенсивность аэрации  $I$  не превышает максимальную  $I_{\text{max}}$  для принятого значения  $K_1$  [19, табл. 43] и не ниже минимальной  $I_{\text{min}}$  для принятого значения  $K_2$  [19, табл. 44], что удовлетворяет требованиям СНиПа.

Прирост ила в аэротенках при очистке бытовых сточных вод определяется по формуле

$$\text{Пр} = 0,8b' + 0,3L_a, \quad (5.12)$$

где  $b'$  — концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающей в аэротенк, мг/л:  $b'=149$  мг/л.

$$\text{Пр} = 0,8 \cdot 149 + 0,3 \cdot 179 = 173 \text{ мг/л.}$$

**Расчет аэротенков-вытеснителей без регенераторов.** Если в технологическом процессе очистки сточных вод предусмотреть предварительную аэрацию, то БПК<sub>полн</sub> сточных вод, поступающих в аэротенки, может быть уменьшена до  $L_a=150$  мг/л (согласно [19], увеличивается эффективность задержания загрязнений по БПК<sub>полн</sub> в отстойниках до 15%). В этом случае аэротенки проектируются без регенераторов.

### Исходные данные:

БПК <sub>полн</sub> отстоянной сточной воды	$L_a = 150$ мг/л
БПК <sub>полн</sub> очищенной сточной воды	$L_T = 15$ мг/л
Среднегодовая температура сточных вод	$t = 15$ °C

Приток сточных вод принимается по табл. 2.3. Аэрация пневматическая через фильтровые пластины.

Продолжительность аэрации в аэротенке

$$T_a = \frac{L_a - L_T}{a(1 - S_a)\rho}$$

где  $a$  — доза ила для бытовых сточных вод, г/л;

$a = 1,5$  г/л [19, табл. 41];  $\rho = 21$  мг/(г·ч) [19, табл. 42], остальные обозначения по предыдущему расчету:

$$T_a = \frac{150 - 15}{1,5(1 - 0,3)21} = 6,1 \text{ ч.}$$

Доля циркулирующего активного ила определяется исходя из принятой дозы ила ( $a_{\text{аэр}} = 1,5$  г/л) и концентрации возвратного ила ( $a_{\text{возвр}} = 4$  г/л [19, табл. 36]).

Таким образом, доля циркулирующего ила от расчетного расхода сточных вод [по формуле (5.4)] составит

$$\alpha = \frac{1,5}{4 - 1,5} = 0,6.$$

Рабочий объем аэротенков

$$W = QT_a = 3635 \cdot 6,1 = 22\,174 \text{ м}^3,$$

где  $Q$  — средний часовой приток сточных вод за период аэрации (6 ч) в часы максимального притока с 8 до 14 ч (см. табл. 3.2), так как  $K_{\text{общ}} > 1,25$ .

Принимаем 8 секций аэротенков, тогда объем одной секции

$$W_c = 22\,174 : 8 = 2772 \text{ м}^3.$$

Принимаем аэротенки трехкоридорные типа А-3-4,5-4,4 (типовой проект 902-2-192) с шириной коридора 4,5 м и рабочей глубиной 4,4 м.

Длина секции по формуле (5.9)

$$L = \frac{2772}{3 \cdot 4,5 \cdot 4,4} = 47 \text{ м.}$$

Принимаем длину секции, кратную трем:  $L = 48$  м.

Общий объем аэротенков с регенераторами получился меньше, чем объем аэротенков без регенераторов, несмотря на больший средний часовой расход сточных вод за период аэрации и большее значение  $L_a$ , что объясняется сокращением продолжительности аэрации в связи с улучшением качества активного ила при его регенерации.

Удельный расход воздуха в аэротенке определяется по формуле (5.10)

$$D = \frac{1,1(149 - 15)}{1,91 \cdot 2,68 \cdot 0,96 \cdot 0,85(11,6 - 2)} = 3,7 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

При этом  $K_1$  принимают в зависимости от отношения  $f/F$  [19, табл. 43]; (площадь аэротенка  $F = 4,5 \cdot 48 = 217,0$  м<sup>2</sup>; площадь аэрируемой зоны  $f = 0,3 \cdot 5 \cdot 48 = 72$  м<sup>2</sup>;  $f/F = \frac{72,0}{217,0} = 0,33$ ;  $K_1 = 1,91$ );  $K_2 = 2,68$  [19, табл. 44 при  $H = 4,4$  м];  $C_p$  вычислено по формуле (5.11)

$$C_p = 9,64 \frac{10,3 + 2,2}{10,3} = 11,6 \text{ мг/л.}$$

Остальные обозначения по предыдущему расчету.

Интенсивность аэрации

$$I = \frac{DH}{T} = \frac{3,7 \cdot 4,4}{6,1} = 2,61 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

Так как вычисленная интенсивность аэрации меньше минимальной при принятом  $K_2$  ( $I_{\text{мин}} = 3,3$ , табл. 44 [19]), то расход воздуха  $D$  увеличиваем:

$$D = \frac{IT}{H} = \frac{3,3 \cdot 6,1}{4,4} = 4,6 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

Прирост ила в аэротенках по формуле (5.12)

$$\text{Пр} = 0,8 \cdot 149 + 0,3 \cdot 149 = 164 \text{ мг/л.}$$

### 5.8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ВОЗДУХОДУВНОГО ХОЗЯЙСТВА АЭРОТЕНКОВ

При расчете воздуходувного хозяйства аэротенков определяют: общий расход воздуха, подаваемого в аэротенк,  $V$ ; необходимый напор, который должна создавать воздуходувка  $H_b$ ; диаметр воздуховодов (рис. 5.18).

Тип и количество воздуходувок подбираются по требуемому подаче и напору.

Для рассматриваемого расчетного случая (аэротенки-вытеснители с регенераторами) расход воздуха, подаваемого в аэротенк, составит

$$V = DQ = 6,64 \cdot 3921 = 26\,000 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Необходимый напор определяем по формуле

$$H_{\text{в}} = h + h_{\text{ф}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{м}},$$

где  $h$  — глубина слоя жидкости в аэротенке:  $h = 3,20$  м;  
 $h_{\text{ф}}$  — потери напора в фильтросных пластинках (с запасом

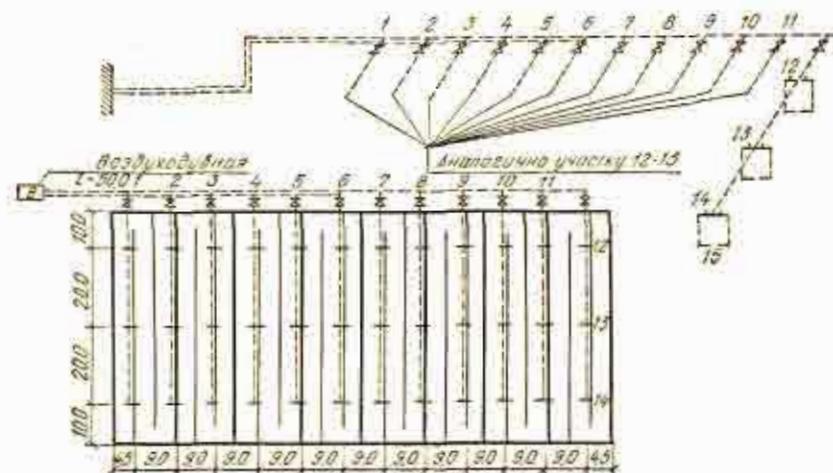


Рис. 5.18. Расчетная схема воздухопроводов аэротенка

на увеличение сопротивления во время эксплуатации):  $h_{\text{ф}} = 0,70$  м;  $h_{\text{дл}}$  — потери напора по длине воздухопроводов от воздуходувки до наиболее удаленного стояка к фильтросам, м;  $h_{\text{м}}$  — потери напора на местные сопротивления в воздуховодах, м.

Суммарные потери напора на местные сопротивления и сопротивления на трение в воздуховодах не должны превышать 0,3—0,35 м. Для ориентировочного расчета принимаем  $h_{\text{дл}} + h_{\text{м}} = 0,35$  м, тогда

$$H_{\text{в}} = 3,20 + 0,70 + 0,35 = 4,25 \text{ м}.$$

Детальный расчет по определению потерь напора в воздуховодах см. [9].

Расчет воздухопроводов производится исходя из экономически целесообразной скорости движения воздуха: в рас-

пределительном и общем воздуховодах  $v = 10—15$ ; в воздухоподводящих стояках  $v = 4—5$  м/с.

Воздуходувки подбираем по табл. 5.18 исходя из общего напора  $H_{\text{в}} = 4,25$  м и расчетного расхода воздуха  $V = 26\,000 \text{ м}^3/\text{ч}$ . Принимаем 4 рабочие и 2 резервные воздуходувки ТВ-80-1,6.

Табл. 5.18. Основные характеристики турбовоздуходувок Чирчикского завода

Тип машин	Подача, м <sup>3</sup> /ч	Давление		Мощность, кВт	Тип электродвигателя
		ата	МПа		
ТВ-25-1,1	1500	1,11	0,111	10	A02-71-2
ТВ-42-1,4	2500	1,40	0,14	46	A02-82-2
ТВ-50-1,6	3000	1,60	0,16	71	A02-92-2
ТВ-50-1,9	3600	1,90	0,19	130	A3-3155-2
ТВ-80-1,2	5000	1,20	0,12	43	A02-82-2
ТВ-80-1,4	5000	1,42	0,142	79	A2-91-2
ТВ-80-1,6	6000	1,63	0,163	132	A3-315-52
ТВ-80-1,8	6000	1,77	0,177	155	A3-315M-2
ТВ-100-1,12	6000	1,12	0,112	30	A02-81-2
ТВ-150-1,12	9000	1,13	0,113	40	A02-82-2
ТВ-175-1,6	10 000	1,60	0,16	203	A103-2
ТВ-200-1,12	12 000	1,12	0,112	56	A02-91-2УП
ТВ-200-1,25	12 000	1,28	0,128	120	A3-3155-2
ТВ-200-1,4	12 000	1,40	0,14	162	A3-315M-2
ТВ-300-1,6	18 000	1,60	0,16	350	A-114-2
ТВ-250-1,12	15 000	1,20	0,12	70	A02-92-2
ТВ-350-1,06	21 000	1,06	1,106	45	A02-82-2
ТВ-600-1,1	36 000	1,10	0,11	145	A3-315M-2
ТВ-500-1,08	30 000	1,09	0,109	115	A2-92-2

### 5.9. РАСЧЕТ ВТОРИЧНЫХ РАДИАЛЬНЫХ ОТСТОЯНИКОВ

Вторичные отстойники предназначены для выделения активного ила из иловой смеси, поступающей из аэротенков.

Вторичные отстойники, как и первичные, могут быть вертикальными, горизонтальными, радиальными и тонкослойными.

Вертикальные отстойники применяются на станциях малой пропускной способности ( $Q \leq 20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ). Использование горизонтальных отстойников ограничено из-за трудностей, связанных с удалением активного ила. На средних и крупных станциях применяются преимущественно радиальные отстойники.

Исходные данные для расчета вторичных радиальных отстойников:

максимальный часовой приток сточных вод

$$Q_{\text{макс}} = 4748, \text{ м}^3/\text{ч}$$

средний часовой расход сточных вод за время аэрации

$$Q_{\text{ср}} = 3614 \text{ м}^3/\text{ч}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод до очистки

$$L_a = 179 \text{ мг/л}$$

БПК<sub>20</sub> очищенных сточных вод  
концентрация взвешенных веществ в сточных водах после первичных отстойников

$$L_T = 15 \text{ мг/л}$$

допустимый вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников (по расчету)

$$b_{\text{общ}} = 149 \text{ мг/л}$$

$$b^0 \leq 26 \text{ мг/л}$$

Схема вторичного радиального отстойника и компоновочный план группы отстойников представлены на рис. 5.19.

Типоразмеры вторичных радиальных отстойников из сборного железобетона, разработанные Мосводоканалпроектом, приведены в табл. 5.19.

Табл. 5.19. Отстойники канализационные вторичные радиальные

Диаметр, м	Объем, м <sup>3</sup>		Глубина, м		Расстояния, м (см. рис. 5.19.)			Типовой проект
	зоны отстаивания W <sub>з.о</sub>	иловой зоны W <sub>ил</sub>	гидравлическая H <sub>г</sub>	зоны отстаивания	A	B	C	
18	788	160	3,7	3,1	12,5	11,0	12,5	902-2- $\frac{87}{76}$
24	1400	280	3,7	3,1	15,5	14,0	15,5	902-2- $\frac{88}{75}$
30	2190	440	3,7	3,1	18,5	18,5	18,5	902-2- $\frac{89}{75}$
40	4580	915	4,35	3,65	23,5	23,5	23,5	902-2- $\frac{90}{75}$

Диаметры трубопроводов определяются гидравлическим расчетом.

Нормативные данные для расчета вторичных отстойников приведены в [19, табл. 31].

Общий расчетный объем отстойников при продолжительности отстаивания T

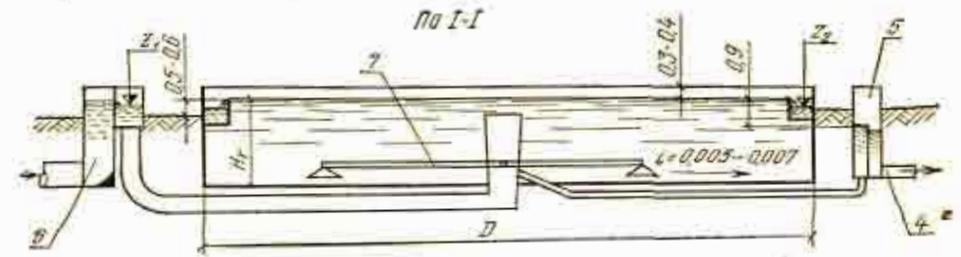
$$W_{\text{общ}} = Q_{\text{макс.ч}} T = 4748 \cdot 2 = 9496 \text{ м}^3.$$

Количество рабочих отстойников должно быть не менее трех, и все рабочие. По аналогии с первичными принимаем вторичные отстойники диаметром 30 м.

Число отстойников

$$N = \frac{W_{\text{общ}}}{W_{\text{з.о}}} = \frac{9496}{2100} = 4,3,$$

где W<sub>з.о</sub> — определяется по табл. 5.19.  
Принимаем N=4.



План группы отстойников

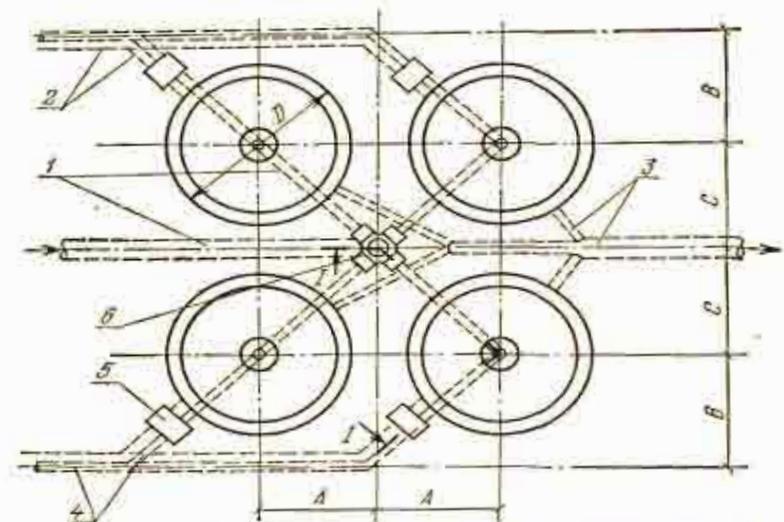


Рис. 5.19. Компоновочный план и схема вторичных радиальных отстойников:

1 — подводный трубопровод; 2 — трубопровод опорожнения; 3 — отводящий трубопровод; 4 — трубопровод выпуска ила; 5 — иловая камера; 6 — распределительная чаша.

Уточняем фактическую продолжительность отстаивания

$$T_{\phi} = \frac{NW_{\text{з.о}}}{Q_{\text{макс.ч}}} = \frac{4 \cdot 2190}{4748} = 1,85 \text{ ч.}$$

При такой продолжительности вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников составит 12,9 мг/л [19, табл. 32], что не превышает допустимого расчетного значения (26 мг/л).

При расчете вторичных отстойников проверяется время пребывания ила в иловой зоне отстойников, которое должно быть не более 2 ч [19, п. 7.49] во избежание снижения активности ила:

$$T_{\text{и}} = \frac{W_{\text{и}} N}{q_{\text{и}} + q_{\text{н}}} \leq 2 \text{ ч,}$$

где  $W_{\text{и}}$  — объем иловой зоны отстойника, м<sup>3</sup>;  $q_{\text{и}}$  — расход циркулирующего активного ила, м<sup>3</sup>/ч;  $q_{\text{н}}$  — расход избыточного активного ила, м<sup>3</sup>/ч.

Расход циркулирующего активного ила определяется по формуле

$$q_{\text{и}} = \alpha Q = 0,6 \cdot 3614 = 2160 \text{ м}^3/\text{ч,}$$

где  $\alpha$  — доля циркулирующего ила от расчетного расхода сточных вод (см. расчет аэротенков);  $Q$  — средний часовой приток сточных вод за сутки при  $K_{\text{обш}} \leq 1,25$  или средний часовой приток за время аэрации при  $K_{\text{обш}} > 1,25$ .

Расход избыточного активного ила

$$q_{\text{н}} = \frac{\text{Пр} Q_{\text{ср}}}{C} = \frac{175 \cdot 3614}{4000} = 158 \text{ м}^3/\text{ч,}$$

где Пр — прирост ила, мг/л:

$$\text{Пр} = 0,8b + 0,3L_{\text{а}} = 0,8 \cdot 149 + 0,3 \cdot 179 = 175 \text{ мг/л;}$$

$b$  — вынос взвешенных веществ из первичных отстойников, мг/л;  $C$  — концентрация активного ила:  $C = 4000$  мг/л [19, табл. 36].

Таким образом,

$$T_{\text{и}} = \frac{440 \cdot 4}{2160 + 158} = 0,76 \text{ ч.}$$

Удаление активного ила в иловую камеру осуществляется с помощью илососа. Камера оборудуется щитовым затвором с подвижным водосливом, обеспечивающим возмож-

ность регулирования выпуска ила из отстойника путем изменения гидростатического напора от 0 до 1,2 м. Оптимальный гидростатический напор для выпуска активного ила — 0,9 м.

Потери напора в радиальных отстойниках ( $\Delta h = Z_1 - Z_2$ ) составляют ориентировочно 0,5—0,6 м (см. рис. 5.19).

## 5.10. РАСЧЕТ УСТАНОВКИ ПО ОБЕЗЗАРАЖИВАНИЮ СТОЧНЫХ ВОД

**Общие сведения.** На станциях биологической очистки обеззараживание сточных вод может производиться несколькими способами: хлорированием, озонированием, бактерицидным облучением, ультразвуковой обработкой, электролизом, обработкой воды коагулянтами или флокулянтами.

Наиболее простым и дешевым методом обеззараживания сточных вод является хлорирование, которое осуществляется с использованием жидкого хлора или гипохлорита натрия, получаемого методом электролиза из поваренной соли.

Расчетные дозы активного хлора (мг/л) [19]:

для отстойной сточной воды — 10  
 для частично очищенной сточной воды на станциях искусственной биологической очистки — 5  
 для полностью очищенной сточной воды на станциях искусственной биологической очистки — 3.

**Дезинфекция жидким хлором (вариант I).** Дезинфекция жидким хлором осуществляется при помощи хлораторов. Наиболее распространены вакуумные хлораторы ЛОНИИ-100 и хлораторы Кульского (табл. 5.20).

На базе хлораторов ЛОНИИ-100 ЦНИИЭП инженерного оборудования разработаны типовые проекты хлораторных, основные данные которых приведены в табл. 5.21.

Нормальная работа хлоратора типа ЛОНИИ-100 обеспечивается при подаче воды к его эжекторам с напором 30—40 м из расчета  $q_0 = 0,7$  м<sup>3</sup> воды на 1 кг хлора.

Мощность хлораторной установки определяется исходя из максимального расхода сточных вод и дозы хлора.

Расход активного хлора (кг/ч), необходимого для обеззараживания сточных вод, можно определить по формуле

$$V = \frac{nQ}{1000},$$

Табл. 5.20. Характеристика хлораторов

Показатели	Марка хлоратора						
	ЛОНИИ-100	ЛК-10М	ЛК-10С	ЛК-10Б	ЛК-10П	ЛК-11	ЛК-12
Производительность, кг/ч	0,2—20,5	0,04—0,85	0,85—5,5	2,5—25	20—120	0,5—5	2,5—50
Расход воды, м³/ч	0,14—14,3	3—5	3—5	17—30	40—60	3—5	30—35
Напор перед эжектором, м	30—40	17,5—50,0	17,5—50,0	10—55	30—60	17,5—50,0	60—8

Табл. 5.21. Основные данные типовых хлораторных, работающих на газообразном хлоре

Типовой проект	Производительность хлораторной, кг/ч	Тип хлоратора	Поддача хлоратора, кг/ч	Количество хлораторов	Вместимость склада хлора, т	Площадь хлораторной, м²
901-3/64	1	ЛОНИИ-100	0,2—1,3	2	—	9×6
901-3-17/69	2	То же	0,4—2,5	2	1,1	12×6
901-3-16/70	5	«	1,3—8,0	2	3,6	15×6
901-3-15/70	10	«	12,8	2	8,0	21×12
901-3-14/70	20	«	12,8	3	15,0	—
901-3-8/70	30	«	—	—	21,0	30×12
901-3-10/70	50	«	—	—	36,0	36×12

где  $a$  — доза активного хлора, г/м³;  $a=3$ ;  $Q$  — часовой расход сточных вод, м³.

Часовой расход активного хлора соответственно составит:

$$V_{\max} = \frac{3 \cdot 4748}{1000} = 14,5 \text{ кг/ч};$$

$$V_{\text{ср}} = \frac{3 \cdot 2800}{1000} = 8,4 \text{ кг/ч};$$

$$V_{\min} = \frac{3 \cdot 1464}{1000} = 4,4 \text{ кг/ч}.$$

Учитывая, что хлорное хозяйство очистных сооружений должно обеспечивать возможность увеличения расчетной дозы, а следовательно, и расхода хлора в 1,5 раза ( $14,5 \cdot 1,5 \approx 22$  кг/ч), принимаем производительность хлораторной 20 кг/ч (см. табл. 5.21). Она оборудована тремя ваку-

умными хлораторами ЛОНИИ-100 производительностью 12,8 кг/ч каждый (2 рабочих и 1 резервный).

Максимальный расход хлорной воды

$$q_{\max} = V_{\max} q_0 = 14,5 \cdot 0,7 = 10,2 \text{ м}^3/\text{ч}, \text{ или } 2,92 \text{ л/с}.$$

**Дезинфекция гипохлоритом натрия (вариант II).** Гипохлорит натрия (NaClO) получают из обычной технической поваренной соли в электролизных установках.

При введении гипохлорита натрия в обрабатываемую воду образуются те же бактерицидные агенты, что и при хлорировании — HClO и ClO.

Установка состоит из резервуаров для раствора поваренной соли, электролизеров с трансформаторами и выпрямителями, резервуаров готового раствора гипохлорита, насосов для подачи раствора соли в электролизеры, насосов и элеваторов для подачи раствора гипохлорита натрия в смеситель.

Разработаны установки с графитовыми электролизерами типа ЭН-25 и ЭН-100 (табл. 5.22).

Табл. 5.22. Техническая характеристика электролизных установок

Показатели	Электролизеры	
	ЭН-25	ЭН-100
Производительность электролизера по активному хлору, кг/ч	1	4,1
Расход поваренной соли на 1 кг активного хлора, кг/ч	7—9	10
Концентрация рабочего раствора поваренной соли, г/л	120	120
Концентрация активного хлора в растворе гипохлорита натрия, г/л	5—6	12
Удельные затраты электроэнергии на 1 кг хлора, кВт/ч	7—9	125

Для получения 14,5 кг активного хлора в час предусматриваем установку четырех рабочих и одного резервного электролизера типа ЭН-100 общей производительностью  $4,1 \cdot 4 = 16,4$  кг/ч.

Суточный расход активного хлора

$$P_x = V_{\text{ср}} \cdot 24 = 8,4 \cdot 24 = 202 \text{ кг}.$$

Суточный расход поваренной соли

$$P_c = P_0 P_x = 10 \cdot 202 = 2020 \text{ кг/сут} = 2,02 \text{ т},$$

где  $P_0$  — расход поваренной соли на 1 кг активного хлора, (табл. 5.22).

При содержании соли в товарном продукте около 96,5 % суточный расход поваренной соли

$$P_T = \frac{2,02 \cdot 100}{96,5} = 2,1 \text{ т.}$$

Вместимость резервуаров для мокрого хранения соли должна рассчитываться на 25—30-суточный запас. Принимаем  $T=30$  сут. Тогда необходимая вместимость резервуаров

$$W = \frac{P_T T}{\rho} = \frac{2,1 \cdot 30}{2} = 31,5 \text{ м}^3,$$

где  $\rho$  — плотность поваренной соли; для технической соли  $\rho=2 \text{ т/м}^3$ .

Предусматриваем 2 секции резервуаров площадью  $3 \times 3 \text{ м}$  при слое соли 2 м. Общая строительная глубина резервуаров — 3 м.

Резервуары для хранения раствора гипохлорита натрия рассчитываются на 2—3-суточный расход раствора.

Суточный расход раствора гипохлорита натрия при концентрации в нем активного хлора  $K=12 \text{ г/л}$  составит

$$Q = \frac{P_K}{K} = \frac{202}{12} = 16,8 \text{ м}^3.$$

Предусматриваем 2 секции резервуаров площадью  $3 \times 2 \text{ м}$  при толщине слоя раствора 1,5 м.

### 5.11. РАСЧЕТ СМЕСИТЕЛЯ

**Общие сведения.** Смешение хлорной воды со сточной должно происходить в течение 1—2 мин. Для смешения сточной воды и хлора могут применяться смесители любого типа. При расходах сточных вод до  $1400 \text{ м}^3/\text{сут}$  используются ершовые смесители. При больших расходах применяются дырчатые смесители, водоизмерительные лотки, перепадные колодцы, смесители, в которых перемешивание осуществляется сжатым воздухом, распределяемым через дырчатые трубы.

**Расчет дырчатого смесителя (вариант I) (рис. 5.20).** Дырчатый смеситель выполняется в виде железобетонного лотка с дырчатыми перегородками. Обычно устраивается 2—3 перегородки с отверстиями диаметром 20—40 мм при небольших и до 100 мм при средних и больших расходах.

Принимаем число перегородок  $N=2$ ; диаметр отверстий  $d=100 \text{ мм}$ ; расчетный расход сточных вод  $q=1,319 \text{ м}^3/\text{с}$ . Число отверстий в каждой перегородке

$$n = \frac{4q}{\pi d^2 v} = \frac{4 \cdot 1,319}{3,14 \cdot 0,1^2 \cdot 1,0} = 170 \text{ шт.},$$

где  $v$  — скорость движения в отверстиях:  $v=1—1,2 \text{ м/с}$ ; принимаем  $v=1 \text{ м/с}$ .

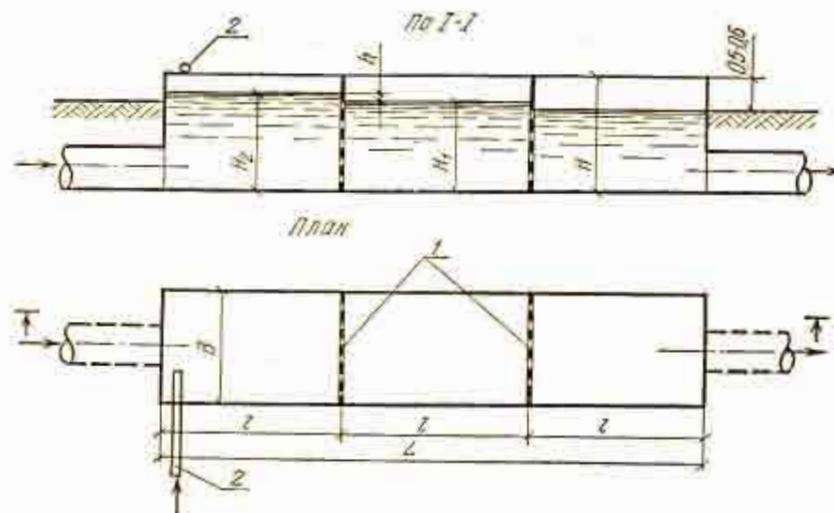


Рис. 5.20. Схема дырчатого смесителя:  
1 — дырчатые перегородки; 2 — подача хлорной воды

По вертикали принимаем 10 рядов отверстий, по горизонтали — 17, всего  $10 \cdot 17=170$ .

Потери напора в отверстиях каждой перегородки составят

$$\Delta h = \frac{v^2}{\mu^2 \cdot 2g} = \frac{1^2}{0,7^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,104 \text{ м} \approx 0,11 \text{ м},$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода, равный 0,65—0,75; принимаем  $\mu=0,7$ .

Расстояния между центрами отверстий по вертикали и горизонтали принимаются от 1,5 до 2,5 диаметра отверстий.

Если расстояние между центрами отверстий по горизонтали  $2d=0,2 \text{ м}$ , тогда ширина смесителя  $B=0,2 \cdot 17=3,4 \text{ м}$ .

Расстояние между центрами отверстий по вертикали в первой перегородке (считая от конца смесителя) также принимаем равным двум диаметрам отверстий, тогда высота слоя воды перед перегородками составит: перед первой  $H_1 = 2 \cdot 0,1 \cdot 10 = 2,0$  м, перед второй  $H_2 = H_1 + \Delta h = 2 + 0,11 = 2,11$  м.

Расстояние между центрами отверстий по вертикали во второй перегородке —  $2,11 : 10 = 0,211$  м.

Расстояние между перегородками принимается равным полуторной ширине смесителя

$$l = 1,5B = 1,5 \cdot 3,4 = 5,1 \text{ м.}$$

Общая длина смесителя при двух перегородках

$$L = 3l = 5,1 \cdot 3 = 15,3 \text{ м.}$$

Строительная высота смесителя

$$H = H_2 + 0,3 = 2,11 + 0,3 = 2,41 \text{ м} \approx 2,5 \text{ м.}$$

Продолжительность пребывания воды в смесителе

$$T = \frac{HBL}{q} = \frac{2 \cdot 3,4 \cdot 15,3}{1,319} = 80 \text{ с, или } 1,3 \text{ мин.}$$

Расчет смесителя типа лоток Паршаля (вариант II) (рис. 5.21). Лоток Паршаля состоит из подводящего раструба, горловины и отводящего раструба. Боковые стенки горловины строго вертикальны, а дно имеет уклон в сторону движения воды.

В результате сужения сечения и резкого изменения уклона дна в отводящем раструбе возникает гидравлический прыжок, в котором происходит интенсивное перемешивание хлорной воды со сточной.

Основные размеры лотков и их расчетные данные приведены в табл. 5.23 и 5.24.

В качестве смесителя принимаем водомерный лоток пропускной способностью 500—2130 л/с (ширина горловины  $b = 1$  м). Высота слоя воды  $H_A$  перед лотком до начала кривой спада может быть определена по формуле

$$q = 2,365bH_A^n$$

и по данным табл. 5.24:

$$H_A^{1,572} = \frac{q}{2,365b} = \frac{1,319}{2,365 \cdot 1} = 0,56 \text{ м,}$$

$$H_A = 0,69 \text{ м.}$$

Табл. 5.23. Типоразмеры лотков Паршаля

Пропускная способность, м³/сут	М										
	B	B'	a	A	C	D	E	F	l	n	L
1400—4200	300	360	230	1,35	0,55	0,78	1,325	0,90	0,149	0,280	5,85
4200—7000	450	450	230	1,475	0,80	1,08	1,450	0,90	0,149	0,455	6,10
7000—32 000	600	600	500	1,73	1,30	1,68	1,70	0,90	0,149	0,70	6,50
32 000—80 000	900	900	1000	1,995	1,80	2,28	1,95	0,90	0,149	0,70	7,10
80 000—160 000	1200	1200	1000								
160 000—280 000	1500	1500	1500								

Табл. 5.24. Расчетные данные лотков Паршаля

Расчетный расход, л/с	Наполнение в точке замера, м		Ширина горловины b, мм	n	Подводящий лоток			Отводящий лоток				
	q <sub>макс</sub>	H <sub>макс</sub>			B, мм	H, м	v, м/с	l	B', мм	H', м	v', м/с	l'
83,5	4,7	0,29	0,05	1,522	300	0,32	0,85	0,003	0,26	1,07	0,005	1,7
431,0	14,8	0,40	0,15	1,522	450	0,42	1,04	0,004	0,38	1,15	0,005	4,0
486,0	30,0	0,65	0,095	1,540	600	0,66	1,25	0,0025	0,60	1,34	0,003	7,4
1090,0	165,0	0,61	0,18	1,572	900	0,63	1,88	0,004	0,59	2,08	0,003	7,4
2130,0	500,0	1,0	0,38	1,572	1200	1,00	1,16	0,002	0,80	2,14	0,005	8,9
3720,0	1160,0	1,0	0,47	1,585	1500	1,15	2,25	0,003	0,85	2,70	0,005	10,2

Подбираем размеры подводящего и отводящего лотков таким образом, чтобы

$$0,65 \geq \frac{H - H'}{H} \geq 0,15,$$

где  $H$  — глубина воды в подводящем лотке, м;  $H'$  — глубина воды в створе полного перемешивания (в отводящем лотке), м.

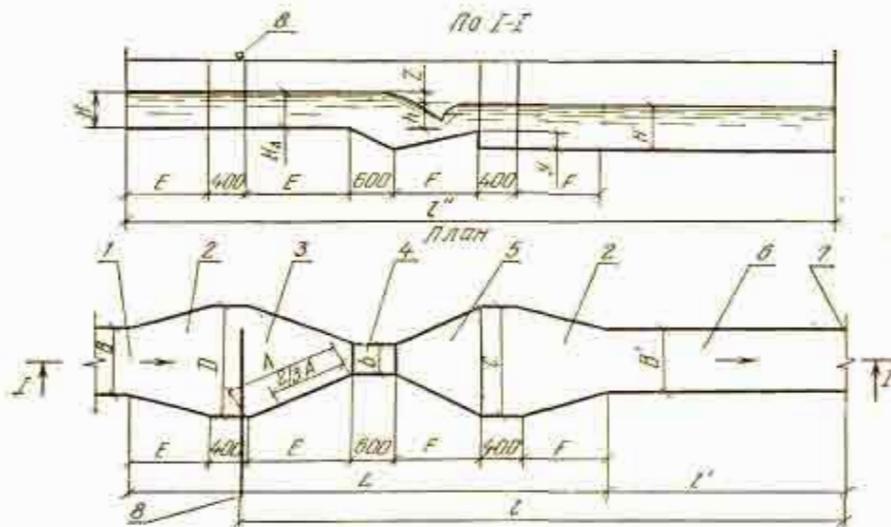


Рис. 5.21. Схема смесителя типа лоток Паршалля:

1 — подводящий лоток; 2 — переход; 3 — подводящий раструб; 4 — горловина; 5 — отводящий раструб; 6 — отводящий лоток; 7 — створ полного перемешивания; 8 — подача хлорной воды

Подводящий лоток:  $B = 1000$  мм;  $H = 0,88$  м;  $i = 0,002$ ;  $v = 1,5$  м/с.

Отводящий лоток:  $B' = 1000$  мм;  $H' = 0,74$  м;  $i' = 0,003$ ;  $v' = 1,77$  м/с.

Таким образом, отношение

$$\frac{0,88 - 0,74}{0,88} = 0,16.$$

Длина участка до створа полного перемешивания определяется по формуле Герновцева

$$L = \left( 0,942 - \frac{H - H'}{H} \right) \frac{H}{0,0482} = (0,942 - 0,16) \frac{0,88}{0,0482} = 14,2 \text{ м.}$$

Длина отводящего лотка до створа полного перемешивания

$$l = L - (E + F + 0,6 + 0,4) = 14,2 - (1,7 + 0,9 + 0,6 + 0,4) = 10,6 \text{ м,}$$

где  $E$  и  $F$  — размеры лотка, принимаемые по табл. 5.23.

Потери напора в смесителе

$$\Delta h = Z + Z' = 0,168 + 0,032 = 0,20 \text{ м,}$$

где  $Z = 0,3H_A = 0,3 \cdot 0,56 = 0,168$  м;  $Z' = i'l = 0,003 \cdot 10,6 = 0,032$  м.

## 5.12. РАСЧЕТ КОНТАКТНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Контактные резервуары предназначены для обеспечения контакта хлора со сточной водой в течение 30 мин при максимальном ее притоке. Эти резервуары проектируются как первичные отстойники без скребков.

Вертикальные отстойники используются на малых станциях. Применение радиальных ограничено из-за трудностей, связанных с удалением осадка (контактные резервуары нельзя оборудовать илоскребами, так как в присутствии хлора они подвергаются коррозии). Применяется также конструкция горизонтальных контактных резервуаров, разработанная ЦНИИЭП инженерного оборудования (рис. 5.22).

В лотках ребристого днища такого резервуара размещаются трубопроводы для технической воды, а посередине днища в каждой секции расположены трубчатые перфорированные аэраторы. В резервуарах может осуществляться непрерывная продувка воды воздухом для насыщения ее кислородом и предотвращения выпадения взвеси.

При работе контактных резервуаров без продувки воздухом выпавший осадок удаляется периодически (1 раз в 5—7 дней). При этом секция отключается и опорожняется, осевший осадок смывается в приемок и удаляется в хозяйственно-фекальную канализацию станции.

Расход технической воды на смыв осадка — 10—15 л/с на одну секцию при продолжительности смыва 5—10 мин, необходимый напор — 10—15 м. Типоразмеры контактных резервуаров приведены в табл. 5.25.

Объем контактных резервуаров

$$W = Q_{\text{макс.ч}} T = 4748 \cdot 0,5 = 2374 \text{ м}^3,$$

где  $T$  — время контакта в резервуаре или отводящих лотках:  $T = 0,5$  ч.

Табл. 5.25. Горизонтальные контактные резервуары

Типовой проект	Число секций	Рабочая глубина, м	Ширина секции, м	Рекомендуемые пределы изменения	
				длина секции, м	рабочего объема, м³
902-1-231	2	3,2	6	18—30	660—1100
902-2-231	3	3,2	6	18—30	980—1650
902-3-231	4	3,2	6	18—30	1320—2200

Принимаем число трехсекционных контактных резервуаров  $n=2$ .

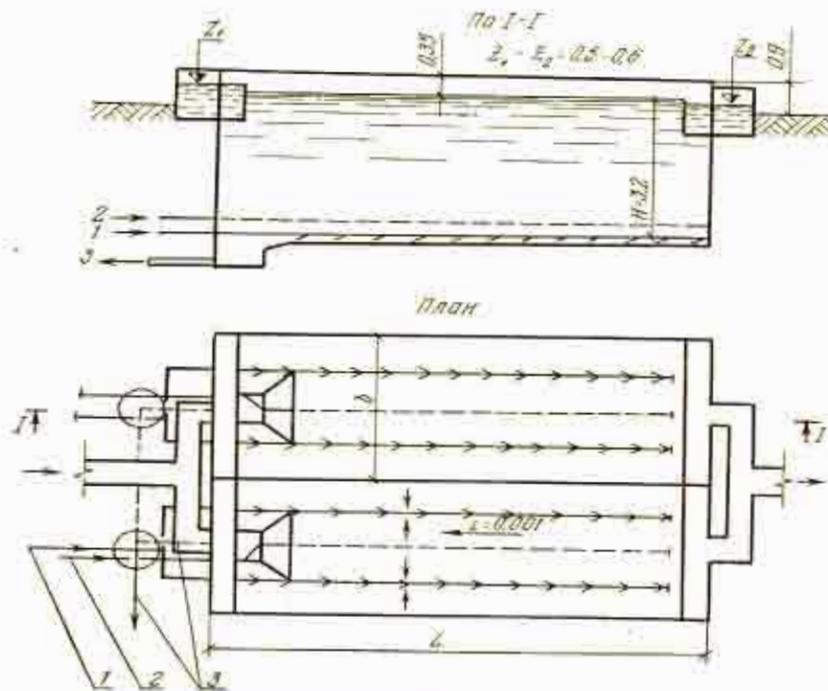


Рис. 5.22. Контактный горизонтальный резервуар: 1 — трубопровод технической воды; 2 — трубопровод сжатого воздуха; 3 — трубопровод опорожнения

Длина секции

$$L = \frac{W}{bHn} = \frac{2374}{6 \cdot 3,2 \cdot 3 \cdot 2} = 20,6 \approx 21 \text{ м,}$$

где  $b$  — ширина секции, м;  $H$  — рабочая глубина, м;  $n$  — число секций в резервуаре.

Расход воздуха на продувку сточной воды

$$V = q_0 Q = 0,6 \cdot 4748 = 2850 \text{ м}^3/\text{ч,}$$

где  $q_0$  — удельный расход на 1 м³ воды:  $q_0 = 0,6 \text{ м}^3/\text{м}^3$ .

Потери напора в резервуаре ( $\Delta h = Z_1 - Z_2$ ) ориентировочно составляют 0,5—0,6 м.

Объем осадка, выпадающего в контактных резервуарах за сутки,

$$W_{ос} = \frac{a N_{up}}{1000},$$

где  $a$  — объем осадка, выпадающего в контактных резервуарах при дезинфекции сточных вод жидким хлором, приходящийся на одного человека в сутки; на станциях полной биологической очистки в аэротенках  $a = 0,03 \text{ л}$ ; на станциях с биофильтрами  $a = 0,05 \text{ л}$ ; на станциях механической очистки  $a = 0,08 \text{ л}$ ;

$$W_{ос} = \frac{0,03 \cdot 312400}{1000} = 9,36 \text{ м}^3.$$

Влажность осадка — 96%. Обезвоживание его предусматривается без предварительного сбраживания.

### 5.13. РАСЧЕТ ВЫПУСКА СТОЧНЫХ ВОД В ВОДОЕМ

**Общие сведения.** Для сброса очищенных сточных вод в водоемы применяются береговые и русловые выпуски.

Береговые выпуски имеют меньшую стоимость, однако в начальном створе не обеспечивают необходимого смешения потоков, и, следовательно, могут применяться только для сброса сточных вод с концентрацией загрязнений, не влияющей на санитарное состояние водоемов. Рассеивающие русловые выпуски обеспечивают наиболее полное смешение сточной воды с водой водоема.

Исходные данные:

средний секундный расход сточных вод

$$q_{ср} = 0,778 \text{ м}^3/\text{с}$$

максимальный расход сточных вод

$$q_{макс} = 1,319 \text{ м}^3/\text{с}$$

эффективная ширина реки в месте выпуска

$$b_{э} = 120 \text{ м}$$

расчетный минимальный расход воды в реке 95%-ной обеспеченности

$$Q_p = 21 \text{ м}^3/\text{с}$$

необходимая кратность разбавления сточных вод речными в расчетном створе водопользования

$$n = 24,3$$

отметка уровня воды в бере-

в том колодце	$Z_1 = 214,9 \text{ м}$
отметка уровня высоких вод в реке	$Z_2 = 212,8 \text{ м}$
длина выпуска от берегового колодца	$L_0 = 400 \text{ м}$

Рассеивающий фильтрующий струйный выпуск конструкции К. В. Иванова [6]. Конструкция выпуска (рис. 5.23) позволяет приблизить створ выравненных концентраций загрязнений к створу самого выпуска.

Выпуск представляет собой стальную дырчатую трубу 1 постоянного сечения с приваренной к ней по всей длине металлической обоймой 2, заполненной крупным гравием 3. Обойма состоит из продольных стальных листов 4, горизонтального решетчатого дна 5, верхней металлической крышки 6 и поперечных стенок 8. Ширина обоймы в зависимости от диаметра трубы равна 150—400 мм; высота  $h = h_1 + h_2$ , где  $h_1 = 150—200 \text{ мм}$ ,  $h_2 = 400—600 \text{ мм}$ .

Площадь щелевидных отверстий решетчатого дна обоймы должна составлять 40—50 % его площади. Верхняя крышка обоймы имеет круглые отверстия, которые расположены в шахматном порядке. Диаметр отверстия  $d_{отв} = 20—25 \text{ мм}$ ; расстояния между отверстиями —  $(6—8)d_{отв}$ ; между рядами —  $(4—5)d_{отв}$ . Скорость течения сточной воды сквозь отверстия  $v = 2—2,5 \text{ м/с}$ . Поперечные стенки обоймы 8 располагаются на расстоянии 1,5—1,75 м. Засыпка обоймы производится гравием  $d = 16—32 \text{ мм}$ . Отверстия 7 в шельге трубы 1 устраиваются в виде щелей шириной  $t_{щ} = 25—40 \text{ мм}$ , длиной  $l_{щ} = 1—1,5 \text{ м}$  с промежутками между ними 150—200 мм.

Длина рабочей части выпуска

$$L = \frac{q_{ср} n b_a}{Q_p} = \frac{0,778 \cdot 24,3 \cdot 120}{21} = 108 \text{ м},$$

где  $q_{ср}$  — средний секундный расход сточных вод,  $\text{м}^3$ ;  $n$  — необходимая кратность разбавления сточных вод речными в расчетном створе;  $n = 24,3$ ;  $b_a$  — эффективная ширина реки в створе выпуска.

При сбросе сточных вод в мощные водотоки, для которых длина выпуска значительно меньше  $b_a$ , желательно увеличить длину выпуска на 10—20 %.

Независимо от длины рабочей части выпуск рекомендуется располагать симметрично по отношению к динамической оси потока.

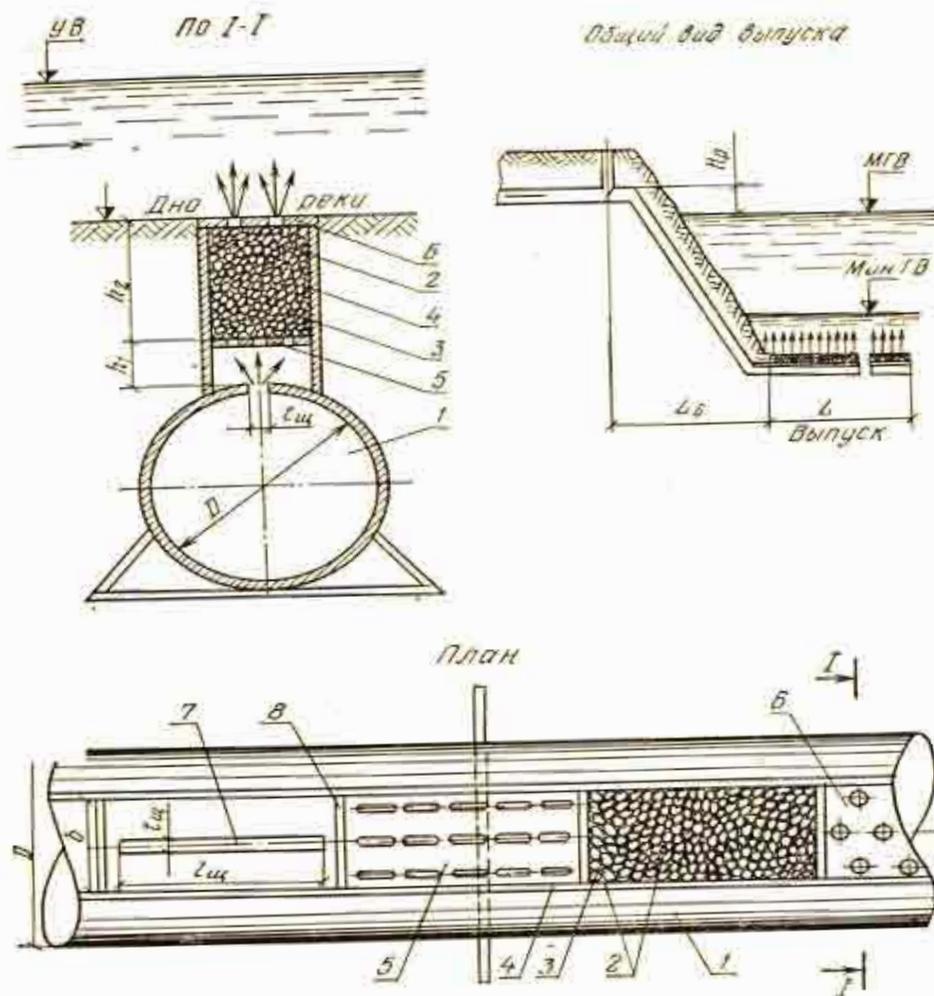


Рис. 5.23. Схема выпуска конструкции К. В. Иванова

Диаметр трубы выпуска подбираем по среднему секунднему расходу сточных вод  $q_{ср}$  при скорости в начале трубы  $v = 1—1,6 \text{ м/с}$ . При этом минимальная скорость рекомендуется для труб  $d = 300 \text{ мм}$ , максимальная — для труб  $d = 1400 \text{ мм}$ .

Принимаем  $v=1,5$  м/с, тогда

$$D = \sqrt{\frac{4q_{\text{ср}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,778}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,8 \text{ м.}$$

Для сохранения постоянного напора по всей длине выпуска его длина должна быть равна критической длине  $L_{\text{кр}}$ , при которой потери полностью компенсируются восстановлением напора за счет уменьшения скоростей при раздате расхода по пути движения воды.

Критическая длина дырчатой трубы

$$L_{\text{кр}} = \frac{3D}{\lambda},$$

где  $\lambda$  — коэффициент сопротивления трению по длине.

Критическая длина дырчатых труб при различных диаметрах:

$D$ , мм	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1400
$\lambda$	0,03	0,028	0,026	0,024	0,023	0,022	0,0216	0,021	0,02	0,019
$L_{\text{кр}}$ , м	30	43	57	75	91	107	125	143	180	220

Для диаметра 800 мм  $L_{\text{кр}}=107$  м.

При  $L_{\text{кр}} > L$  потери напора в трубопроводе на трение меньше восстанавливаемого скоростного напора, поэтому давление в конце его больше, чем в начале, при  $L_{\text{кр}} < L$  потери напора на трение превышают восстанавливаемый скоростной напор и давление в конце трубопровода меньше, чем в начале.

В нашем случае  $L_{\text{кр}} \approx L$ , поэтому давление в начале и конце выпуска практически одинаково, что обеспечивает равномерное распределение сточных вод по длине участка выпуска.

Необходимый полный напор для работы выпуска, т. е. превышение уровня воды в береговом колодце над уровнем воды в реке, равен

$$H = h_{\text{бер}} + h_{\text{тр}} + h_{\text{ш}} + h_{\text{з}} + h_{\text{отв}} + 0,5 \text{ м,}$$

где  $h_{\text{бер}}$  — потери напора на береговом участке трубопровода длиной  $L_{\text{б}}$  при максимальном расходе сточных вод. Принимаем диаметр берегового участка трубопровода равным 1200 мм, тогда  $h_{\text{бер}} = iL_{\text{б}} = 0,0013 \cdot 400 = 0,52$  м (здесь  $i$  — потери напора на 1 м, принимаются по таблицам);  $h_{\text{тр}}$  — потери напора на трение в дырчатой трубе:

$$h_{\text{тр}} = \frac{1}{3} \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v_n^2}{2g} = \frac{1}{3} 0,022 \frac{108}{0,8} \cdot \frac{2,63^2}{19,6} = 0,36 \text{ м,}$$

$v_n$  — скорость в начале трубы выпуска при максимальном секундном расходе; при  $q_{\text{макс}} = 1,319$  м<sup>3</sup>/с

$$v_n = 2,63 \text{ м/с;}$$

$h_{\text{ш}}$  — потери напора в щелевидных отверстиях:

$$h_{\text{ш}} = \frac{v_{\text{ш}}^2}{2g} \left( \frac{1}{\mu_2} + 1 \right) = \frac{0,6^2}{19,6} \left( \frac{1}{0,55^2} + 1 \right) = 0,08 \text{ м,}$$

$v_{\text{ш}}$  — скорость в щелях:  $v_{\text{ш}} = 0,5 - 0,7$  м/с;  $\mu$  — средний коэффициент расхода щелей:  $\mu = 0,55$ ;  $h_{\text{з}}$  — потери напора в гравийной загрузке обоймы; принимается с запасом, равным высоте загрузки:  $h_{\text{з}} = h_2 = 400 - 600$  мм; принимаем  $h_{\text{з}} = 0,5$  м;  $h_{\text{отв}}$  — потери напора в отверстиях крышки:

$$h_{\text{отв}} = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{1}{\mu^2} + 1 \right) = \frac{2,2^2}{19,6} \left( \frac{1}{0,6^2} + 1 \right) = 0,09 \text{ м,}$$

$v$  — скорость истечения через отверстия в крышке обоймы:  $v = 2 - 2,5$  м/с;  $\mu$  — коэффициент расхода воды, вытекающей через отверстия:  $\mu = 0,6$ .

Таким образом,  $H = 0,52 + 0,36 + 0,08 + 0,09 + 0,5 + 0,5 = 2,05$  м.

Минимальный напор в береговом колодце

$$H_{\text{д}} = Z_1 - Z_2 = 214,9 - 212,8 = 2,1 \text{ м.}$$

#### 5.14. СТАДИИ И МЕТОДЫ ОБРАБОТКИ ОСАДКОВ

Цель обработки осадков сточных вод — получение продукта, свойства которого обеспечивают либо возможность его утилизации, либо сводят к минимуму ущерб, наносимый им окружающей среде.

Осадки бытовых сточных вод представляют собой водные суспензии с содержанием твердой фазы по массе 0,5—10 % и органических веществ в последней до 90 %.

Объем осадков, выделяемых при очистке сточных вод на современных станциях аэрации, составляет 0,5—1 % объема сточных вод.

Современные технологические процессы обработки осадков включают в общем виде следующие стадии: основные — уплотнение, обезвоживание, термическую сушку или обеззараживание, ликвидацию или утилизацию; вспомогательные — стабилизация и кондиционирование (рис. 5.24).

Для каждой из стадий существует несколько методов обработки, эффективность которых зависит от свойств осадков и местных условий.

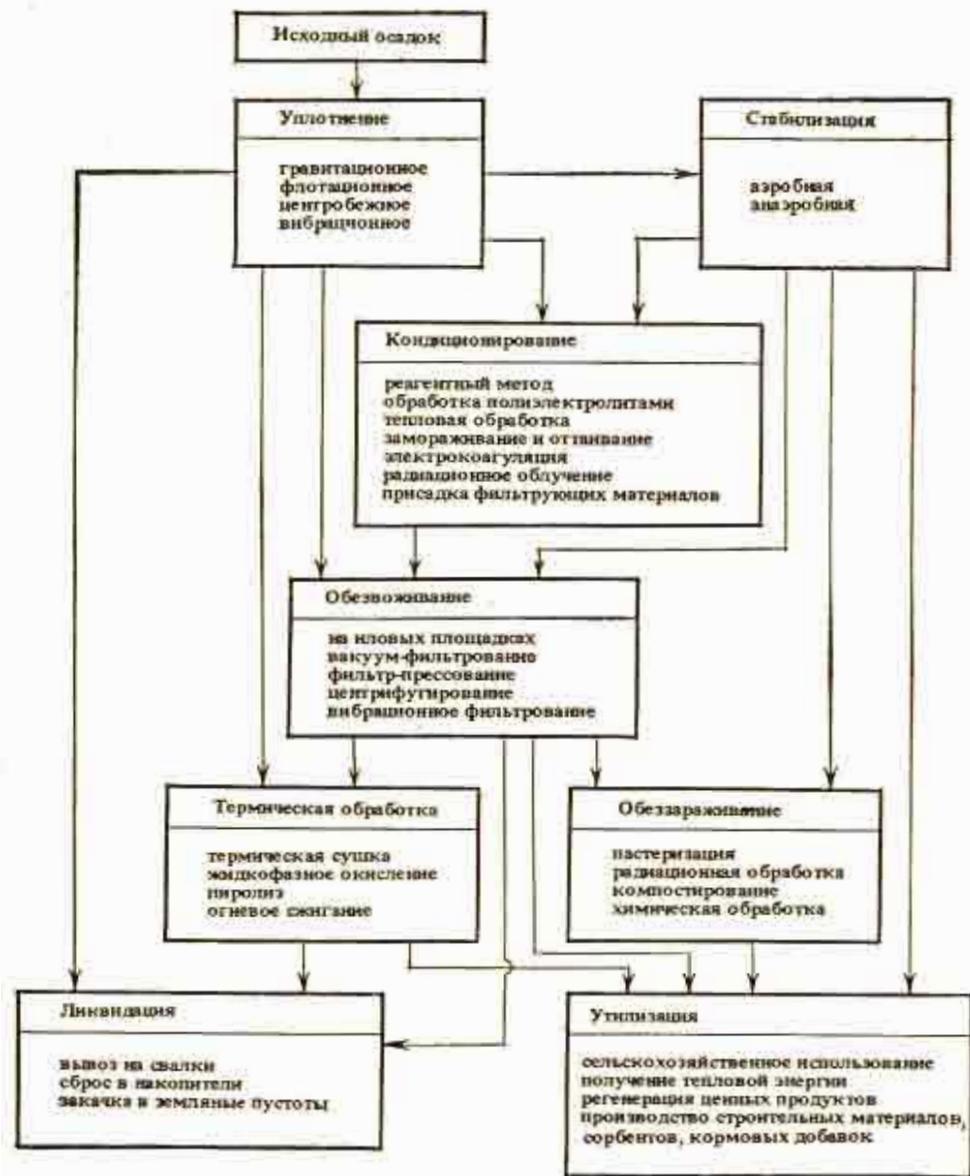


Рис. 5.24. Стадии и методы обработки осадков сточных вод

Выбор рационального технологического процесса обработки осадков зависит от их объема и качественного состава, а также завершающей стадии обработки.

### 5.15. РАСЧЕТ ИЛОУПЛОТНИТЕЛЕЙ

**Общие сведения.** Илоуплотнители предназначены для уменьшения влажности, а следовательно, и объема избыточного активного ила.

Исходные данные для расчета илоуплотнителей:

суточный расход сточных вод	$Q_{сут} = 67\ 200\ \text{м}^3/\text{сут}$
БПК <sub>20</sub> сточных вод, поступающих в аэротенки	$L_a = 179\ \text{мг/л}$
БПК <sub>20</sub> очищенной сточной жидкости	$L_T = 15\ \text{мг/л}$
Вынос взвешенных веществ из первичных отстойников	$b' = 149\ \text{мг/л}$

В качестве илоуплотнителей могут использоваться вертикальные или радиальные отстойники.

Данные для расчета илоуплотнителей приведены в табл. 36 [19].

**Расчет вертикальных илоуплотнителей (вариант I).** Илоуплотнители рассчитываются на максимальный часовой приток избыточного активного ила:

$$q_{\text{макс}} = \frac{P_{\text{макс}} Q}{24C} = \frac{226 \cdot 67\ 200}{24 \cdot 4000} = 158\ \text{м}^3/\text{ч},$$

где  $P_{\text{макс}}$  — максимальный прирост активного ила:

$$P_{\text{макс}} = 1,3Pr = 1,3(0,8b' + 0,3L_a) = 1,3(0,8 \cdot 149 + 0,3 \cdot 179) = 226\ \text{мг/л};$$

$Q$  — расчетный расход сточных вод,  $\text{м}^3/\text{сут}$ ;  $C$  — концентрация избыточного активного ила при влажности 99,6%:  $C = 4000\ \text{г/м}^3$ .

Полезная площадь поперечного сечения илоуплотнителей

$$F_{\text{пол}} = \frac{q_{\text{ж}}}{3,6v} = \frac{126}{3,6 \cdot 0,1} = 350\ \text{м}^2,$$

где  $q_{\text{ж}}$  — максимальный объем жидкости, отделяемой в процессе уплотнения ила за 1 ч:

$$q_{\text{ж}} = q_{\text{макс}} \frac{P_1 - P_2}{100 - P_2} = \frac{99,6 - 98}{100 - 98} 158 = 126\ \text{м}^3;$$

$P_1$  и  $P_2$  — влажность соответственно поступающего и уплотненного ила [19, табл. 36];  $v$  — скорость движения жидкости в отстойной зоне вертикального илоуплотнителя, мм/с:  $v \leq 0,1$  мм/с [19, табл. 36].

В качестве илоуплотнителей принимаем первичные вертикальные отстойники диаметром 9 м. Основные типоразмеры отстойников приведены в табл. 5.26.

Табл. 5.26. Отстойники канализационные первичные вертикальные

Типовой проект	Диаметр, м		Высота, м		Расчетная глубина на проточной части, м	Площадь, м <sup>2</sup>			Объем	
	отстойника	центральной трубы	цилиндрической части	конической части		общая	центральной трубы	полезная	цилиндрической части	конической части
902-2-19	4	0,7	4,1	1,8	3,8	12,55	0,38	12,11	51,50	8,35
902-2-165	6	1,0	4,2	3,3	3,8	28,30	0,78	27,50	119,00	32,00
902-2-166	9	1,4	4,2	5,1	3,8	63,60	1,55	62,05	263,00	71,30

Количество отстойников

$$N = \frac{F_{\text{пол}}}{f_{\text{пол}}} = \frac{350}{62,05} = 5,7 \approx 6,$$

где  $f_{\text{пол}}$  — полезная площадь одного отстойника, м<sup>2</sup>:  $f_{\text{пол}} = 62,05$  м<sup>2</sup> (табл. 5.26).

Продолжительность уплотнения активного ила

$$T = \frac{h}{3,6v} = \frac{3,8}{3,6 \cdot 0,1} = 10,6 \text{ ч},$$

где  $h$  — расчетная глубина проточной части илоуплотнителя:  $h = 3,8$  м (табл. 5.26).

Время уплотнения ила в вертикальных илоуплотнителях составляет 10—12 ч [19, табл. 36].

Продолжительность хранения уплотненного ила в иловой части илоуплотнителя

$$T_{\text{ил}} = \frac{W_{\text{ил}} N}{q_y} = \frac{71,3 \cdot 6}{31,6} = 13,5 \text{ ч},$$

где  $W_{\text{ил}}$  — объем иловой (конической) части типового отстойника, м<sup>3</sup>: для принятого типоразмера  $W_{\text{ил}} = 71,3$  м<sup>3</sup>;  $q_y$  — часовой расход уплотненного ила:

$$q_y = q_{\text{макс}} \frac{100 - P_1}{100 - P_2} = 158 \frac{100 - 99,6}{100 - 98} = 31,6 \text{ м}^3/\text{ч},$$

Фактически  $T_{\text{ил}}$  (13,5 ч) выше рекомендуемой (8 ч). Проверочный расчет показал, что выбранный тип отстойников может быть использован в качестве илоуплотнителей.

Выпуск уплотненного ила осуществляется непрерывно под гидростатическим напором не менее 1 м.

Сливная вода, отделившаяся в процессе уплотнения, направляется на биологическую очистку.

**Расчет радиальных илоуплотнителей (вариант II).** Необходимый объем илоуплотнителя

$$W = q_{\text{макс}} T = 158 \cdot 11 = 1740 \text{ м}^3,$$

где  $T$  — продолжительность уплотнения:  $T = 11$  ч [19, табл. 36].

В качестве илоуплотнителей принимаем вторичные радиальные отстойники диаметром 18 м с объемом зоны отстаивания одного отстойника  $W_{\text{з.о}} = 788$  м<sup>3</sup> и объемом иловой зоны  $W_{\text{ил}} = 160$  м<sup>3</sup> (см. табл. 5.19).

Количество илоуплотнителей

$$N = \frac{W}{W_{\text{з.о}}} = \frac{1740}{788} = 2,$$

Нагрузка на зеркало уплотнителя

$$q_0 = \frac{q_{\text{макс}}}{N \pi R^2} = \frac{158}{2 \cdot 3,14 \cdot 9^2} = 0,31 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}),$$

где  $R$  — радиус отстойника, м.

Нагрузка находится в пределах допустимой для радиальных илоуплотнителей [ $q_0 = 0,2 - 0,5$  м<sup>3</sup>/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})] [7].

Расчетный расход уплотненного ила при его влажности 37,3 %

$$q_y = 158 \frac{100 - 99,6}{100 - 97,3} = 23,5 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Максимальный объем жидкости, отделяющийся в процессе уплотнения,

$$q_{\text{ж}} = 159 \frac{99,6 - 97,3}{100 - 97,3} = 135 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По капитальным затратам оба варианта почти равноценны, однако предпочтение следует отдать радиальным отстойникам, так как вертикальные отстойники обеспечивают уплотнение осадка только до влажности 98 %, кроме того, качество ила в них ухудшается за счет длительного хранения.

## 5.16. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ СТАБИЛИЗАЦИИ ОСАДКОВ

**Общие сведения.** В результате стабилизации происходит разрушение биоразлагаемой части органического вещества осадков, что обеспечивает их устойчивость к загниванию и частичное обеззараживание. Стабилизация необходима при длительном пребывании осадков на открытых территориях (сушка на иловых площадках, складирование), а также при использовании их в качестве сельскохозяйственного удобрения без термической сушки.

Стабилизация может осуществляться в анаэробных условиях путем сбраживания осадков в метантенках или в аэробных условиях путем аэрирования осадков в стабилизаторах.

**Анаэробное сбраживание в метантенках (вариант I).** Анаэробное сбраживание применяется для обработки сырого осадка, активного ила, а также их смеси. Сбраживание рекомендуется перед сушкой на иловых площадках, а также перед обезвоживанием на фильтрах и осуществляется в метантенках в мезофильных или термофильных условиях. Газы брожения используются на энергетические нужды станции, в частности для получения пара, используемого при подогреве метантенков.

Определяем суточный расход смеси, сырого осадка и уплотненного избыточного активного ила, загружаемого в метантенк.

Расход осадка из первичных отстойников (считая по сухому веществу)

$$O_{\text{сух}} = \frac{b_{\text{общ}} \mathcal{E} K}{1000 \cdot 1000 \cdot 100} Q_{\text{ср.сут}} = \frac{298 \cdot 50 \cdot 1,1}{1000 \cdot 1000 \cdot 100} 67\,200 = 11,03 \text{ т/сут},$$

где  $b_{\text{общ}}$  — концентрация взвешенных веществ в сточной жидкости до отстаивания:  $b_{\text{общ}} = 298 \text{ г/м}^3$ ;  $\mathcal{E}$  — эффект задерживания взвешенных веществ в первичных отстойниках:  $\mathcal{E} = 50 \%$ ;  $K$  — коэффициент, учитывающий увеличение объема осадка за счет крупных фракций взвеси, не улавливаемых при отборе проб для анализа:  $K = 1,1-1,2$ ;  $Q$  — расчетный приток сточных вод:  $Q = 67\,200 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

Расход избыточного активного ила

$$U_{\text{сух}} = \frac{\text{Пр} \cdot Q}{1000 \cdot 1000} = \frac{173 \cdot 1,2 \cdot 67\,200}{1000 \cdot 1000} = 13,95 \text{ т/сут},$$

где Пр — прирост ила в аэротенках:  $\text{Пр} = 173 \text{ г/м}^3$  (см. расчет вторичных отстойников и илоуплотнителей);  $n$  — коэф-

фициент, учитывающий неравномерность прироста ила в процессе очистки;  $n = 1,3$  [31, п. 7.105].

Расход беззольного вещества сырого осадка

$$O_{\text{без}} = \frac{O_{\text{сух}} (100 - B_r) (100 - Z_{\text{ос}})}{100 \cdot 100} = \frac{11,03 (100 - 5) (100 - 27)}{100 \cdot 100} = 7,7 \text{ т/сут}.$$

Расход беззольного вещества избыточного активного ила

$$U_{\text{без}} = \frac{U_{\text{сух}} (100 - B_r) (100 - Z_{\text{ил}})}{100 \cdot 100} = \frac{13,95 (100 - 5) (100 - 25)}{100 \cdot 100} = 9,95 \text{ т/сут},$$

где  $B_r$  — гигроскопическая влажность сырого осадка и ила; принимается 5—6 %;  $Z_{\text{ос}}$  и  $Z_{\text{ил}}$  — зольность сухого вещества соответственно сырого осадка и активного ила: в среднем  $Z_{\text{ос}} = 27 \%$ ,  $Z_{\text{ил}} = 25 \%$ .

Расход сырого осадка  $V_{\text{ос}}$  и избыточного активного ила  $V_{\text{ил}}$ :

$$V_{\text{ос}} = \frac{O_{\text{сух}} 100}{(100 - P_{\text{ос}}) \rho_{\text{ос}}} = \frac{11,03 \cdot 100}{(100 - 94) 1} = 184 \text{ м}^3/\text{сут};$$

$$V_{\text{ил}} = \frac{U_{\text{сух}} 100}{(100 - P_{\text{ил}}) \rho_{\text{ил}}} = \frac{13,95 \cdot 100}{(100 - 97,3) 1} = 516 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где  $P_{\text{ос}}$  и  $P_{\text{ил}}$  — влажность соответственно сырого осадка и уплотненного активного ила;  $\rho_{\text{ос}}$  и  $\rho_{\text{ил}}$  — плотность соответственно сырого осадка и уплотненного ила, которую для практических расчетов можно принимать равной единице.

Общий расход смеси, загружаемой в метантенк,

$$V_{\text{общ}} = V_{\text{ос}} + V_{\text{ил}} = 184 + 516 = 700 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Средняя влажность смеси

$$P_{\text{см}} = 100 \left( 1 - \frac{O_{\text{сух}} + U_{\text{сух}}}{V_{\text{ос}} + V_{\text{ил}}} \right) = 100 \left( 1 - \frac{11,03 + 13,95}{184 + 516} \right) = 96,4 \%$$

Объем метантенка

$$W = \frac{V_{\text{общ}} 100}{d} = \frac{700 \cdot 100}{10,4} = 6730 \text{ м}^3,$$

где  $d$  — суточная доза загрузки осадка, %; принимается по табл. 53 [19].

Так как в сточных водах содержатся ПАВ, проверяем суточную дозу загрузки по формуле

$$d = \frac{10g}{C(100 - P)} = \frac{10 \cdot 65}{6,6(100 - 96,4)} = 27,3 \%,$$

где  $C$  — содержание ПАВ в сухом осадке, мг/л; принимается по табл. 5.4 [19]. При исходной концентрации ПАВ в сточной воде 9,1 мг/л  $C=9$  мг/л — в осадке из первичных отстойников;  $C=5$  мг/л — в избыточном активном иле;

$$C = \frac{9 \cdot 11,03 + 5 \cdot 13,95}{11,03 + 13,95} = 6,6 \text{ мг/л};$$

$P_{см}$  — влажность загружаемого осадка, %;  $g$  — предельная допустимая нагрузка на единицу рабочего объема метантенков в сутки, г/м<sup>3</sup>. Принимается: 40 — для алкилбензолсульфонатов с прямой алкильной цепью; 85 — для других «мягких» и промежуточных анионных ПАВ; 65 — для анионных ПАВ в бытовых сточных водах.

Принимаем меньшую дозу суточной загрузки. Типоразмеры метантенков приведены в табл. 5.27. Принимаем 4 метантенка диаметром 15 м с общим полезным объемом  $4 \times 1600 = 6400 \text{ м}^3$ .

Табл. 5.27. Метантенки

Типовой проект	Диаметр, м	Полезный объем, м <sup>3</sup>	Высота, м				Отметка уровня осадка $Z_1$	Компоновочные размеры						
			верхней конической части $h_B$	цилиндрической части $h_M$	нижней конической части $h_H$	горловины $h_r$		$a$	$c$	$k$	$m$	$n$	$b$	$L$
902-2-227	12,5	1000	1,90	6,5	2,15	1,0	8,66	21	12	27	27	25	65	125
902-2-228	15,0	1600	2,35	7,3	2,60	1,4	9,82	24	13	24	28	25	65	132
902-2-229	17,5	2500	2,50	8,6	3,05	1,5	11,26	27	14	29	29	24	64	147
902-2-230	20,0	4000	2,90	10,6	3,50	1,5	13,66	29	15	30	30	29	70	155

Выход газа на 1 м<sup>3</sup> загружаемого осадка и его состав при термофильном и мезофильном сбраживании для практических расчетов принимается одинаковым и определяется по формуле

$$Q_r = \frac{y(100 - P_{см})(100 - Z)}{1000\rho}$$

где  $y$  — распад беззольного вещества.

$$y = a - nd = 47,6 - 0,51 \cdot 10,4 = 42,3 \%;$$

$a$  — предел сбраживания беззольного вещества загружаемого осадка, % (при отсутствии данных о химическом составе осадка принимается: для сырого осадка 53, для избыточного активного ила 44 %);  $P_{см}$  — влажность смеси, загружаемой в метантенк, %;  $\rho$  — плотность газа:  $\rho = 1 \text{ кг/м}^3$ ;  $Z$  — зольность сухого вещества осадка (при отсутствии опытных данных принимается: для сырого осадка 27—30, для активного ила 20—25 %). Зольность загружаемой смеси

$$Z = \frac{Z_{ос}O_{сух} + Z_{ил}U_{сух}}{O_{сух} + U_{сух}} = \frac{29 \cdot 11,03 + 20 \cdot 13,95}{11,03 + 13,95} = 23,9 \%.$$

Для смеси сырого осадка и активного ила

$$a = \frac{53O_{без} + 44U_{без}}{O_{без} + U_{без}} = \frac{53 \cdot 7,7 + 44 \cdot 9,95}{7,7 + 9,95} = 47,6 \%,$$

где  $n$  — коэффициент, зависящий от влажности осадка и режима сбраживания, принимается по табл. 5.5 [19];  $d$  — доза суточной загрузки метантенков, %.

$$Q_r = \frac{42,3(100 - 96,4)(100 - 23,9)}{100 \cdot 1} = 11,6 \text{ м}^3.$$

Общий выход газа

$$G_{общ} = Q_r V_{общ} = 11,6 \cdot 700 = 8120 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Для хранения газа предусматриваются мокрые газгольдеры, вместимость которых принимается равной двух-четырёхчасовому выходу газа; принимаем трехчасовой выход газа

$$W_{газ} = \frac{G_{общ} \cdot 3}{24} = \frac{8120 \cdot 3}{24} = 1015 \text{ м}^3.$$

Принимаем 2 типовых однозвеньевых газгольдера диаметром 11,48 м и вместимостью 600 м<sup>3</sup>. Основные данные по газгольдерам даны в табл. 5.28.

Схема метантенка и компоновочный план метантенков приведены на рис. 5.25.

Влажность осадка, выходящего из метантенков, определяется по формуле

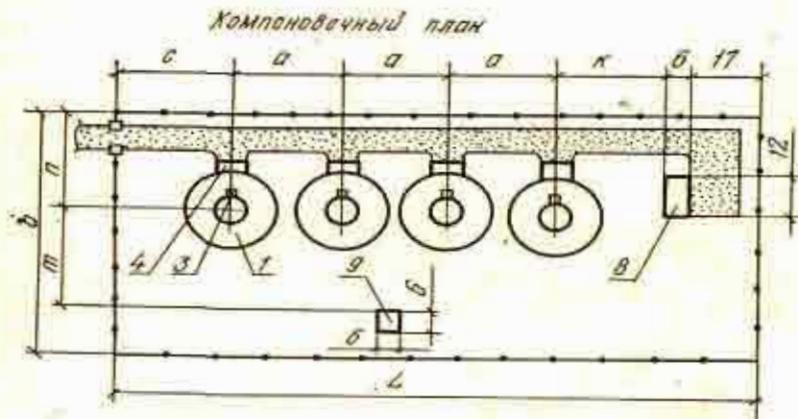
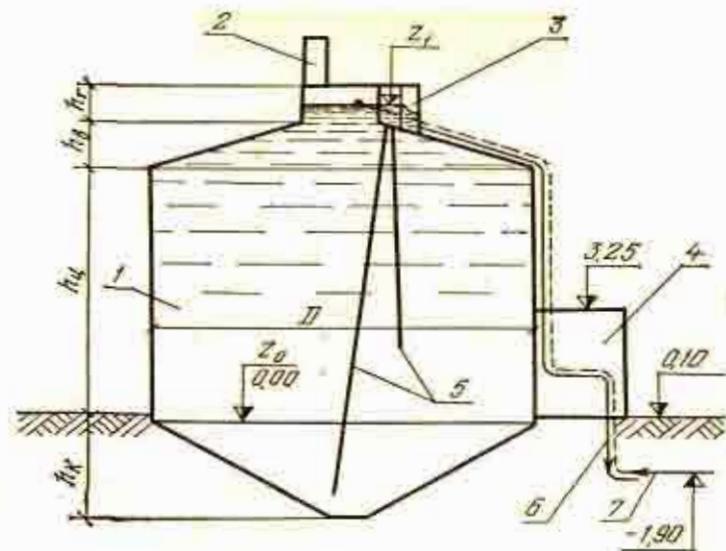


Рис. 5.25. Схема метантенка и компоновочный план

1 — резервуар метантенка; 2 — газовый колпак; 3 — камера выгрузки осадка; 4 — инжекторная; 5 — трубопроводы выгрузки осадка; 6 — выпуск сброшенного осадка; 7 — трубопровод загрузки осадка; 8 — насосная станция метантенков; 9 — газовый кноск

Табл. 5.28. Основные параметры мокрых газгольдеров

Вместимость газгольдера, м³	Внутренний диаметр, мм		Высота, м			Подъем купола, мм
	резервуара	колокола	газгольдера	резервуара	колокола	
100	7400	6600	6210	3450	3240	443
300	9300	8500	11 150	5920	5710	745
600	11 480	10 680	14 030	7930	7140	708
1000	14 500	13 700	14 030	7390	7140	1178
3000	21 050	20 250	18 850	9800	9550	1337
6000	26 900	26 100	22 600	11 750	11 450	2248

$$P_m = 100 - \frac{(100 - P_{cm})(100 - 3)(100 - y)}{10\,000} = 100 - \frac{(100 - 96,4)(100 - 23,9)(100 - 42,3)}{10\,000} = 98,4\%$$

**Аэробная стабилизация (вариант II).** Аэробная стабилизация заключается в длительном аэрировании активного ила или его смеси с сырым осадком первичных отстойников в сооружениях типа аэротенков.

Аэробная стабилизация может применяться в тех же случаях, что и анаэробное сбраживание.

Если пропускная способность станции менее 50 тыс. м³/сут, экономически выгодна аэробная стабилизация, 50—100 тыс. м³/сутки — оба метода примерно равноценны, при пропускной способности свыше 100 тыс. м³/сут предпочтительнее анаэробное сбраживание.

Применяется несколько технологических схем процесса аэробной стабилизации (рис. 5.26). Самая простая — схема 1. Избыточный активный ил, образовавшийся в результате очистки неотстойной сточной воды, из вторичных отстойников поступает в стабилизатор, в котором предусмотрена зона отстаивания. Отсутствие первичных отстойников упрощает эксплуатацию, однако увеличивает объем аэротенков, поэтому такая схема рекомендуется для станций пропускной способностью до 15—20 тыс. м³/сут и с невысоким содержанием взвешенных веществ в сточной воде. При большей пропускной способности аэробную стабилизацию рекомендуется осуществлять по схемам 2—4.

В схеме 2 предусматривается уплотнение стабилизированного ила. Эта схема предпочтительна при последующем обезвоживании осадка на центрифугах, при этом на рециркуляцию в стабилизатор подается фугат. Так как фугат

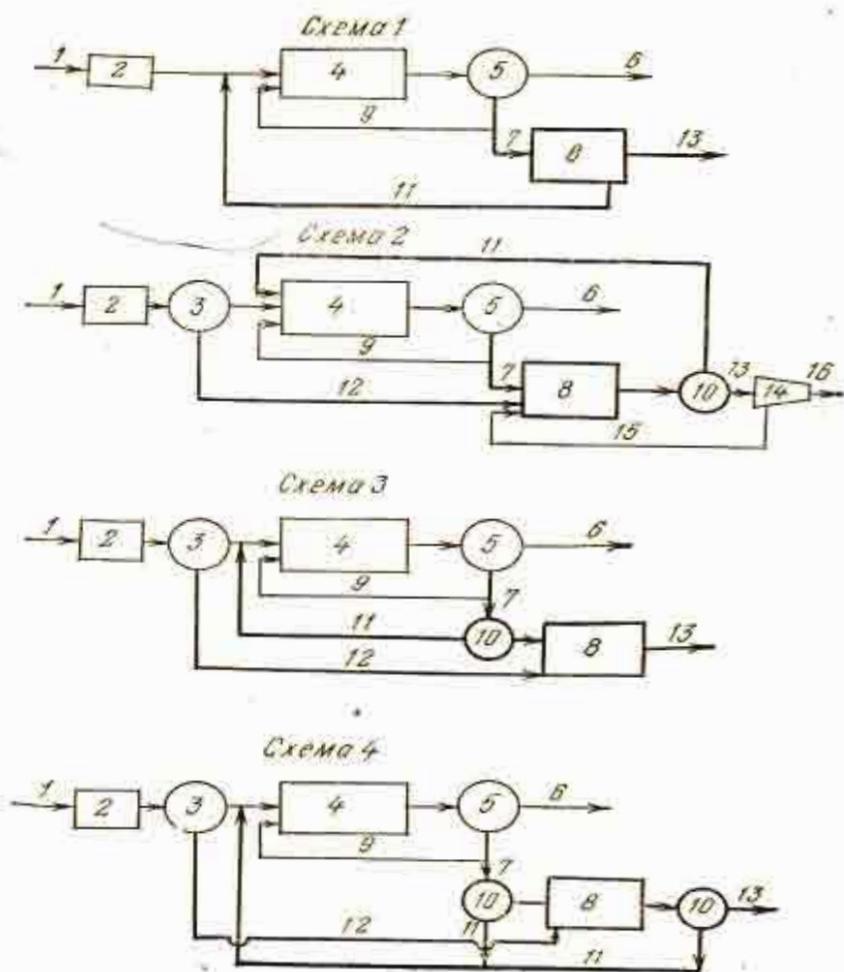


Рис. 5.26. Технологические схемы аэробной стабилизации:  
 1 — поступающая сточная вода; 2 — решетка и песколовка; 3 — первичный отстойник; 4 — аэротенк; 5 — вторичный отстойник; 6 — очищенная сточная вода; 7 — избыточный активный ил; 8 — аэробный стабилизатор; 9 — циркулирующий активный ил; 10 — илоуплотнитель; 11 — иловая вода; 12 — сырой осадок первичных отстойников; 13 — стабилизированный осадок; 14 — центрифуга; 15 — фугат; 16 — обезвоженный осадок

возвращается в стабилизатор, степень задержания твердой фазы не имеет решающего значения, что позволяет обезвоживать осадок без реагентов. Продолжительность уплотнения стабилизированного осадка — 6—8 ч, влажность уплотненного стабилизированного осадка — 96—96,5 %.

Схема 3 проще в эксплуатации, а за счет подачи в стабилизатор уплотненного ила объем стабилизатора может быть уменьшен. Однако стабилизация уплотненного активного ила и его смеси с осадком первичных отстойников приводит к увеличению удельного сопротивления осадка, что затрудняет дальнейшее его обезвоживание [8, 26].

В схеме 4 время уплотнения избыточного активного ила не более 6—8 ч во избежание ухудшения процесса стабилизации. При этом влажность уплотненного ила составляет 98 %. Время уплотнения стабилизированного осадка — также 6—8 ч при влажности уплотненного осадка 96—96,5 %.

Иловая вода из илоуплотнителей во всех схемах подается в аэротенки.

Конечной стадией обработки стабилизированного осадка является сушка на иловых площадках (для малых станций) или механическое обезвоживание.

В качестве стабилизаторов используются аэротенки-вытеснители или специальные минерализаторы.

ЦНИИЭП инженерного оборудования разработаны двухсекционные аэробные минерализаторы для осадков сточных вод (табл. 5.29). Схема минерализатора приведена на рис. 5.27. Минерализаторы имеют зону отстаивания и зону уплотнения осадка, поэтому они могут быть рекомендованы для схем 1 и 2.

Табл. 5.29. Минерализаторы

Тип	Размеры, м				
	L	b	t	$l_0$	$b_0$
I	30—40	9	3	4,5—13,5	1,5
II	60—84	9	6	4,5—13,5	1,5

Для схемы 3 в качестве стабилизатора предпочтительнее использовать аэротенки-вытеснители.

Просчитаем схемы аэробной стабилизации осадков 2 и 4 (см. рис. 5.26).

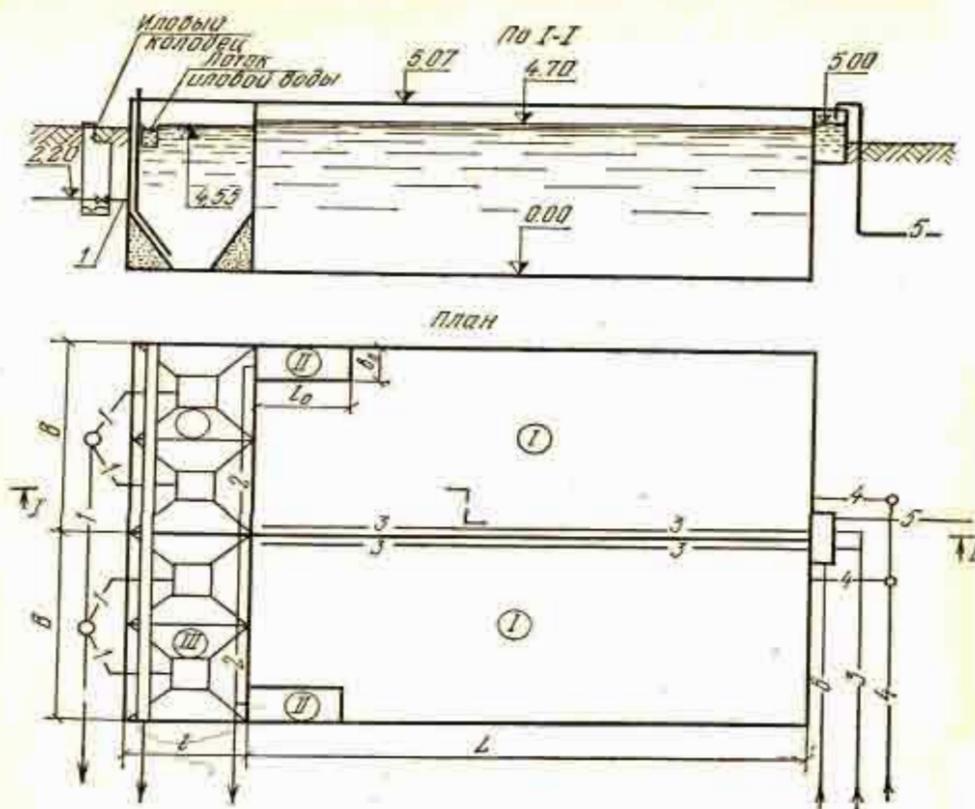


Рис. 5.27. Схема минерализатора:

1 — зона аэрации; II — отстойная зона; III — осадкоуплотнитель; 1 — стабилизированный осадок; 2 — выпуск отстойной воды; 3 — воздуховод; 4 — опорожнение; 5 — иловая смесь; 6 — фугат из цеха мехобезвоживания

**Аэробная стабилизация по схеме 2.** На стабилизацию подается сырой осадок из первичных и избыточный активный ил из вторичных отстойников.

Время стабилизации смеси при расчетной температуре  $t$  определяется по формуле

$$T = T_{20} 1,08^{(20-t)} = [2,09 + 9,22]g(B+1)1,08^{(20-t)},$$

где  $T$  и  $T_{20}$  — соответственно время стабилизации смеси при температуре  $20^\circ\text{C}$ , сут;  $t_{\text{см}} = 10^\circ\text{C}$ ;  $B$  — отношение расходов сырого осадка и избыточного активного ила по сухому веществу:

$$B = \frac{O_{\text{сух}}}{U_{\text{сух}}} = \frac{11,03}{13,95} = 0,794;$$

$$T = [2,09 + 9,22]g(0,794 + 1)1,08^{(20-10)} = 9,5 \text{ сут.}$$

Необходимый объем стабилизатора

$$W = TV_{\text{общ}} = 9,5 \cdot 3684 = 35\,000 \text{ м}^3,$$

где  $V_{\text{общ}}$  — расход смеси сырого осадка и избыточного активного ила:

$$V_{\text{общ}} = V_{\text{ос}} + V_{\text{ил}} = 184 + 3500 = 3684 \text{ м}^3/\text{сут};$$

$$V_{\text{ос}} = 184 \text{ м}^3/\text{сут} \text{ (см. расчет метантенков):}$$

$$V_{\text{ил}} = \frac{U_{\text{сух}} 100}{(100 - P_{\text{ил}}) \rho} = \frac{13,95 \cdot 100}{(100 - 99,6) 1} = 3500 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

В качестве стабилизатора используем двухкоридорные аэротенки типа А-2-9-5,0. Количество секций  $N = 4$ .

Длина секции

$$L = \frac{35\,000}{4 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 5} = 97,5 \approx 99 \text{ м.}$$

Удельный расход воздуха, подаваемого в стабилизатор на 1 кг беззольного вещества осадка, определяется по формуле

$$D = \frac{1000 q_{\text{см}}}{K_1 K_2 n_1 n_2 (C_p - C)} = \frac{1000 \cdot 0,63}{1,34 \cdot 2,92 \cdot 0,96 \cdot 0,59 (11,05 - 2)} = 29,8 \text{ м}^3/\text{кг},$$

где  $K_1$  — коэффициент, учитывающий тип аэратора, принимается по табл. 43 [19]:  $K_1 = 1,34$ ;  $K_2$  — коэффициент, зависящий от глубины погружения аэратора, принимается по табл. 44 [19]:  $K_2 = 2,92$ ;  $n_1$  — коэффициент, учитывающий температуру смеси:

$$n_1 = 1 + 0,02(t_{\text{ср}} - 20) = 1 + 0,02(18 - 20) = 0,96;$$

$t_{\text{ср}}$  — средняя месячная температура смеси в летнее время:  $t_{\text{ср}} = 18^\circ\text{C}$ ;  $n_2$  — коэффициент, учитывающий отношение скорости переноса кислорода в иловой смеси к скорости переноса его в чистой воде, принимается по табл. 45 [19]:  $n_2 = 0,59$ ;  $C_p$  — растворимость кислорода воздуха в воде, мг/л:

$$C_p = C_T \frac{10,3 + \frac{h}{2}}{10,3} = 8,89 \frac{10,3 + \frac{5,0}{2}}{10,2} = 11,05 \text{ мг/л};$$

$C_T$  — растворимость кислорода воздуха в воде при расчетной температуре:  $C_{21} = 8,89$  мг/л;  $h$  — глубина погружения аэратора:  $h = 5,0$  м;  $C$  — средняя концентрация кислорода в стабилизаторе, принимается 1—2 мг/л;  $q$  — удельный расход кислорода (в килограммах на килограмм беззольного вещества): для активного ила  $q_{и} = 0,2—0,3$ ; для сырого осадка  $q_{ос} = 1,0—1,2$ ;

для смеси

$$q_{см} = \frac{q_{и} + q_{ос} B_1}{1 + B_1} = \frac{0,25 + 1,1 \cdot 0,81}{1 + 0,81} = 0,63;$$

$$B_1 = \frac{O_{без}}{U_{без}} = \frac{7,7}{9,95} = 0,81 \text{ (см. расчет метантенков).}$$

Часовой расход воздуха

$$V_{в} = \frac{D(O_{без} + U_{без}) 1000}{24} = \frac{28,1(7,7 + 9,95) 1000}{24} = 20\,600 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Распад беззольного вещества в процессе стабилизации  $y = 20—40$  %. Влажность стабилизированного осадка

$$P_{ст} = 100 - \frac{(100 - P_{см})(100 - Z)(100 - y)}{10\,000} = 100 - \frac{(100 - 99,12)(100 - 23,9)(100 - 30)}{10\,000} = 99,53 \%,$$

где  $P_{см}$  и  $Z$  — соответственно влажность и зольность смеси сырого осадка и активного ила, поступающей в стабилизатор (см. расчет метантенков),

$$P_{см} = 100 \left( 1 - \frac{11,03 + 13,95}{184 + 3500} \right) = 99,12 \%;$$

$$Z = 23,9 \%.$$

Объем уплотнителей стабилизированного осадка

$$W_y = \frac{V_{общ}}{24} T = \frac{3684}{24} 8 = 1225 \text{ м}^3;$$

$$T = 6—8 \text{ ч}.$$

В качестве уплотнителей принимаем 2 первичных радиальных отстойника диаметром 18 м с объемом зоны отстаивания одного отстойника  $788 \text{ м}^3$ .

Тогда фактическое время уплотнения

$$T_{ф} = \frac{788 \cdot 2}{3684} = 10,3 \text{ ч}.$$

Влажность уплотненного стабилизированного осадка принимаем 96 %. Расход уплотненного осадка

$$V_{ст} = \frac{3684(100 - 99,53)}{(100 - 96)} = 438 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Расход иловой воды, отделившейся в процессе уплотнения,

$$Q_{ил} = 3684 - 438 = 3246 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

**Аэробная стабилизация по схеме 4.** В стабилизатор подается осадок из первичных отстойников и уплотненный избыточный активный ил.

Так как рекомендуемая влажность уплотненного активного ила, подаваемого в стабилизатор, 98 %, то в качестве илоуплотнителей могут быть приняты вертикальные отстойники диаметром 9 м (6 шт.) или радиальные с  $D = 18$  м (1 шт.) (см. расчет илоуплотнителей).

Принимаем 1 радиальный илоуплотнитель диаметром 18 м и резервируем место для второго на перспективу.

Время уплотнения

$$T_y = \frac{W_{з.о}}{q_{макс}} = \frac{788}{158} = 5 \text{ ч},$$

где  $W_{з.о}$  — объем зоны отстаивания типового уплотнителя;  $q_{макс}$  — максимальный часовой расход избыточного активного ила:  $q_{макс} = 158 \text{ м}^3/\text{ч}$  (см. расчет илоуплотнителей).

Суточный объем уплотненного активного ила, подаваемого в стабилизатор,

$$V_{ил} = \frac{3500(100 - 99,6)}{(100 - 98)} = 700 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Расход смеси сырого осадка и активного ила

$$V_{общ} = 184 + 700 = 884 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Необходимый объем стабилизатора

$$W = T V_{общ} = 884 \cdot 9,5 = 8400 \text{ м}^3;$$

$T = 9,5$  ч (см. расчет по схеме 2).

В качестве стабилизатора используем двухкоридорные аэротенки типа А-2-6-5,0. Количество секций  $N = 2$ .

Длина секции

$$l = \frac{8400}{2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 5,0} = 70 \text{ м}.$$

Расход воздуха  $Q_{в} = 20\,600 \text{ м}^3/\text{ч}$  (см. расчет по схеме 2).

Влажность смеси, поступающей в стабилизатор,

$$P_{см} = 100 \left( 1 - \frac{11,03 + 13,95}{184 + 700} \right) = 97,2 \%$$

Влажность стабилизированного осадка

$$P_{ст} = 100 - \frac{(100 - 97,2)(100 - 23,9)(100 - 35)}{10\,000} = 98,8 \%$$

Необходимый объем уплотнителей стабилизированного осадка при времени уплотнения 6—8 ч составит

$$W_y = \frac{884 \cdot 6}{24} = 221 \text{ м}^3.$$

В качестве уплотнителей принимаем первичные вертикальные отстойники (2 шт.) диаметром 6 м с объемом зоны отстаивания каждого 119 м<sup>3</sup>.

Влажность уплотненного стабилизированного осадка принимаем 96 %. Расход уплотненного стабилизированного осадка

$$V_{ст} = \frac{884(100 - 98,8)}{100 - 96} = 264 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расход иловой воды, отводимой из илоуплотнителей избыточного ила и уплотнителей стабилизированного осадка,

$$Q_{сл} = (3500 - 700) + (884 - 264) = 3420 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Капитальные затраты по схеме 4 меньше, чем по схеме 2. Если принять в обоих вариантах обезвоживание осадка на центрифугах со сбросом фугата в стабилизатор, то эксплуатационные затраты будут одинаковыми, так как centrifугирование можно осуществлять без реагентной обработки осадка.

Наиболее экономичной является схема 4, которая и принимается к окончательной разработке. В принятой схеме в качестве стабилизатора используется аэротенк-вытеснитель типа А-2-6-5,0 (рис. 5.28). Учитывая длительность периода аэрации, предусматривается разделение стабилизатора на 6—8 ячеек путем установки легких поперечных перегородок.

Соотношение объемов ячеек и распределение воздуха между ними для бытовых сточных вод может быть принято следующим:

номер ячейки	объем ячейки, % общего объема стабилизатора	расход воздуха, % общего расхода на стабилизацию
1	25—30	35—40
2	20—25	25—30
3	10—12	10—15
4	10—12	6—10
5	8—10	5
6	8—10	5

Аэрирование предпочтительнее осуществлять при помощи фильтросных элементов (труб, пластин, дисков), расположенных равномерно по дну каждой ячейки.

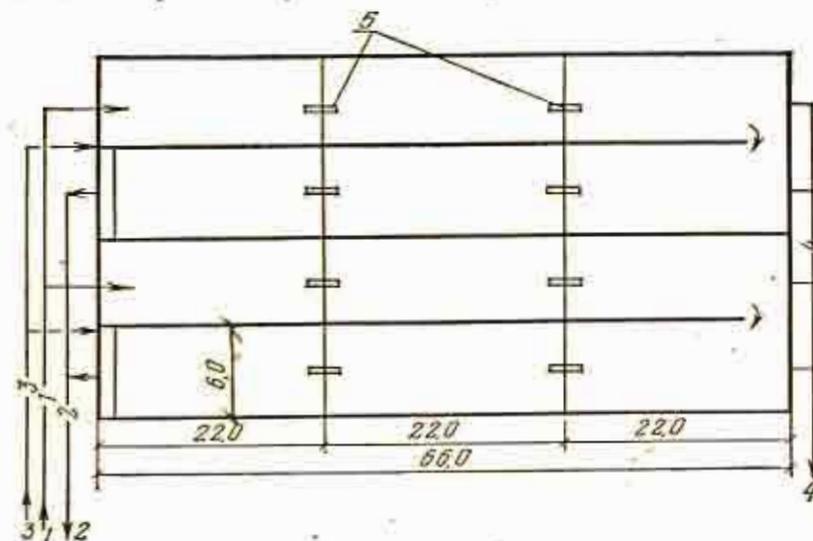


Рис. 5.28. Схема стабилизатора:  
1 — иловая смесь; 2 — стабилизированный осадок; 3 — сжатый воздух; 4 — опорожнение; 5 — перепуск

### 5.17. РАСЧЕТ УСТАНОВОК ДЛЯ МЕХАНИЧЕСКОГО ОБЕЗВОЖИВАНИЯ ОСАДКА

**Общие сведения.** Обезвоживание — удаление из осадков части свободной влаги с целью уменьшения их объема, удобства их транспортировки, дальнейшей обработки и использования.

Наиболее простой способ обезвоживания — сушка на иловых площадках — приемлем только для малых и сред-

них очистных станций, так как требует больших площадей. На крупных станциях применяются более совершенные способы: вакуум-фильтрование, центрифугирование и фильтр-прессование.

Рассмотрим методы механического обезвоживания. Расчет иловых площадок приводится для станции биофильтрации (см. гл. 7).

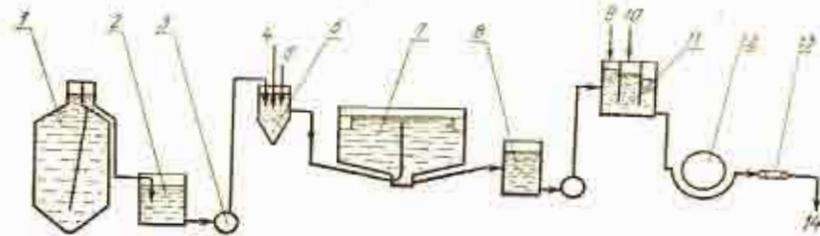


Рис. 5.29. Схема обезвоживания сброженных осадков на вакуум-фильтрах:

1 — метантенк; 2 — резервуар сброженного осадка; 3 — насос; 4 — промывная вода; 5 — сжатый воздух; 6 — резервуар промывки; 7 — уплотнитель; 8 — резервуар уплотненного осадка; 9 — резервуар хлорного железа; 10 — раствор навести; 11 — дозатор осадка и смеситель с реагентами; 12 — вакуум-фильтры; 13 — транспортер; 14 — кек

Метод обезвоживания зависит от схемы обработки и использования осадков сточных вод. Сброженные в метантенках осадки, как правило, обезвоживаются на вакуум-фильтрах. Аэробно-стабилизированные осадки целесообразнее обезвоживать центрифугированием. Обезвоживание сырых осадков может производиться как вакуум-фильтрованием, так и фильтр-прессованием или центрифугированием.

**Обезвоживание осадков вакуум-фильтрованием (вариант I).** Анаэробно сброженные осадки сточных вод имеют высокое удельное сопротивление, что затрудняет процесс обезвоживания их на вакуум-фильтрах. По данным АКХ, удельное сопротивление мезофильно сброженных осадков составляет  $(520—9140) \cdot 10^{10}$ , термофильно сброженных —  $(3900—9500) \cdot 10^{10}$  см/г. Устойчивая работа вакуум-фильтров обеспечивается при условии, что удельное сопротивление осадка не превышает  $60 \cdot 10^{10}$  см/г. Поэтому сброженный осадок перед вакуум-фильтрованием подвергается промывке с последующим уплотнением и обработке химическими реагентами. Схема обезвоживания сброженных осадков вакуум-фильтрованием представлена на рис. 5.29.

Суточный объем  $V_{\text{общ}}$ , подаваемого на обезвоживание, составляет  $700 \text{ м}^3$ , влажность сброженного осадка  $P_M = 98,4 \%$ .

Промывка осадка производится очищенной сточной (технической) водой. Суточный расход промывной воды на  $1 \text{ м}^3$  осадка, сброженного в мезофильных условиях смеси осадка из первичных отстойников и избыточного активного пла  $n=2—3 \text{ м}^3$ , для термофильной сброженной смеси  $n=3—4 \text{ м}^3$ . Продолжительность промывки  $T_{\text{пр}} = 15—20$  мин.

Суточный объем смеси осадка и промывной воды

$$W_{\text{см}} = V_{\text{общ}} (1+n) = 700 (1+2) = 2100 \text{ м}^3.$$

Объем промывных резервуаров

$$W_{\text{пр}} = \frac{W_{\text{см}} T_{\text{пр}}}{24 \cdot 60} = \frac{2100 \cdot 20}{24 \cdot 60} \approx 29 \text{ м}^3.$$

Принимаем 2 резервуара с рабочим объемом каждого  $15 \text{ м}^3$ .

Перемешивание смеси осадка и промывной воды производится сжатым воздухом из расчета  $0,5 \text{ м}^3$  на  $1 \text{ м}^3$  смеси.

Расход воздуха для перемешивания

$$V = \frac{2100}{24} \cdot 0,5 = 44 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Промывные резервуары размещаются, как правило, в специальном помещении — камере промывки. Здесь же могут быть резервуар для иловой воды и насосы для ее перекачки.

Уплотнение смеси промытого осадка и воды осуществляется в радиальных или вертикальных отстойниках-уплотнителях, рассчитанных на 12—18-часовое пребывание в них смеси. Принимаем уплотнители радиального типа с продолжительностью уплотнения 15 ч. Число уплотнителей — не менее 2.

Рабочий объем уплотнителей

$$W_{\text{упл}} = \frac{W_{\text{см}}}{24} \cdot 15 = \frac{2100 \cdot 15}{24} = 1310 \text{ м}^3.$$

Объем иловой части уплотнителей рассчитывается на хранение осадка влажностью 94—96 % в течение 2 сут:

$$W_{\text{ил}} = \frac{700 (100 - 98,4) \cdot 2}{100 - 95} = 448 \text{ м}^3.$$

Общий объем уплотнителей

$$W_{\text{общ}} = 1310 + 448 = 1758 \text{ м}^3.$$

В качестве уплотнителей промытого осадка принимаем 2 радиальных первичных отстойника диаметром 18 м с объемом каждого  $788 + 120 = 908 \text{ м}^3$  (см. табл. 5.13).

Вариант компоновки уплотнителей осадка и камеры промывки приведен на рис. 5.30.

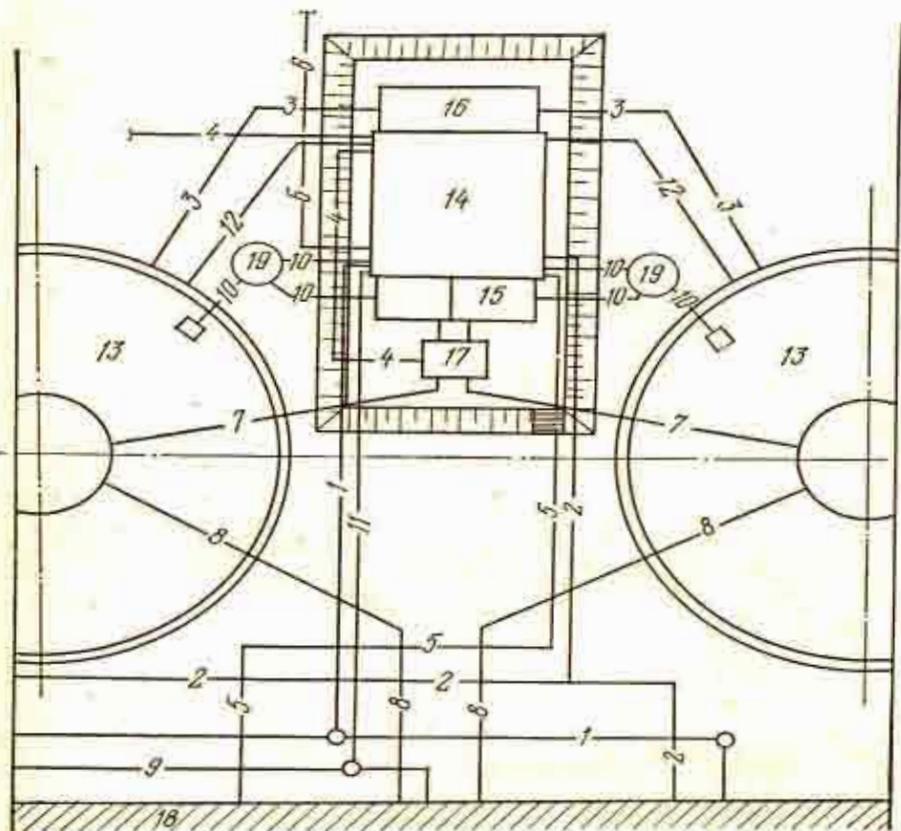


Рис. 5.30. Компоновка уплотнителей промытого осадка и камеры промывки:

1 — технический водопровод; 2 — сжатый воздух; 3 — иловая вода (самотечная); 4 — иловая вода (напорная); 5 — фильтрат; 6 — сброженный осадок из метантенков; 7 — иловая смесь; 8 — промытый уплотненный осадок; 9 — осадок на иловые площадки; 10, 11 — плавающие вещества; 12 — опорожнение илоуплотнителей; 13 — илоуплотнитель; 14 — камера промывки осадка; 15 — резервуар промывки осадка; 16 — резервуар иловой воды; 17 — камера переключения; 18 — корпус вакуум-фильтрации; 19 — колодец для плавающих веществ

Расход промытого и уплотненного осадка влажностью 95 %

$$W_{\text{ос}} = 700 \frac{100 - 98,4}{100 - 95} = 224 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расход сливной воды, отводимой из уплотнителей осадка,

$$Q_{\text{сл}} = V_{\text{см}} - V_{\text{ос}} = 2100 - 224 = 1876 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Концентрация загрязнений в сливной воде принимается: по взвешенным веществам — 1000—1500 (в среднем 1250), по БПК<sub>20</sub> — 600—900 мг/л (в среднем 750 мг/л) [19].

Так как сливная вода подается, как правило, в приемную камеру очистных сооружений, необходимо учитывать дополнительную концентрацию загрязнений, поступающих с ней на очистку.

Концентрация взвешенных веществ и БПК<sub>20</sub> в поступающем на очистку стоке:

$$b'_{\text{общ}} = \frac{b_{\text{общ}} Q_{\text{ср.сут}} + b_{\text{сл}} Q_{\text{сл}}}{Q_{\text{ср.сут}} + Q_{\text{сл}}} = \frac{298 \cdot 67\,200 + 1250 \cdot 1876}{67\,200 + 1876} = 320 \text{ мг/л};$$

$$L'_{\text{общ}} = \frac{L_{\text{общ}} Q_{\text{ср.сут}} + L_{\text{сл}} Q_{\text{сл}}}{Q_{\text{ср.сут}} + Q_{\text{сл}}} = \frac{179 \cdot 67\,200 + 750 \cdot 1876}{67\,200 + 1876} = 194 \text{ мг/л}$$

Учитывая увеличение концентрации загрязнений в общем стоке, проверяем эффективность работы первичных отстойников и аэротенков.

При концентрации взвешенных веществ 320 мг/л эффект осветления сточных вод в первичных отстойниках составит 51 % [19, табл. 30].

Вынос взвеси

$$b'' = \frac{320 (100 - 51)}{100} = 158 \text{ мг/л.}$$

Так как вынос незначительно превышает 150 мг/л, то мероприятий по интенсификации первичного отстаивания не предусматриваем.

Продолжительность аэрации смеси сточной воды и циркулирующего ила в собственно аэротенке по формуле (5.3)

$$T_a = \frac{2,5}{1,5^{0,5}} \lg \frac{194}{15} = 2,28 \text{ ч.}$$

Продолжительность окисления снятых загрязнений по формуле (5.5)

$$T_o = \frac{194 - 15}{0,6 \cdot 4 (1 - 0,3) 19} = 5,62 \text{ ч}$$

Время регенерации ила по формуле (5.6)

$$T_p = 5,62 - 2,28 = 3,34 \text{ ч.}$$

Продолжительность обработки воды по формуле (5.7)

$$T = 2,28(1 + 0,6) + 3,34 \cdot 0,6 = 5,65 \text{ ч.}$$

Необходимый объем аэротенка

$$W = qT = 3,921 \cdot 5,65 = 22\,180 \text{ м}^3.$$

Полезный объем принятых ранее аэротенков составляет 20 800 м<sup>3</sup>. Следовательно, необходимо увеличить длину аэротенков до

$$l = \frac{22\,180}{8 \cdot 3 \cdot 4,5 \cdot 3,20} = 64,6 \text{ м.}$$

Принимаем  $l = 66 \text{ м}$ .

В том случае, когда дополнительные загрязнения, поступающие со сливной водой, требуют увеличения объемов аэротенков и первичных отстойников или снижают эффективность их работы, промывку осадка рекомендуется проводить 0,1%-ным раствором хлорного железа. При этом расход промывного раствора уменьшается по сравнению с обычной промывкой в 2 раза, а концентрация загрязнений в сливной воде — в 3—5 раз [26].

При коагулировании сброженного осадка в качестве реагентов применяется хлорное железо и известь в виде 10%-ного раствора.

Доза коагулянтов: чистого хлорного железа — 4—6 %, активной извести — 12—20 % массы сухого вещества осадка.

Добавка извести в осадок производится после введения хлорного железа.

Расход хлорного железа по чистому FeCl<sub>3</sub>

$$P_{ж} = \frac{700 (100 - 98,4) 5}{100 \cdot 100} = 0,56 \text{ т/сут,}$$

что по товарному продукту при содержании чистого хлорного железа 60 % составит

$$P_{ж.т} = \frac{0,56}{0,6} = 0,93 \text{ т/сут.}$$

Расход активной извести

$$P_{изв} = \frac{700 (100 - 98,4) 16}{100 \cdot 100} = 1,79 \text{ т/сут,}$$

или по товарному продукту при содержании активной извести 70 %

$$P_{изв.т} = \frac{1,79}{0,7} = 2,6 \text{ т/сут.}$$

Для обезвоживания осадков городских сточных вод применяются барабанные вакуум-фильтры типа БОУ и вакуум-фильтры со сходящим полотном типа БсхОУ.

Рабочая площадь вакуум-фильтров определяется по формуле

$$F = \frac{W_{ос} (100 - P_1) 1000}{100qT} = \frac{224 (100 - 95) 1000}{100 \cdot 20 \cdot 20} = 28,1 \text{ м}^2,$$

где  $P_1$  — влажность осадка, подаваемого на обезвоживание, %;  $q$  — часовая пропускная способность вакуум-фильтра по сухому веществу осадка [19, табл. 57]:  $q = 20 \text{ кг/(м}^2 \cdot \text{ч)}$ ;  $T$  — время работы вакуум-фильтров в сутки:  $T = 20 \text{ ч}$ .

Основные показатели барабанных вакуум-фильтров приведены в табл. 5.30.

Принимаем 3 рабочих и 1 резервный вакуум-фильтр типа БсхОУ-10-2,6 с площадью фильтрующей поверхности каждого 10 м<sup>2</sup>.

Расход кека влажностью 79 % [19, табл. 57] составляет

$$W_k = 224 \frac{100 - 95}{100 - 79} = 53,5 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расход образующегося фильтрата

$$Q_{ф} = W_{ос} - W_k = 224 - 53,5 = 170,5 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Фильтрат рекомендуется направлять в камеру промывки, так как содержащиеся в нем непрореагированные коагулянты способствуют снижению концентрации взвеси в сливной воде уплотнителей промытого осадка [26].

Подача вакуум-насосов определяется из условия расхода воздуха 0,5 м<sup>3</sup>/мин на 1 м<sup>2</sup> площади фильтра [19]. На каждый фильтр требуется вакуум-насос с подачей  $0,5 \cdot 10 = 5 \text{ м}^3/\text{мин}$ .

Принимаем вакуум-насос марки ВВН-6 с подачей 6 м<sup>3</sup>/мин (табл. 5.31).

Расход сжатого воздуха на отдувку кека составляет 0,1 м<sup>3</sup>/мин на 1 м<sup>2</sup> площади фильтра [19].

На каждый фильтр потребуется воздуходувка с подачей  $0,1 \cdot 10 = 1 \text{ м}^3/\text{мин}$ . При трех рабочих вакуум-фильтрах могут быть приняты три воздуходувки марки ВВН-1,5 с пода-

Табл. 5.30. Технические характеристики вакуум-фильтров

Показатели	Марка фильтра						
	БОУ-5-1,75	БОУ-10-26	БОУ-20-2,6	БОУ-40-3,4	БОУ-40-3,7 БОУ-40-3,8	БОУ-5-1,75	БОУ-10-2,6 БОУ-10-3,4
Площадь поверхности фильтрования, м <sup>2</sup>	5	10	20	40	40	5	10
Диаметр барабана, мм	1762	2612	2612	3000	3000	1750	2600
Длина барабана, мм	960	1350	2702	4400	4400	1000	1330
Частота вращения барабана, мин <sup>-1</sup>	0,13—2	0,13—2	0,13—2	0,436—1,178	0,15—1,5	0,108—2,05	0,13—1,5
Мощность электропривода, кВт:							
барабана	1,1	2,2	3	3,3—4,1	4	1,1	1,7
мешалки					2		8
							5,5

Табл. 5.31. Техническая характеристика вакуум-насосов и воздуходувок

Марка	Подача, м <sup>3</sup> /мин		Потребляемая мощность, кВт	
	вакуум-насоса при вакууме 70%	воздуходувки при избыточном давлении нагнетания, 50 кПа	вакуум-насоса	воздуходувки
ВВН-1,5	1,5	1,5	3,4	3,3
ВВН-3	3,0	3,3	5,5	5,3
ВВН-6	6,0	6,0	13,0	13,4
ВВН-12	12,0	10,4	18,0	21,0
ВВН-25	25,0	25,0	58,0	63,0
ВВН-50	50,0	53,0	100,0	120,0

чей 1,5 м<sup>3</sup>/мин (табл. 5.31). Если на очистных сооружениях имеется воздуходувная станция, подачу сжатого воздуха целесообразно предусматривать от нее.

Для складирования обезвоженного осадка предусматривается открытая площадка, рассчитанная на 4—5-месячное хранение кека при высоте слоя 1,5—2 м [19]. Ее площадь

$$F = \frac{W_{к4,5} \cdot 30}{2} = \frac{53,5 \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = 3600 \text{ м}^2.$$

Размеры площадки определяются при разработке генплана станции.

Резервные иловые площадки при механическом обезвоживании осадка позволяют обезвоживать двухмесячный его объем дополнительными методами: подсушиванием на иловых площадках, сбросом в накопители, центрифугированием, если в качестве основного оборудования используются вакуум-фильтры, и др.

В нашем примере в качестве резервного метода обезвоживания принимаем сушку на иловых площадках с естественным основанием.

Полезная площадь иловых площадок

$$F_{ил} = \frac{V_{общ}T}{Kn} = \frac{700 \cdot 60}{1,2 \cdot 0,9} = 39\,000 \text{ м}^2,$$

где  $V_{общ}$  — расход сброженного осадка, подаваемого на обезвоживание, м<sup>3</sup>/сут (см. расчет метантенков);  $T=60$  сут;  $K$  — нагрузка осадка на иловые площадки, м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·год);  $K=1,2$  м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·год) [19, табл. 56];  $n$  — климатический коэффициент;  $n=0,9$  (см. [19, рис. 5]).

Принимаем к устройству 10 карт, площадь каждой составляет  $39\,000 : 10 = 3900$  м<sup>2</sup>, размеры 40×97,5 м. Рабочая

глубина карты — 0,7 м [19]. Общая строительная глубина карты —  $0,7 + 0,3 = 1$  м.

Обезвоживание сырых осадков, имеющих более низкое удельное сопротивление, чем сброженные, на вакуум-фильтрах более эффективно. В связи с этим технологический процесс предварительной обработки сы-

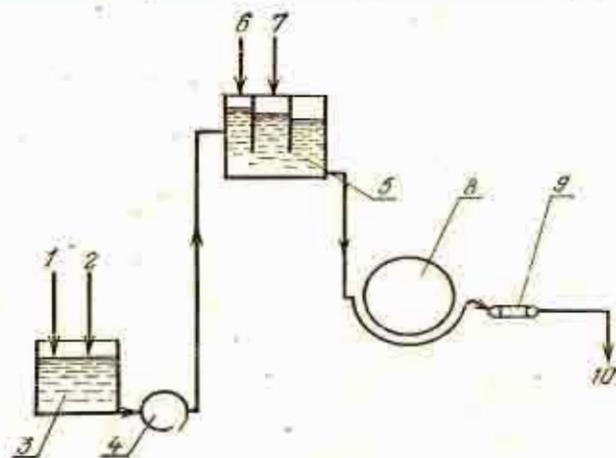


Рис. 5.31. Схема обезвоживания сырых осадков на вакуум-фильтрах:

1 — сырой осадок; 2 — уплотненный активный ил; 3 — резервуар; 4 — насос; 5 — дозатор осадка и смеситель с реагентами; 6 — раствор хлорного железа; 7 — раствор извести; 8 — барабанный вакуум-фильтр со сходящим полотном; 9 — транспортер; 10 — кека.

рых осадков значительно упрощается — отпадает необходимость в их промывке и уплотнении. Для обезвоживания сырых осадков могут применяться только вакуум-фильтры с непрерывной регенерацией фильтровальной ткани, конструкция которых позволяет предотвращать быстрое ее заливание. Таким требованиям отвечают барабанные вакуум-фильтры со сходящим полотном [23].

Схема обезвоживания сырых осадков на вакуум-фильтрах представлена на рис. 5.31.

Суточный объем осадка  $V_{обт}$ , подлежащего обезвоживанию, составляет  $700 \text{ м}^3$ , средняя влажность смеси сырого осадка и уплотненного избыточного активного ила  $P_{см} = 96,4 \%$  (см. расчет метантенков).

Коагулирование несброженного осадка (смесь сырого осадка и уплотненного активного ила) осу-

ществляется следующими дозами реагентов: хлорное железо — 3—5, известь — 9—13 % массы сухого вещества осадка.

Расход хлорного железа по чистому  $\text{FeCl}_3$

$$P_{ж} = \frac{700 (100 - 96,4) 4}{100 \cdot 100} = 1,01 \text{ т/сут},$$

что по товарному продукту составит

$$P_{ж.т} = \frac{1,01}{0,6} = 1,68 \text{ т/сут}.$$

Расход извести по чистой  $\text{CaO}$

$$P_{изв} = \frac{700 (100 - 96,4) 11}{100 \cdot 100} = 2,78 \text{ т/сут},$$

или по товарному продукту

$$P_{изв.т} = \frac{2,78}{0,7} = 4,0 \text{ т/сут}.$$

Пропускная способность вакуум-фильтров для обезвоживания несброженного осадка (смесь сырого осадка и уплотненного активного ила) составляет  $20\text{—}30 \text{ кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$  при влажности кека 75—80 % [23]. Потребная рабочая площадь вакуум-фильтров при  $T = 20 \text{ ч}$

$$F = \frac{700 (100 - 96,4) 100}{100 \cdot 20 \cdot 30} = 42 \text{ м}^2.$$

Принимаем к установке 1 рабочий и 1 резервный вакуум-фильтры со сходящим полотном типа БсхОУ-40 с площадью фильтрующей поверхности каждого  $40 \text{ м}^2$ .

Объем кека, образующегося в течение суток,

$$W_{к} = \frac{700 (100 - 96,4)}{100 - 77} = 109,3 \text{ м}^3.$$

Расход фильтрата составляет

$$Q_{ф} = W_{ос} - W_{к} = 700 - 109,3 = 590,7 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Фильтрат сбрасывается в сеть внутриплощадочной канализации станции.

Требуемая подача вакуум-насоса —  $0,5 \cdot 40 = 20 \text{ м}^3/\text{мин}$ . Принимаем вакуум-насос марки ВВН-25 с подачей  $25 \text{ м}^3/\text{мин}$ .

Отдувка кека может производиться сжатым воздухом, расход его составляет  $0,1 \cdot 40 = 4 \text{ м}^3/\text{мин}$ .

Площадь, необходимая для складирования кека,

$$F = \frac{109,3 \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = 7400 \text{ м}^2.$$

Резервные иловые площадки рассчитываются по нагрузке для сырых осадков  $0,8 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$ :

$$F_{ил} = \frac{700 \cdot 60}{0,8 \cdot 0,9} = 58300 \text{ м}^2.$$

По аналогии с расчетом для сброженных осадков принимаем карты размерами  $40 \times 97,5$  м.

Количество карт

$$N = \frac{58300}{40 \cdot 97,5} = 15.$$

ЦНИИЭП инженерного оборудования разработаны типовые проекты корпусов обезвоживания сырых осадков на вакуум-фильтрах пропускной способностью по сухому веществу 50 и 70 т/сут.

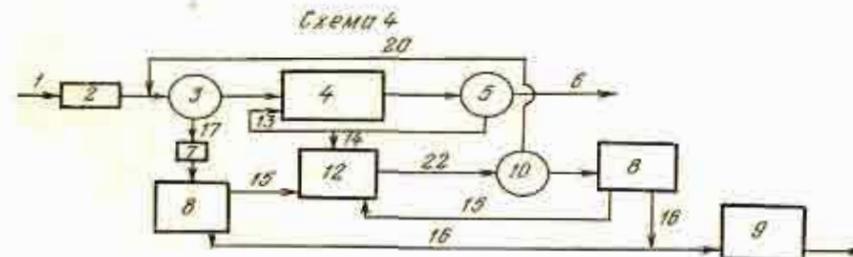
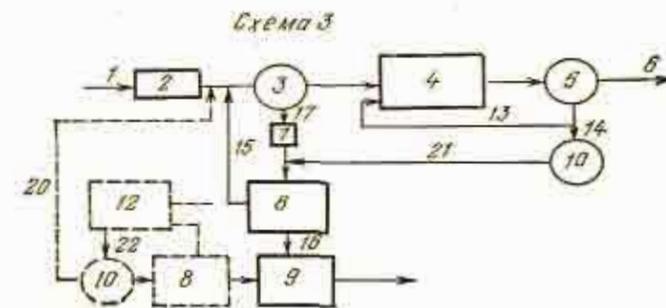
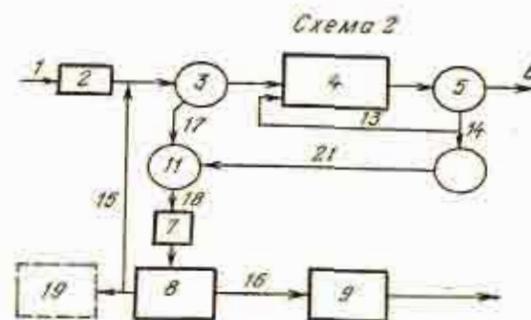
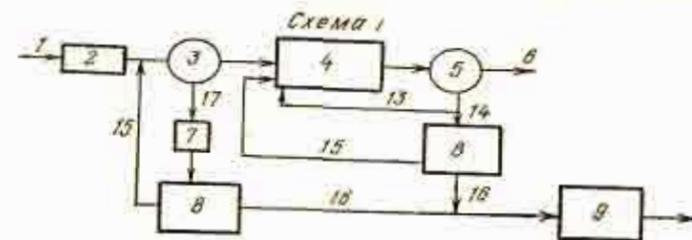
Если по условиям утилизации и транспортировки требуется дальнейшее обезвоживание осадка, он направляется в корпус сушки или компостируется.

**Обезвоживание осадков центрифугированием (вариант II).** Центрифугирование является высокоэффективным методом обезвоживания осадков, его применение целесообразно для станций пропускной способностью до 70—100 тыс.  $\text{м}^3/\text{сут}$  [5].

Достоинства центрифугирования — простота и экономичность процесса, низкая влажность обезвоженного осадка (кека), возможность работы без применения реагентов.

Центрифугирование без применения коагуляции осадков химическими реагентами позволяет получать кек влажности 50—80%, но вынос взвеси с фугатом при этом достигает 40—60% сухого вещества осадка (по массе). Подача фугата на очистные сооружения увеличивает на-

Рис. 5.32. Схемы обезвоживания осадков центрифугированием:  
1 — поступающая сточная вода; 2 — решетка и песколовка; 3 — первичный отстойник; 4 — аэротенк; 5 — вторичный отстойник; 6 — очищенная сточная вода; 7 — решетка-дробилка; 8 — центрифуга; 9 — сооружения по термообработке (дегельминтизация или термосушка); 10 — илоуплотнитель; 11 — метантенк; 12 — аэробный стабилизатор; 13 — циркуляционный активный ил; 14 — избыточный активный ил; 15 — фугат; 16 — кек; 17 — осадок первичных отстойников; 18 — сброженный осадок; 19 — иловые площадки; 20 — иловая вода; 21 — уплотненный избыточный активный ил; 22 — стабилизированный осадок



грузку на них. Поэтому центрифугирование осадков применяется в сочетании с различными методами обработки фугата.

Обезвоживанию методом центрифугирования могут подвергаться осадки из первичных отстойников, активный ил из вторичных отстойников и их смеси, сброженные осадки из метантенков и аэробно стабилизированные осадки.

Применяется несколько технологических схем обработки осадков сточных вод центрифугированием (рис. 5.32).

Схема 1 предусматривает раздельное центрифугирование сырого осадка и уплотненного избыточного активного ила. Фугат, образовавшийся в результате обезвоживания сырого осадка, направляется в первичные отстойники, а фугат от центрифугирования избыточного активного ила проходит обработку в аэротенках.

В схеме 2 обезвоживанию на центрифугах подвергается сброженная смесь осадков первичных отстойников и уплотненного избыточного активного ила. Фугат может направляться в первичные отстойники или на иловые площадки. Нагрузку фугата на иловые площадки рекомендуется принимать по табл. 56 [19] с коэффициентом 2.

Схема 3 предусматривает центрифугирование смеси сырого осадка и избыточного активного ила. Фугат может направляться в первичные отстойники или подвергаться аэробной стабилизации.

По схеме 4 центрифугированию подвергается сырой осадок первичных отстойников, фугат в смеси с уплотненным избыточным активным илом направляется на аэробное сбраживание в минерализатор.

Расчетный период аэрации в минерализаторе составляет 6—8 сут при интенсивности аэрации 2—3 м<sup>3</sup> (м<sup>2</sup>·ч).

Минерализованная смесь уплотняется в илоуплотнителе в течение 3—5 ч, образующийся осадок влажностью 97—98 % подвергается центрифугированию, а иловая вода сбрасывается в первичные отстойники. Фугат, образующийся при центрифугировании уплотненной аэробно сброженной смеси, направляется в минерализатор.

Для аэробного сбраживания могут использоваться специальные минерализаторы, совмещенные с илоуплотнителями (см. рис. 5.27), тогда отдельные илоуплотнители не предусматриваются.

При подаче фугата на очистные сооружения необходимо учитывать увеличение нагрузки на них на 25—35 % [19].

Наиболее рациональной считается схема 4 [24]. При соответствующем обосновании могут использоваться остальные схемы.

Обезвоживание осадков сточных вод осуществляется с использованием непрерывно действующих осадительных центрифуг со шнековой выгрузкой кека (типа ОГШ).

Технические характеристики центрифуг, применяемых для обезвоживания осадков, приведены в табл. 5.32.

Табл. 5.32. Технические характеристики центрифуг

Параметры	Тип центрифуги		
	ОГШ-352К-6	ОГШ-502К-4	ОГШ-631К-2
Расчетная пропускная способность по исходному осадку, м <sup>3</sup> /ч*	4—6	7—14	20—40
Наибольший рабочий диаметр ротора $D$ , мм	350	500	630
Рабочая длина ротора, мм	630	900	2370
Частота вращения ротора, мин <sup>-1</sup>	2800—3600	2000—2600	2000
Фактор разделения	1500—2500	1100—1950	1400
Габаритные размеры центрифуги с электродвигателем, мм:			
длина	2380	2710	4539
ширина	1585	1990	2780
высота	1030	1526	1430
Мощность электродвигателя, кВт	22	28; 32	100

Примечание. \* Большие значения принимаются при центрифугировании активного ила и аэробно стабилизированной смеси.

Эффективность задержания сухого вещества и влажность кека при центрифугировании осадков сточных вод принимаются по табл. 58 [19].

Рассмотрим обезвоживание осадков по схеме 4.

Исходные данные:

суточный объем сырого осадка первичных отстойников при влажности 94%

$$V_{ос} = 184 \text{ м}^3$$

суточная масса осадка по сухому веществу

$$O_{\text{сух}} = 11,03 \text{ т}$$

суточный объем неуплотненного избыточного активного ила при влажности 99,6%

$$V_{\text{ил}} = 3500 \text{ м}^3$$

суточная масса избыточного ила по сухому веществу

$$U_{\text{сух}} = 13,95 \text{ т}$$

эффективность задержания сухого вещества при центрифугировании сырого осадка  
влажность кека

$$\begin{array}{l} 55\% \\ 70\% \end{array}$$

Для обезвоживания осадка принимаем 1 рабочую центрифугу типа ОГШ-502К-4 пропускной способностью 10 м<sup>3</sup>/ч.

Продолжительность работы центрифуги при обезвоживании сырого осадка составит  $\frac{184}{10} = 18,4$  ч/сут.

Масса сухого вещества осадка первичных отстойников, задержанного центрифугами, за сутки

$$\frac{11,03 \cdot 55}{100} = 6,1 \text{ т.}$$

При влажности кека 70 % его объем за сутки составляет

$$W_{\text{к.ос}} = \frac{6,1 \cdot 100}{100 - 70} = 20,2 \text{ м}^3.$$

Расход образующегося фугата

$$Q_{\text{ф}} = 184 - 20,2 = 163,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Концентрация сухого вещества в фугате

$$\frac{11,03 (100 - 55) 1000 \cdot 1000}{100 \cdot 1000 \cdot 163,8} = 30,4 \text{ г/л.}$$

Масса сухого вещества в фугате сырого осадка за сутки составляет

$$\frac{11,03 (100 - 55)}{100} = 5 \text{ т.}$$

Фугат в смеси с избыточным активным илом направляется в минерализатор, где аэрируется в течение 7 сут. Аэробно сброженная смесь направляется в илоуплотнитель, где уплотняется 3—5 ч [24]. Образующийся осадок подвергается центрифугированию, а фугат после центрифугирования вновь сбрасывается в минерализатор. Иловая вода из илоуплотнителя направляется в первичные отстойники.

Масса сухого вещества избыточного активного ила в сутки составляет 13,95 т. Общая масса сухого вещества, поступающего первоначально в минерализатор в течение суток,  $13,95 + 5,0 = 18,95$  т.

При эффективности задержания сухого вещества аэробно сброженной смеси из первичных отстойников и активного ила 30 % [19, табл. 58] для выделения 18,95 т сухого вещества в сутки на центрифугах необходимо обработать 63,2 т смеси:

$$\frac{18,95 \cdot 100}{30} = 63,2 \text{ т.}$$

В этом случае расход сухого вещества, возвращаемого в минерализатор, составит

$$\frac{18,95 (100 - 30)}{100} = 13,3 \text{ т/сут.}$$

Суточный объем осадка, подаваемого на центрифуги из илоуплотнителя при влажности его 97 %, составит:

$$\frac{62,3 \cdot 100}{100 - 97,0} = 2070 \text{ м}^3.$$

При пропускной способности 14 м<sup>3</sup>/ч и круглосуточной работе потребуется более шести центрифуг типа ОГШ-502К-4

$$\frac{2070}{24 \cdot 14} = 6,2 \text{ шт.}$$

Для обезвоживания аэробно стабилизированной смеси активного ила и фугата принимаем 7 рабочих центрифуг. Время работы этих центрифуг в сутки составит

$$\frac{2070}{14,7} = 21,2 \text{ ч.}$$

Общее количество центрифуг

$$(1 + 7) \text{ рабочих} + 2 \text{ резервных} = 10 \text{ шт.}$$

Суточный объем кека влажностью 65 % [19, табл. 58], образующийся в результате центрифугирования минерализированной смеси, составляет

$$W_{\text{к.см}} = \frac{2070 (100 - 97) 30}{100 (100 - 65)} = 53,2 \text{ м}^3.$$

ЦНИИЭП инженерного оборудования разработал типовые проекты корпусов обезвоживания осадка с 6, 8 и 10

центрифугами ОГШ-502К-4, что соответствует пропускной способности станций 35—100 тыс. м<sup>3</sup>/сут.

Технологической схемой предусмотрено раздельное центрифугирование сырого осадка, который предварительно проходит решетки-дробилки, и минерализованной в аэробных условиях смеси избыточного активного ила и фугата сырого осадка.

Обезвоженный осадок влажностью 70 % системой ленточных конвейеров подается для погрузки в автотранспорт и вывозится (для компостирования или временного складирования на открытых площадках). За сутки общий объем кека, образующегося в результате обезвоживания осадка первичных отстойников и минерализованной смеси избыточного активного ила и фугата, составит:

$$W_k = W_{k.ос} + W_{k.см} = 20,2 + 53,2 = 73,4 \text{ м}^3.$$

Площадь, необходимая для складирования кека,

$$F = \frac{73,4 \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = 4960 \text{ м}^2.$$

Резервные иловые площадки, как и для варианта вакуум-фильтрации сырых осадков, принимаем в количестве 15 карт площадью 40×97,5 м<sup>2</sup> каждая.

**Обезвоживание осадков фильтр-прессованием (вариант III).** Для обезвоживания осадков сточных вод применяют автоматизированные фильтр-прессы типа ФПАКМ с горизонтальными камерами.

При фильтр-прессовании осадки городских сточных вод обезвоживаются до влажности 55—70 %. Однако этот метод до настоящего времени не находит широкого применения из-за относительно низкой производительности фильтр-прессов и из-за особых требований, предъявляемых к осадкам в отношении их структуры и сжимаемости [17].

Фильтр-прессы для обезвоживания осадков городских сточных вод целесообразно применять в тех случаях, когда производится предварительная тепловая обработка осадков, исключающая необходимость их коагулирования.

Показатели работы фильтр-прессов значительно улучшаются при реагентной обработке осадков и добавлении присадочного материала, в качестве которого может использоваться зола от сжигания осадков.

Техническая характеристика фильтр-прессов типа ФПАКМ приведена в табл. 5.33.

Обезвоживание городских сточных вод на ФПАКМ производится при следующих показателях [17]: массовая доля FeCl<sub>3</sub> — 2—9 %; извести — 6—25 %; исходная влажность — 93—97,5 %; пропускная способность на единицу площади — 14—17 кг/(м·ч); влажность обезвоженного осадка — 42—56 %.

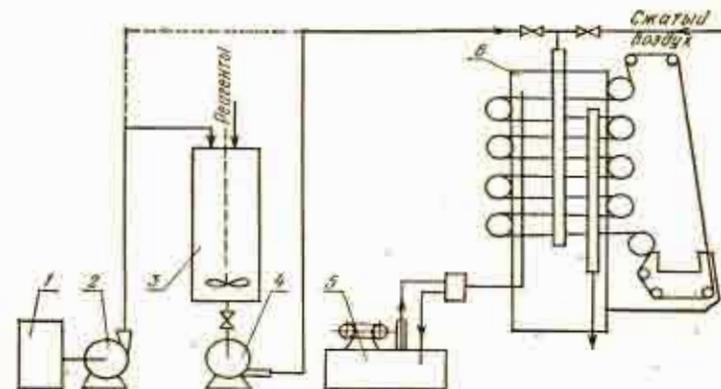


Рис. 5.33. Схема установки фильтр-пресса ФПАКМ:  
1 — резервуар для осадка; 2 — насос для подачи осадка; 3 — резервуар для смешивания осадка с реагентами; 4 — насос для подачи осадка на фильтр; 5 — водонасосная станция; 6 — фильтр-пресс

Принципиальная схема установки фильтр-пресса ФПАКМ приведена на рис. 5.33.

В нашем примере обезвоживанию подвергается смесь осадка первичных отстойников и уплотненного активного ила (700 м<sup>3</sup>/сут) при средней ее влажности 96,4 %. Так как на фильтр-прессы ФПАКМ следует подавать осадки, кото-

Табл. 5.33. Техническая характеристика фильтр-прессов

Показатели	Марка фильтр-пресса				
	ФПАКМ-2,5У	ФПАКМ-5У	ФПАКМ-10У	ФПАКМ-25У	ФПАКМ-50У
Площадь поверхности фильтрации, м <sup>2</sup>	2,5	5	10	25	50
Напор, м	120	120	120	120	120
Число фильтрующих плит, шт.	6	6	12	16	20
Ширина фильтрующей ткани, мм	700—750	845—920	845—920	1100—1200	1450

рые не содержат частиц размером более 3 мм [17], осадок первичных отстойников предварительно измельчается на решетках-дробилках.

Расход хлорного железа по чистому продукту при дозе 7 % массы сухого вещества осадка

$$P_{ж} = \frac{700 (100 - 96,4) 7}{100 \cdot 100} = 1,77 \text{ т/сут.},$$

что по товарному продукту составит

$$P_{ж.т} = \frac{1,77}{0,6} = 2,95 \text{ т.}$$

Расход извести по чистому продукту при ее дозе 15 %

$$P_{изв} = \frac{700 (100 - 96,4) 15}{100 \cdot 100} = 3,78 \text{ т/сут.},$$

или по товарному продукту

$$P_{изв} = \frac{3,78}{0,7} = 5,4 \text{ т/сут.}$$

Необходимая рабочая площадь фильтр-прессов

$$F = \frac{W_{ос} (100 - P_1) 1000}{100qT} = \frac{700 (100 - 96,4) 1000}{100 \cdot 15 \cdot 24} = 70 \text{ м}^2,$$

где  $W_{ос}$  — расход смеси, поступающей на обезвоживание,  $\text{м}^3/\text{сут}$ ;  $P_1$  — влажность обезвоженного осадка, %;  $q$  — пропускная способность фильтр-пресса,  $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ ;  $T$  — продолжительность работы фильтр-пресса за сутки, ч.

Принимаем к установке 3 рабочих и 2 резервных фильтр-пресса марки ФПАКМ-25У с площадью фильтрующей поверхности  $25 \text{ м}^2$  каждый.

Объем образующегося кека при влажности его 50 %

$$W_k = \frac{700 (100 - 96,4)}{100 - 50} = 50,5 \text{ м}^3.$$

Расход фильтрата

$$Q_{ф} = W_{ос} - W_k = 700 - 50,5 = 649,5 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Фильтрат направляется в первичные отстойники или сбрасывается во внутриплощадочную сеть канализации.

Площадь площадки для складирования кека

$$F = \frac{50,5 \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = 3400 \text{ м}^2.$$

Резервные иловые площадки, как и для варианта вакуум-фильтрования сырых осадков, принимаются в количестве 15 карт размерами  $40 \times 97,5 \text{ м}$  каждая.

## 5.18. ТЕРМИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА ОБЕЗВОЖЕННОГО ОСАДКА

Термическая обработка осадка производится в тех случаях, когда требуется его обеззараживание и дальнейшее снижение влажности.

Для очистных станций пропускной способностью до 30 тыс.  $\text{м}^3/\text{сут}$  термическую обработку целесообразно производить в камерах дегельминтизации. При большей пропускной способности предусматривается термическая сушка осадка, которая производится в различных сушильных установках: барабанных сушилках, сушилках с кипящим слоем, сушилках со встречными струями, вакуум-сушилках.

Для термической сушки осадков городских сточных вод на станциях пропускной способностью более 30 тыс.  $\text{м}^3/\text{сут}$  используют сушилки со встречными струями (СВС) пропускной способностью по испаренной влаге 3,5—5 и 10 т/ч.

Расчетные параметры установки СВС-3,5/5 [17, 26]:

пропускная способность, $\text{кг}/\text{ч}$ :	
по испаренной влаге	3500—5000
по абсолютно сухому веществу	1250—1900
влажность осадка, %:	
начальная	75—85
конечная	10—40
топливо	природный газ или мазут
давление воздуха, МПа	0,015—0,02
температура сушильного агента, $^{\circ}\text{C}$ :	
начальная	600—800
конечная	100—120
расход:	
воздуха, $\text{м}^3/\text{ч}$	16 000
топлива (газа), $\text{м}^3/\text{ч}$	400—550
пара (давление 1 МПа), $\text{кг}/\text{ч}$	160
воды (давление 0,5 МПа), $\text{м}^3/\text{ч}$	11
мощность электродвигателей, кВт	69
габариты, м:	
длина	18
ширина	7,8
высота	11,3

удельный расход на 1 кг испаренной влаги:	
тепла, МДж	3,4—3,8
электроэнергии, кВт·ч	0,07—0,08
себестоимость сушки, руб./т:	
сухого вещества	11,5—13,6
испаренной влаги	3,7—4,4

В нашем случае расход абсолютно сухого вещества осадка первичных отстойников и избыточного активного ила (для варианта с вакуум-фильтрованием сырых осадков) составляет  $\frac{700(100 - 96,4)}{100} = 25,2$  т/сут.

При равномерной подаче осадка на сушилку ее пропускная способность составит  $25,2 : 24 = 1,05$  т/ч, или 1050 кг/ч. Предусматриваем к установке одну сушилку СВС-3,5/5.

#### 5.19. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДООЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

**Общие сведения.** Современные методы искусственной биологической очистки позволяют снизить БПК<sub>20</sub> и концентрацию взвешенных веществ в сточных водах до 10—15 мг/л.

В примере расчета станции аэрации БПК<sub>20</sub> сточных вод должна быть снижена до 7 мг/л в сооружениях доочистки.

Степень доочистки сточных вод при их сбросе в водоем или последующем использовании определяется качеством воды водоема или требованиями, предъявляемыми к качеству воды потребителями.

В достаточной мере изучены, разработаны и находят применение следующие методы доочистки сточных вод: доочистка в биологических прудах, фильтрование, флотация, сорбционная очистка, окисление, реагентная обработка и комбинированные методы [10].

При доочистке городских сточных вод, подлежащих сбросу в водоемы, наибольшее распространение получили биологические пруды и фильтрование.

**Доочистка сточных вод в биологических прудах.** Процесс очистки в таких прудах аналогичен процессам, происходящим при самоочищении водоемов. При этом происходит удаление не только органических и биогенных веществ, но и бактериальных загрязнений, поэтому хлорирование доочищенных сточных вод не обязательно. Если же хлори-

рование по санитарным условиям все-таки предусматривается, оно производится после доочистки во избежание снижения активности биологических процессов в прудах [15].

При доочистке применяются строго аэробные биологические пруды, необходимым условием нормальной работы которых является соблюдение оптимальных для водных организмов реакции среды, температуры, наличие растворенного кислорода (не менее 1 мг/л), постоянное перемешивание воды, препятствующее образованию застойных анаэробных зон.

Биологические пруды подразделяются на пруды с естественной аэрацией, пруды с искусственной аэрацией и пруды с перепадками.

Расчет биологических прудов сводится к определению их объемов и размеров в плане, обеспечивающих необходимое время пребывания в них сточных вод, соответствующее заданному эффекту очистки.

Расчет прудов производим для наиболее неблагоприятного зимнего периода, когда интенсивность биохимических процессов резко снижается.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод

$$Q_{\text{сут}} = 672\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод после биологической очистки в аэротенках  
содержание растворенного кислорода в биологически очищенных сточных водах

$$L_a = 15 \text{ мг/л}$$

$$O_{\text{ст}} = 2 \text{ мг/л}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод, допускаемых к спуску в водоем

$$L_T = 7 \text{ мг/л}$$

температура сточных вод в прудах в зимнее время

$$t = +2^\circ\text{C}$$

**Биологические пруды с естественной аэрацией (вариант I).** Такие пруды рекомендуется устраивать трехсекционными, соответственно стадиям доочистки сточных вод. Первая секция выполняет функции отстойника, вторая является основным окислителем, а третья представляет собой стабилизатор, в котором заканчивается процесс минерализации, БПК<sub>20</sub> достигает предельных значений и повышается содержание растворенного кислорода в воде [10, 15].

Объем первой секции пруда принимается без расчета исходя из суточного пребывания в ней воды при глубине секции до 3 м. Эта секция должна иметь не менее двух от-

делений (с целью периодического выключения из работы одного из них для удаления накопившегося осадка).

Для обеспечения надежности работы биопруды проектируются в виде трех равных по объему трехсекционных каскадов. Тогда расход на один каскад составит  $67\,200 : 3 = 22\,400 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

В каждом каскаде отстойную секцию предусматриваем из двух отделений. Объем одного отделения при суточном пребывании воды в нем составит

$$W_1 = \frac{22\,400}{2} \cdot 1 = 11\,200 \text{ м}^3.$$

При глубине секции 2 м площадь одного отделения

$$F_1 = \frac{11\,200}{2} = 5600 \text{ м}^2 = 0,56 \text{ га}.$$

Принимаем размеры отделения  $b_1 \times l_1 = 38 \times 150 \text{ м}$ .

БПК<sub>20</sub> в первой секции снижается на 10—15%. Тогда во вторую секцию поступает сток с концентрацией БПК<sub>20</sub>

$$L_{a_1} = 0,9L_a = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ мг/л}.$$

Продолжительность пребывания воды во второй секции определяется по формуле

$$T_2 = \frac{1}{K_1} \lg \frac{L_{a_1}}{L_{T_1}} = \frac{1}{0,05} \lg \frac{13,5}{0,6 \cdot 15} = 3,5 \text{ сут},$$

где  $K_1$  — константа скорости потребления кислорода; при температуре воды в прудах 5—30 °С для определения  $K_1$  пользуются формулой  $K_{1(t)} = K_{1(20)} 1,047^{t-20}$ ; при температуре воды ниже 5 °С рекомендуется формула  $K_{1(t)} = K_{1(20)} (1,12^{t-0,0216})^{t-20}$ ;  $L_{T_1}$  — БПК<sub>20</sub>, выходящей из второй секции воды, рекомендуется принимать равной (0,5—0,6)  $L_a$ .

Учитывая, что в прудах температура воды зимой снижается с 12 до 2 °С, принимаем, что во второй секции температура воды снизится до 6 °С. Для нашего случая  $K_{1(6)} = 0,1 \cdot 1,047^{6-20} = 0,05$ .

Полезный объем прудов принимается в размере 75% общего. Тогда объем второй секции (в каждом каскаде) составит

$$W_2 = \frac{22\,400 \cdot 3,5}{0,75} = 104\,700 \text{ м}^3.$$

При глубине  $h = 1 \text{ м}$  (рекомендуется в пределах 0,3—1 м) площадь второй секции составит  $104\,700 \text{ м}^2 = 10,47 \text{ га}$ . Принимаем ее размеры  $b_2 \times l_2 = 300 \times 350 \text{ м}$ .

Продолжительность пребывания воды в третьей секции

$$T_3 = \frac{1}{K_1} \lg \frac{L_{T_1} - L_r}{L_T - L_r} = \frac{1}{0,0175} \lg \frac{9 - 0,5}{7 - 0,5} = 6,4 \text{ сут},$$

где  $L_r$  — БПК<sub>20</sub> воды, обусловленная процессами, связанными с выделением продуктов жизнедеятельности водных организмов и разложением отмерших форм.  $L_r$  зависит от температуры воды: при  $t$  до 5 °С  $L_r = 0,5 \text{ мг/л}$ ; до 10 °С — 1 мг/л; до 20 °С — 1,5 мг/л; свыше 20 °С и для интенсивно цветущих водоемов — 2—3 мг/л; так как температура сточных вод в третьей секции снижается до 2 °С,  $K_{1(2)} = 0,1 (1,12 \times 2^{-0,0216})^{2-20} = 0,0175$ .

Объем третьей секции (в одном каскаде)

$$W_3 = \frac{22\,400 \cdot 6,4}{0,75} = 191\,000 \text{ м}^3.$$

При глубине секции 1 м ее площадь составит 19,1 га.

Принимаем размеры секции  $b_3 \times l_3 = 300 \times 635 \text{ м}$ .

Общая площадь прудов доочистки

$$F = 3(0,56 \cdot 2 + 10,47 + 19,1) = 90,39 \text{ га}.$$

Так как насыщение воды кислородом происходит через поверхность пруда, полезная площадь должна быть не менее активной поверхности, которую определяют по формуле

$$F_a = \frac{aQ_{\text{сут}}(L_a - L_t)}{(a - b)r_1} = \frac{13,8467200(15 - 7)}{(13,84 - 3)2,5} = 275\,000 \text{ м}^2 = 27,5 \text{ га},$$

где  $a$  — растворимость кислорода в воде: при  $t = 2 \text{ °С}$   $a = 13,84 \text{ г/м}^3$  (см. табл. 3.2);  $b$  — фактическое содержание кислорода, которое должно поддерживаться в очищенной воде:  $b = 2—3 \text{ г/м}^3$ ;  $r_1$  — атмосферная реаэрация, для слабопроточных водоемов  $r_1 = 2,5 \text{ г/(м}^2 \cdot \text{сут)}$ .

Так как  $F \gg F_a$ , необходимый кислородный режим в прудах будет обеспечен.

Подача сточных вод из секции в секцию предусматривается специальными перепусками, расположенными по каскаду в шахматном порядке для создания благоприятных гидродинамических условий в прудах.

Схема прудов доочистки приведена на рис. 5.34.

**Аэрируемые биологические пруды (вариант II).** Аэрирование сточных вод в прудах с искусственной аэрацией осуществляется с помощью пневматических, механических

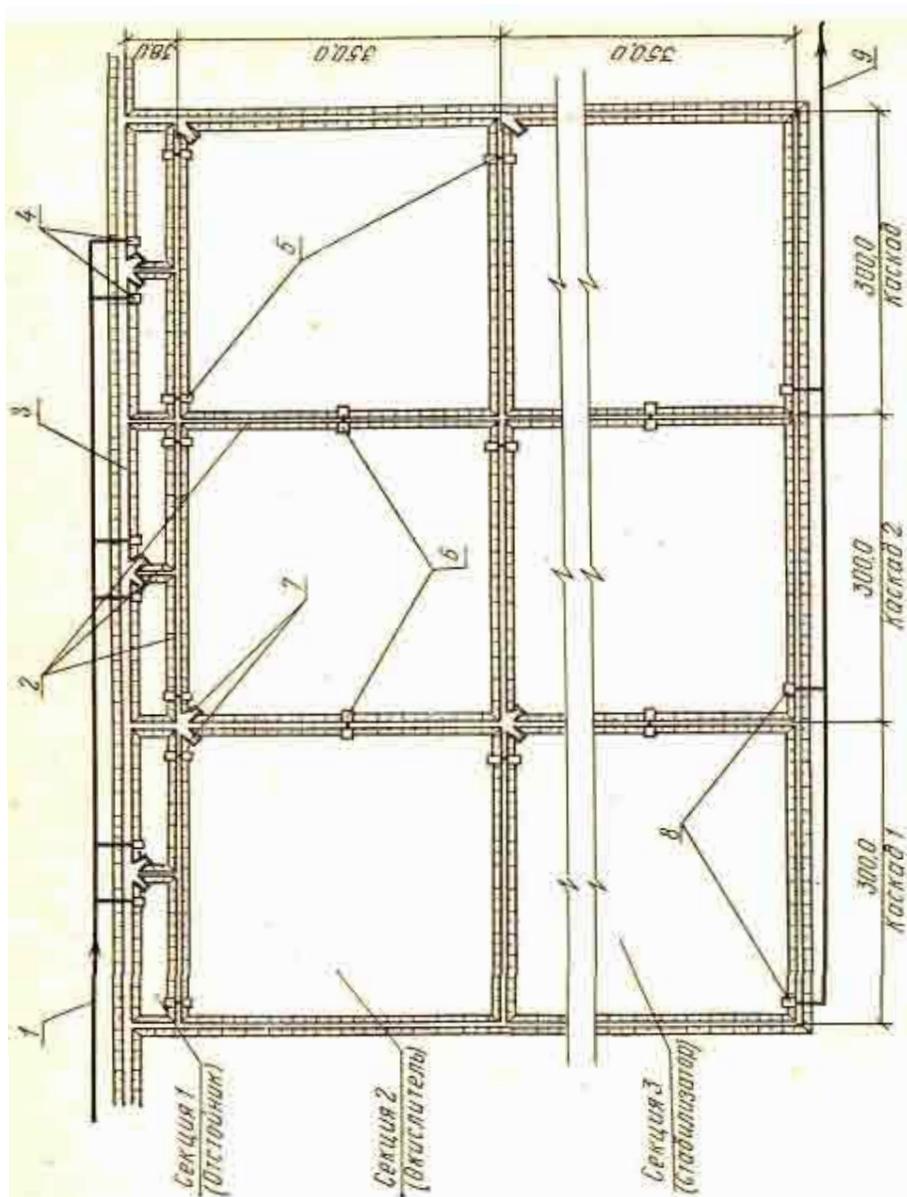


Рис. 5.34. Схема биологических прудов доочистки:  
 1 — подача сточной воды; 2 — валик; 3 — дорожка; 4 — выпуск в биопруд; 5 — переходы между секциями; 6 — выпуск из биопрудов; 7 — сходы; 8 — выпуск из биопрудов; 9 — отводящий трубопровод (канал)

или комбинированных систем. Искусственная аэрация позволяет в 3—3,5 раза повысить нагрузку на пруд по загрязнениям и одновременно увеличить глубину его до 3—4 м. В зимнее время на поверхности аэрируемых прудов не образуется льда и концентрация растворенного кислорода не падает, как правило, ниже 4 мг/л [10, 15].

Аэрируемые пруды проектируются одно- или многоступенчатыми по прямоточной схеме. Первая секция, как правило, выполняет роль отстойника и рассчитывается на точное пребывание воды в ней. При этом БПК<sub>20</sub> в отстойной секции снижается на 10—15%. Таким образом, в нашем примере в аэрируемые пруды будет поступать сток с  $L_a = 15 \cdot 0,9 = 13,5$  мг/л.

Для аэрируемых биологических прудов БПК<sub>20</sub> воды, выходящей из последней ступени, определяется по формуле

$$L_T = L_a a^n + L_r \frac{1 - a^n}{1 - a}, \quad (5.13)$$

где  $n$  — число ступеней:

$$a = \frac{1}{2,3\beta}, \quad (5.14)$$

$$\beta = 0,434 + R_d \frac{W_{об}}{nQ}, \quad (5.15)$$

$R_d$  — динамический коэффициент неконсервативности:  $R_d = (5 - 7) K_{1(t)}$ ,  $W_{об}$  — общий объем всех последовательно работающих ступеней.

Учитывая, что в аэрируемых прудах время пребывания сточных вод значительно меньше, чем в обычных прудах доочистки, расчетную температуру сточных вод в прудах принимаем  $t = 4$  °С.

Тогда

$$R_d = 6K_{1(t)} = 6K_{1(20)} (1,12t - 0,0216)^{t-20} = 6 \cdot 0,1 (1,12 \cdot 4 - 0,0216)^{4-20} = 0,16.$$

В нашем примере принимаем 3 одноступенчатых пруда глубиной 3 м с механическими аэраторами.

Тогда в формулах (5.13) — (5.15):

$$Q = 67\,200 : 3 = 22\,400 \text{ м}^3/\text{сут}; \quad n = 1;$$

$$L_a = 13,5 \text{ мг/л}; \quad L_T = 7 \text{ мг/л}; \quad R_d = 0,16; \quad L_r = 0,5 \text{ мг/л}.$$

По формуле (5.13) определяем  $a$  при  $n = 1$ :

$$a = \frac{L_T - L_r}{L_a} = \frac{7,0 - 0,5}{13,5} = 0,48.$$

По формуле (5.14) находим

$$\beta = \frac{1}{2,3 \cdot 0,48} = 0,905.$$

Объем одного пруда определяем по формуле (5.15)

$$W_1 = \frac{Q(\beta - 0,434)}{R_1} = \frac{22\,400(0,905 - 0,434)}{0,16} = 67\,000 \text{ м}^3.$$

При глубине прудов 3 м площадь каждого

$$F_1 = \frac{67\,000}{3} = 22\,300 \text{ м}^2.$$

Предусматриваем аэрирование воды в прудах при помощи механических аэраторов. Наиболее целесообразно применение подвижных (планетарных) аэраторов, разработанных Союзводоканалпроектом [28]. Технические характеристики планетарного аэратора приведены в табл. 5.34.

Табл. 5.34. Технические характеристики планетарного аэратора с диаметром диска 1,15 м

Показатели	Значение
Радиус вращения аэратора (от центральной опоры до оси аэратора), м	12
Диаметр рабочего колеса аэратора, м	1,15
Глубина погружения рабочего колеса, мм	50—150
Частота вращения рабочего колеса, мин <sup>-1</sup>	59
Окружная линейная скорость рабочего колеса, м/с	3,5
Мощность электропривода, кВт	7,5
Площадь, обслуживаемая аэратором, м <sup>2</sup>	3600
Частота вращения аэратора вокруг центральной оси, ч <sup>-1</sup>	2—20
Окислительная способность по кислороду, кг/ч	10

Схема планетарного аэратора приведена на рис. 5.35.

Принимаем к установке планетарные аэраторы с диаметром диска 1,15 м.

Число аэраторов  $m$  в одном пруду определяется по формуле [15]

$$m = \frac{[Z(L_{i-1} - L_i) + b - b_0] Q_{\text{сут}}}{24M1000},$$

где  $Z$  — удельный расход кислорода (г/г снятой БПК), для прудов доочистки:  $Z = 1,8 - 2$  г/г;  $L_{i-1}$  — БПК<sub>20</sub> воды, поступающей в  $i$ -ю ступень; в нашем случае  $L_{i-1} = L_a = 13,5$  мг/л;  $L_i$  — БПК<sub>20</sub> воды, выходящей из  $i$ -й ступени;

$L_i = L_T = 7$  мг/л;  $b_0$  — содержание кислорода в воде, поступающей в данную ступень: для одноступенчатых прудов  $b_0 = 2$  мг/л;  $M$  — производительность аэратора по кислороду, кг/ч; принимается по табл. 5.34:

$$m = \frac{[1,8(13,5 - 7) + 3 - 2] 22\,400}{24 \cdot 10 \cdot 1000} \approx 2.$$

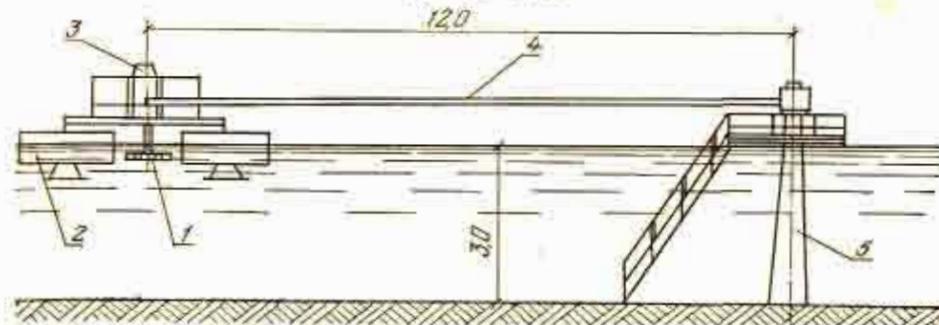


Рис. 5.35. Схема установки планетарного аэратора: 1 — турбина; 2 — поплавок; 3 — электропривод; 4 — водило; 5 — опора

Необходимое число аэраторов по условиям эффективно-го перемешивания воды в прудах

$$m = \frac{F_1}{f_1} = \frac{22\,300}{3600} = 6,2,$$

где  $f_1$  — площадь, которую обслуживает один аэратор, м<sup>2</sup> (см. табл. 5.34).

Принимаем к установке 6 планетарных дисковых аэраторов диаметром 1,15 м.

Исходя из условий равномерного размещения аэраторов, пруды предусматриваем прямоугольной формы размерами 120 × 186 м.

Так как все три пруда работают параллельно, перед каждым из них предусматриваем отстойную секцию из двух отделений объемом

$$W_{\text{от1}} = QT = 22\,400 \cdot 1 = 22\,400 \text{ м}^3,$$

где  $T = 1$  сут.

При глубине отстойной секции 3 м ее площадь

$$F_{\text{от1}} = \frac{22\,400}{3} = 7470 \text{ м}^2.$$

Принимаем размеры отстойной секции 120 × 63 м.

Общая площадь, занимаемая прудами,

$$F = 3(120 \cdot 186 + 120 \cdot 63) = 89\,310 \text{ м}^2 \approx 9 \text{ га.}$$

Схема прудов приведена на рис. 5.36.

**Доочистка фильтрованием.** При доочистке сточных вод методом фильтрования используются микрофильтры и без-

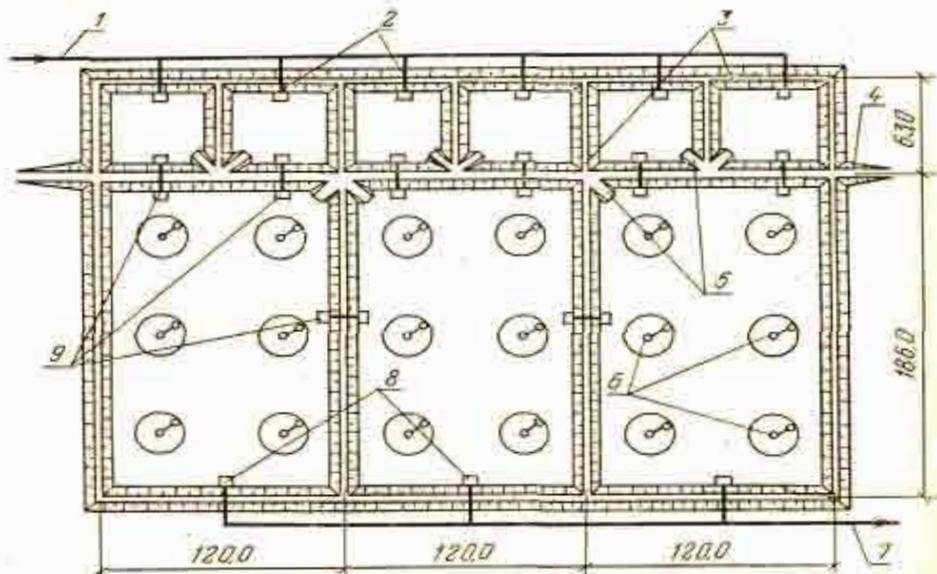


Рис. 5.36. Схема аэрируемых прудов доочистки:

1 — подача сточной воды; 2 — выпуски в биопруды; 3 — валики; 4 — дорожки; 5 — съезды; 6 — планетарные аэраторы; 7 — отводящий трубопровод; 8 — выпуски из биопрудов; 9 — перепуски между секциями

напорные фильтры с зернистой загрузкой. Фильтры с зернистой загрузкой позволяют более качественно очищать воду, микрофильтры же требуют меньше времени для доочистки и меньших капитальных затрат (табл. 5.35).

Табл. 5.35. Показатели эффективности работы фильтров доочистки [19]

Тип фильтра	Снижение загрязнений (%) при исходной концентрации взвешенных веществ 15—20 мг/л	
	по взвешенным веществам	по БПК <sub>водн</sub>
Фильтры с зернистой загрузкой	70—80	50—60
Микрофильтры	50—60	25—30

Так как в нашем примере сооружения доочистки должны снизить БПК<sub>20</sub> до 7 мг/л, т. е. более чем на 50 %, микрофильтры для доочистки использовать нельзя.

При необходимости их расчет производится на основании соответствующих рекомендаций [25] и данных табл. 5.36.

Табл. 5.36. Характеристика микрофильтров и барабанных сеток [10]

Типоразмеры, м (диаметр × длина)	Пропускная способность, м³/ч		Ориентировочные габариты установки, мм: длина × ширина × высота	Номинальная мощность электродвигателя, кВт
	МФБ	БСБ		
1,5 × 1,9	100	420	3620 × 1850 × 2750	2,2
1,5 × 2,8	160	620	4525 × 1850 × 2750	2,2
1,5 × 3,7	210	840	5450 × 1850 × 2750	2,2
3,0 × 2,8	400	1500	4545 × 3156 × 4240	3,0
3,0 × 3,7	530	2000	5460 × 3156 × 4240	3,0
3,0 × 4,6	660	2500	6375 × 3156 × 4240	3,0

В общем виде станция для доочистки сточных вод фильтрованием включает следующие сооружения: насосную станцию с приемным резервуаром, обеспечивающую подачу воды на доочистку, барабанные сетки, предохраняющие фильтры от засорения крупными примесями; фильтры; резервуар для сбора промывных вод; резервуар-накопитель промывной воды и насосы для ее подачи на промывку фильтров.

В зависимости от качества очищаемой сточной воды хлорирование ее можно производить до или после филь-

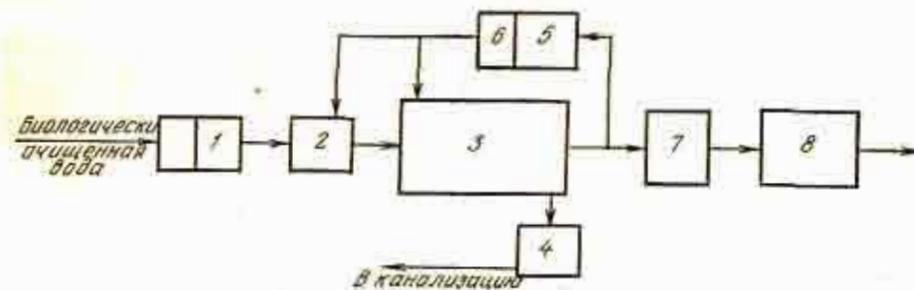


Рис. 5.37. Схема доочистки сточных вод фильтрованием:

1 — насосная станция с приемным резервуаром; 2 — барабанные сетки; 3 — зернистые фильтры доочистки; 4 — резервуар для сбора промывных вод; 5 — резервуар-накопитель промывной воды; 6 — насосная станция промывки фильтров; 7 — обеззараживание воды; 8 — сооружения для насыщения воды кислородом

трации. Предварительное хлорирование уменьшает биологическое обрастание трубопроводов, улучшает санитарное состояние загрузки и позволяет обойтись без контактных резервуаров, но требует повышенной дозы хлора и вызывает разрушение отдельных элементов барабанных сеток, поэтому его рекомендуется проводить после того как вода пройдет барабанные сетки.

Схема узла доочистки сточных вод фильтрованием приведена на рис. 5.37.

Исходные данные:

расход сточных вод  
максимальный часовой расход  
сточных вод

$$Q_{\text{сут}} = 67\,200 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$q_{\text{макс}} = 4748 \text{ м}^3/\text{ч}$$

средняя зимняя температура  
сточных вод

$$t = 12 \text{ }^\circ\text{C}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод, поступающих  
на доочистку

$$L_a = 15 \text{ мг/л}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод, допустимых  
к сбросу в водоем

$$L_T = 7 \text{ мг/л}$$

содержание взвешенных веществ  
в сточных водах, поступающих  
на фильтры

$$b = 15 \text{ мг/л}$$

Ниже приводится расчет основных сооружений, входящих в схему доочистки сточных вод.

**Расчет барабанных сеток.** При доочистке на зернистых фильтрах для выделения из сточных вод крупных примесей (волоконистые и прочие плавающие частицы и частицы активного ила) применяются барабанные сетки, которые устанавливаются перед фильтрами.

Разработаны микрофильтры (типа МФБ) и барабанные сетки (типа БСБ).

Микрофильтры оснащаются рабочей сеткой с размерами ячеек 35—40 мм, размеры ячеек на фильтрующем полотне барабанных сеток — 300—500 мкм.

Техническая характеристика микрофильтров и барабанных сеток приведена в табл. 5.36.

В соответствии с табл. 5.36 и расчетным притоком сточных вод 4748 м<sup>3</sup>/ч принимаем 2 барабанные сетки типа БСБ (3×4,6) пропускной способностью 2500 м<sup>3</sup>/ч каждая.

Барабанные сетки, как правило, размещаются в отапливаемых и вентилируемых зданиях.

Наиболее часто применяется компоновка барабанных сеток, приведенная на рис. 5.38.

Для удобства монтажа и эксплуатации барабанных сеток расстояние от стенок камеры до боковой грани бара-

бана должно быть не менее 0,5—0,7 м; от стенок камеры до торцевых подшипников — 0,8—1 м; от барабана до дна камеры — 0,4—0,5 м.

Общие потери напора в камере барабанных сеток составляют 0,5—0,6 м.

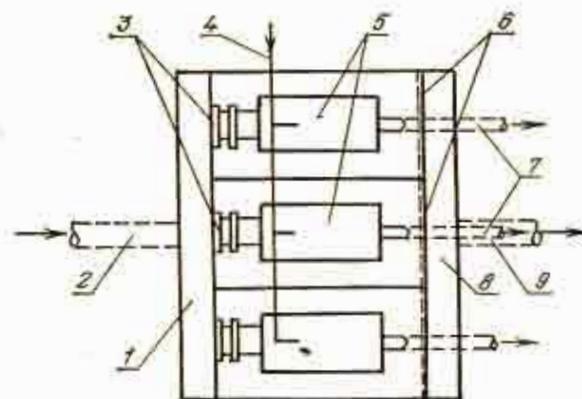


Рис. 5.38. Компоновка барабанных сеток:  
1 — подводный канал; 2 — подача сточной воды; 3 — шиберы; 4 — трубопровод промывочной воды; 5 — барабанные сетки; 6 — водослив; 7 — отвод промывочной воды; 8 — канал очищенной воды; 9 — отводящий трубопровод

Промывка барабанных сеток производится доочищенной сточной водой. Расход воды на промывку ориентировочно может быть принят 0,3—0,5 % общего ее расхода [10], что в нашем случае составляет  $\frac{67\,200 \cdot 0,4}{100} = 2680 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

**Расчет фильтров доочистки.** Для доочистки сточных вод могут применяться фильтры с зернистой загрузкой различных конструкций: однослойные и двухслойные скорые; с восходящим потоком и водовоздушной промывкой; фильтры конструкции С. И. Быкова; каркасно-засыпные и др. [5, 10].

Для доочистки городских сточных вод рекомендуются однослойные или двухслойные фильтры.

Однослойные фильтры отличаются простотой, но из-за способности взвеси сточных вод быстро коагулировать фильтрующую загрузку используются лишь при небольшом содержании взвеси в поступающей воде.

Фильтры с двухслойной загрузкой имеют лучшие показатели, но так как верхний слой загрузки состоит из лег-

ких материалов, возникают трудности с использованием наиболее эффективного способа промывки фильтров — водовоздушной промывкой.

Выбор типа фильтра для доочистки сточных вод производится в соответствии с табл. 5.37 [10].

**Табл. 5.37. Основные типы фильтров для доочистки сточных вод и их характеристика**

Тип фильтра	Предельно допустимая нагрузка по взвешенным веществам, мг/л	Скорость фильтрации при форсированном режиме, м/ч	Число промывок в сутки
Однослойные, с подачей воды сверху вниз	15—20	7—8	2—3
Двухслойные, с подачей воды сверху вниз	20—30	8—10	2—3
Однослойные, с подачей воды снизу вверх	15—20 20—40	10—12 9—11	1—2 2—3

Расчетная скорость фильтрации  $v_p$  при нормальном режиме

$$v_p = v_\phi \frac{N - n_p}{N},$$

где  $v_\phi$  — скорость фильтрации при форсированном режиме;  $N$  — общее число фильтров на станции;  $n_p$  — число фильтров, находящихся в ремонте (при  $N \geq 20$  принимается  $n_p = 3$ , при  $N < 20$   $n_p = 2$ ).

Фракционный состав фильтрующей загрузки принимается по табл. 32 [20]. Интенсивность и продолжительность промывки [см. 19, п. 7.163].

Принимаем доочистку сточных вод на двухслойных скорых фильтрах.

Основные технологические и конструктивные параметры фильтров: загрузка — кварцевый песок с диаметром частиц 0,7—1,6 мм при высоте слоя 600—700 мм; антрацит с диаметром 1,2—2,0 мм при высоте слоя 400—500 мм; скорость фильтрования при форсированном режиме  $v_\phi = 10$  м/ч; число промывок в сутки  $n = 2$ ; продолжительность промывки  $T = 12$  мин = 0,2 ч; интенсивность промывки  $I = 15$  л/(с·м<sup>2</sup>).

Принимаем число фильтров  $N = 10$ . Тогда расчетная скорость фильтрации

$$v_p = 10 \frac{10 - 2}{10} = 8 \text{ м/ч.}$$

Полученная скорость согласуется с данными табл. 5.37.

Суммарная площадь фильтров

$$F = \frac{Q}{24v_p - nv_p T} = \frac{67\,200}{24 \cdot 8 - 2 \cdot 8 \cdot 0,2} = 354 \text{ м}^2.$$

Принимаем фильтр размерами в плане 6×6 м ( $f = 36$  м<sup>2</sup>), тогда число фильтров

$$N = \frac{F}{f} = \frac{354}{36} = 10.$$

Общая высота фильтра

$$H = H_a + H_b + h_c + d_k,$$

где  $H_a$  — высота фильтрующей загрузки, принимается не менее  $H_a = 0,5 + 0,7 = 1,2$  м;  $H_b$  — высота слоя воды над поверхностью загрузки, принимается не менее 2 м [20];  $h_c$  — превышение строительной высоты над расчетным уровнем воды, принимается не менее 0,5 м;  $d_k$  — диаметр коллектора трубчатого дренажа, определяется исходя из скорости движения воды в нем в ходе промывки:

$$d_k = \sqrt{\frac{4q_{пр}}{\pi v_k}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,54}{3,14 \cdot 1,2}} \approx 0,8 \text{ м,}$$

$q_{пр}$  — расход промывной воды, м<sup>3</sup>/с:

$$q_{пр} = \frac{If}{1000} = \frac{15 \cdot 36}{1000} = 0,54 \text{ м}^3/\text{с};$$

$I$  — интенсивность промывки, л/(с·м<sup>2</sup>);  $v_k = 1—1,2$  м/с [20],

$$H = 1,2 + 2 + 0,5 + 0,8 = 4,5 \text{ м.}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод после песчаных фильтров снижается на 55 % (см. табл. 5.35) и составляет

$$L_T = L_a = \frac{100 - 55}{100} = 15 \frac{100 - 55}{100} = 6,75 \text{ мг/л.}$$

Концентрация взвешенных веществ в сточной воде после ее доочистки

$$b_1 = \frac{b(100 - 75)}{100} = 15 \cdot 0,25 = 3,75 \text{ мг/л.}$$

Несмотря на сравнительно высокую температуру сточных вод, вопрос о возможности размещения фильтров вне здания остается невыясненным [10]. Возможно открытое рас-

положение фильтров с устройством закрытой галереи для размещения трубопроводов и задвижек. При строительстве в климатических зонах с низкими отрицательными температурами фильтры доочистки рекомендуется размещать в зданиях, которые должны иметь хорошую вентиляцию, а в отдельных случаях — и отопление.

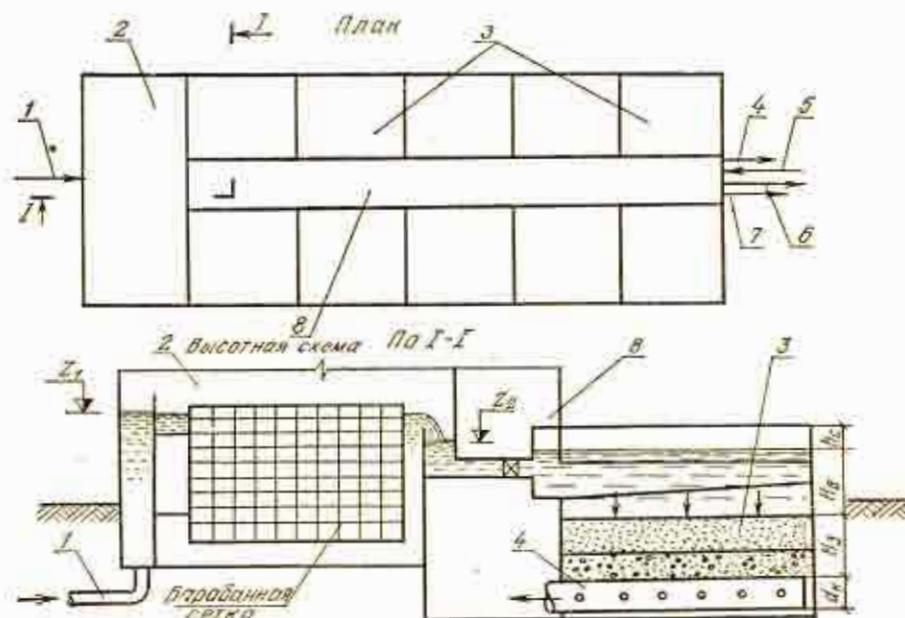


Рис. 5.39. Схема компоновки блока доочистки на скорых фильтрах: 1 — подача сточной воды; 2 — барабанные сетки; 3 — фильтры; 4 — очищенная вода к резервуару-накопителю промывных вод; 5 — вода на промывку фильтров; 6 — отвод очищенной воды на обеззараживание; 7 — отвод грязных промывных вод; 8 — крытая галерея для трубопроводов

В нашем случае предусматриваем устройство открытых фильтров, соединенных крытой галереей для размещения технологических коммуникаций.

Схема станции доочистки приведена на рис. 5.39.

После песчаных фильтров предусматривается обеззараживание сточных вод хлорированием с дозой активного хлора 3 г/м<sup>3</sup>. Расчет хлораторной установки см. выше.

Расчет резервуара-накопителя воды для промывки фильтров и приемного резервуара промывных вод. Объем резервуаров-накопителей воды для промывки рассчитывается

исходя из потребности воды на две промывки [19] при одновременной промывке одного фильтра:

$$W_{пр} = 2 \frac{lFT}{1000} 60 = 2 \frac{15 \cdot 36 \cdot 12}{1000} 60 = 776 \text{ м}^3.$$

Принимаем два типовых железобетонных резервуара объемом 400 м<sup>3</sup> каждый.

Резервуары для сбора промывных вод рассчитываются на две промывки фильтров, а также на прием воды от промывки барабанных сеток:

$$W_2 = W_{пр} + W_6 = 776 + 2 \frac{2680}{24 \cdot 60} 12 = 820 \text{ м}^3.$$

Для сбора промывных вод принимаем также два железобетонных резервуара объемом 400 м<sup>3</sup> каждый.

Во избежание осаждения взвеси и загнивания осадка в резервуарах предусматривается барботирование.

Расчет сооружения для насыщения сточных вод кислородом. Для обогащения сточных вод кислородом перед выпуском в водоем предусматриваются специальные устройства: для станций пропускной способностью до 50 тыс. м<sup>3</sup>/сут при наличии свободного перепада уровней площадки очистных сооружений и горизонта воды в водоеме — многоступенчатые водосливы-аэраторы; в остальных случаях — барботажные сооружения.

Так как в рассматриваемом примере суточный расход сточных вод составляет 67,2 тыс. м<sup>3</sup>, дополнительное аэрирование предусматриваем барботированием. Для малых и средних станций при невысокой необходимой степени насыщения сточной воды кислородом барботирование может осуществляться в уширенной части отводящего канала. Используем в качестве барботажного сооружения отводящий прямоугольный канал шириной  $b = 2000$  мм с уклоном 0,0004, пропускающий расчетный расход воды при наполнении  $h = 0,8$  м и скорости  $v = 0,8$  м/с [13].

Удельный расход воздуха для барботирования определяется по формуле [19]

$$D = \frac{n}{K_1 K_2 n_1 n_2} \left[ \left( \frac{C_p - C_0}{C_p - b} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] = \frac{1}{0,75 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 0,85} \left[ \left( \frac{10,57 - 0}{10,57 - 2} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] = 0,5 \text{ м}^3/\text{м}^3,$$

где  $K_1$  — коэффициент, зависящий от типа аэраторов; принимается для мелкопузырчатых аэраторов по табл. 43 [19];

для среднепузырчатых и систем низконапорной аэрации — 0,75; предусматриваем среднепузырчатые аэраторы в виде дырчатых труб;  $K_2$  — коэффициент, зависящий от глубины погружения аэратора; принимается по табл. 44 [19], в нашем случае  $K_2 = 0,8$ ;  $n$  — число ступеней барботирования; учитывая невысокую требуемую степень насыщения сточной воды кислородом, принимаем  $n = 1$ ;  $n_1$  — коэффициент, учитывающий температуру сточных вод:

$$n_1 = 1 + 0,02 (t_{cp} - 20) = 1 + 0,02 (15 - 20) = 0,9,$$

$t_{cp}$  — средняя месячная летняя температура сточных вод:  $t_{cp} = 15^\circ\text{C}$ ;  $n_2$  — коэффициент, учитывающий отношение скорости переноса кислорода в сточной воде к скорости переноса его в чистой воде, принимается для бытовых сточных вод 0,85;  $C_p$  — растворимость кислорода воздуха в воде:

$$C_p = C_T \frac{10,3 + \frac{h}{2}}{10,3} = 10,15 \frac{10,3 + \frac{0,8}{2}}{10,3} = 10,57 \text{ г/м}^3;$$

$C_T$  — растворимость кислорода воздуха в воде при данной температуре; при среднемесячной летней температуре  $t = 15^\circ\text{C}$   $C_T = 10,15 \text{ г/м}^3$  (табл. 3.2);  $C_0$  — концентрация кислорода в сточной воде перед барботажным сооружением; при отсутствии данных принимается  $C_0 = 0$ ;  $b$  — концентрация кислорода в очищенной сточной жидкости, которая должна быть обеспечена на выпуске в водоем; может быть принята 2—3 г/м<sup>3</sup>.

Расход воздуха на барботирование

$$V = DQ = 0,5 \cdot 4748 = 2374 \text{ м}^3/\text{ч},$$

Площадь барботажного сооружения

$$F = \frac{V}{I} = \frac{2374}{66} = 36 \text{ м}^2,$$

где  $I$  — принимается по табл. 43 и 44 [19], но не более 100 м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·ч), аэраторы располагаются равномерно по дну сооружения; принимаем

$$I = \frac{I_{\max} + I_{\min}}{2} = \frac{100 + 32}{2} = 66 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

При ширине канала 2 м длина барботажного участка составит  $36 : 2 = 18 \text{ м}$ .

## 5.20. УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ РАСХОДОВ СТОЧНЫХ ВОД

**Общие сведения.** На очистных сооружениях применяются следующие устройства: лотки Паршалля, лотки Вентури, пропорциональные водосливы и водосливы с треугольным профилем порога. Лотки Паршалля (см. § 5.11) из-за сложности изготовления не применяются.

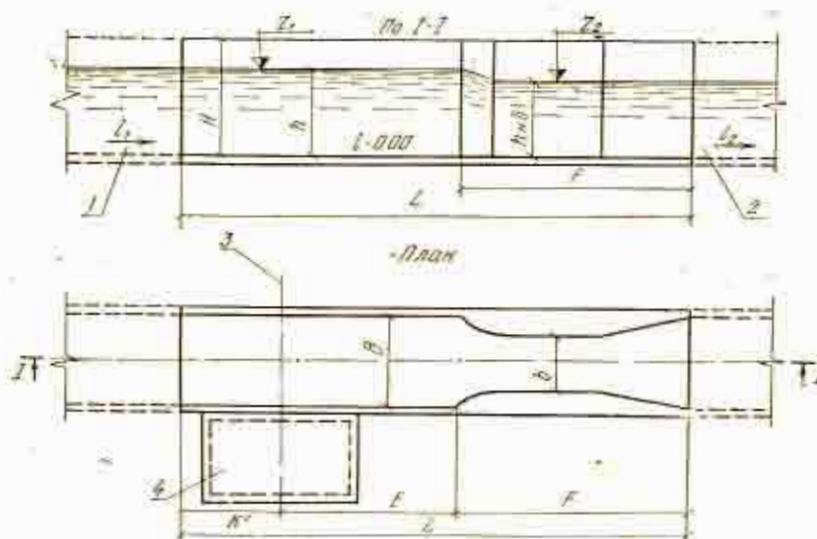


Рис. 5.40. Схема лотка Вентури:

1 — подводный канал; 2 — отводящий канал; 3 — контрольное сечение лотка; 4 — шкаф (колодец, пивильон)

**Лотки Вентури (вариант I) (рис. 5.40).** Лотки Вентури в открытых прямоугольных каналах рекомендуется устанавливать после сооружений по удалению грубых взвесей. Лоток представляет собой сооружение, вызывающее сжатие потока и перепад уровней воды. Для обеспечения нормального распределения скорости по всей площади поперечного сечения длина прямого участка подводного лотка перед контрольным сечением должна быть в 6—8 раз больше ширины лотка. Основные размеры лотка: ширина  $B$ , ширина горловины  $b$  и предельное наполнение в контрольном сечении  $h$ , которое принимается равным верхнему пределу измерения дифманометра-уровнемера. Осталь-

ные размеры лотка определяются из соотношений:  $E \geq 3h$ ;  $D \approx 3(B-b)$ ;  $R \approx 2(B-b)$ ;  $l = 1,5h$ ;  $K \geq 1,25$  м.

Уравнение расхода сточных вод ( $\text{м}^3/\text{ч}$ ) для лотка Вентури при условии свободного истечения имеет вид

$$Q = 0,1941 C_e C_v b h^{3/2},$$

где  $C_e$  — коэффициент расхода;  $C_v$  — коэффициент, учитывающий влияние скорости в подводящем канале;  $h$  — уровень воды в верхнем бьефе, мм.

В зависимости от способа установки дифманометра разработаны три варианта измерительных лотков: со шкафом, с колодцем, с павильоном. Типоразмеры лотков Вентури приведены в табл. 5.38. Для нашего случая при  $Q_{\text{макс}} = 4748 \text{ м}^3/\text{ч}$  и  $Q_{\text{мин}} = 1464 \text{ м}^3/\text{ч}$  принимаем лоток Вентури типа IV с шириной горловины  $b = 1200$  мм и диапазоном измеряемых расходов 500—5 000  $\text{м}^3/\text{ч}$ .

**Пропорциональный водослив (вариант II) (рис. 5.41).** Пропорциональный водослив применяется для измерения расхода сточных вод и других жидкостей, содержащих взвесь в прямоугольных лотках и каналах, когда перепад уровней обеспечивает работу водослива в незатопленном режиме.

Такой водослив обладает рядом преимуществ: простота устройства, учета и записи показаний при линейной зависимости расхода от уровня перед водосливом, а также отсутствие порога в лотке, что обеспечивает незасоряемость водоизмерительного устройства. Точность измерения составляет 94—95 %.

Основные размеры пропорционального водослива: ширина лотка  $B$ , высота прямоугольного выреза  $a$  и предельное наполнение лотка  $h_{\text{макс}}$  в створе измерения уровня, который принимается на расстоянии  $l$  от места установки пропорционального водослива, при этом  $l = (1,5-2) \times h_{\text{макс}}$ .

Уравнение расхода для пропорционального водослива

$$Q = CB \sqrt{2ga} (h' - a_n),$$

где  $C$  — коэффициент расхода;  $h'$  — напор над плоскостью отсчета, мм;  $a_n$  — коэффициент, определяющий положение плоскости отсчета.

В зависимости от способа измерения уровней разработаны три варианта пропорциональных водосливов: с дифманометром в шкафу, с дифманометром в колодце (под уровень), с измерением уровня самописцем «Валдай».

Табл. 5.38. Типоразмеры лотков Вентури.

Типоразмер	Пределы измерений		Размеры, мм							Предельная высота слоя воды в контрольном сечении		Максимальная разность отметок горизонта воды в начале и конце лотка, мм ( $\Delta z_1 - z_2$ )	
	$Q_{\text{мин}}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$Q_{\text{макс}}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$B$	$b$	$H$	$E$	$F$	$K$	$L$	$l_1$	$l_2$		$h_{\text{мин}}, \text{ мм}$
I	25	250	450	296	600	1200	1260	2040	4500	0,002	0,003	56	250
	50	500	600	377	900	2000	1960	2040	6000	0,0015	0,003	87	396
II	60	630	600	377	900	2000	1960	2040	6000	0,0015	0,003	86	399
	125	1250	900	596	1200	3000	2800	2000	7800	0,0015	0,003	138	628
III	200	2000	1200	752	1200	3000	3420	1980	8400	0,001	0,002	139	630
	400	4000	1800	1180	1200	3000	4180	2000	9200	0,001	0,002	218	997
IV	250	2500	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	139	630
	500	5000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	219	998
V	400	4000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	139	631
	800	8000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	219	998
VI	500	5000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	139	628
	1000	10000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002	218	995

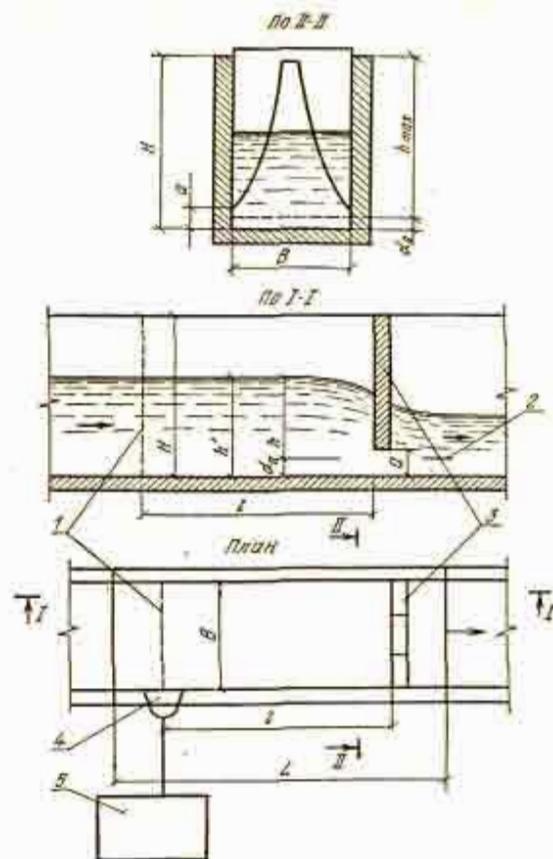


Рис. 5.41. Схема пропорционального водослива:

1 — створ измерения уровня; 2 — плоскость отсчета; 3 — пропорциональный водослив; 4 — карман; 5 — шкаф (колодец)

Типоразмеры пропорциональных водосливов и их характеристика приведены в табл. 5.39.

**Водослив с порогом треугольного профиля (вариант III) (рис. 5.42).** Измерительный водослив с порогом треугольного профиля применяется для измерения расхода бытовых и производственных сточных вод до 20 000 м<sup>3</sup>/ч в относительно широких каналах ( $h/B \leq 0,5$ ) [3].

Основные размеры такого водослива:  $h_{\text{мин}} = 0,05$  м;  $P_{\text{мин}} = 0,1$  м;  $b_{\text{шир}} = 0,3$  м;  $h/P \leq 3$ ;  $b/h \geq 2$ .

Табл. 5.39. Типоразмеры пропорциональных водосливов

Типоразмер	Размеры, мм					Верхний предел измерений расходов (м <sup>3</sup> /ч) при значениях предельного номинального перепада дифманометра, мм				
	B	H	a	l	L	250	400	630	800	1000
	Л-20-30-I	200	300	27		80				
Л-20-30-II	200		42	600	1400	100				
Л-20-45-I	200		27			800	125			
Л-20-45-II	200	450	42	600	1400	100	160			
Л-30-45-I	300		29		1400	125	200			
Л-30-45-II	300	450	46	600		160	250			
Л-30-60-I	300		29			125	200			
Л-30-60-II	300	600	46	600	1400	160	250	400*		
Л-30-60-III	300		73				320	500*		
Л-45-60-I	450		52				400	630*		
Л-45-60-II	450	600	79	1000	1800		500	800*		
Л-45-60-III	450		124				630	1000		
Л-60-90-I	600		115					1250	1600	
Л-60-90-II	600	900	183	1200	2000		1600	2000		
Л-90-90-I	900		82	1500	2300				2000	2500*
Л-90-90-II	900	900	123						2500	3200*
Л-90-120-I	900		82	1500	2300				2000	2500
Л-90-120-II	900	1200	123						2500	3200

Примечания: 1. В графе типоразмеров дана маркировка лотков водосливов, при этом принято: первые две группы цифр означают ширину  $B$  и высоту  $H$  лотка, см; римские цифры указывают на различные размеры вырезов водослива  $a$ .

2. Знаком \* отмечены случаи, когда максимальный расход должен быть не более 85% верхнего предела измерений, указанного в данной графе. Например, водослив Л-30-60-III можно применять с уровнемером  $h_n = 630$  мм для измерения расхода  $Q_{\text{макс}} = 500 \cdot 0,85 = 425$  м<sup>3</sup>/ч.

Если потери напора не лимитированы, длину водослива можно уменьшить до  $3h_{\text{макс}}$  ( $h_{\text{макс}}$  с верхней стороны гребня и  $2h_{\text{макс}}$  с нижней). При этом верховая и низовая грани водослива будут сопрягаться с дном канала вертикальными уступами (см. рис. 5.41).

## Глава 6

### ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА ПРИ РАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМЕ КАНАЛИЗАЦИИ

#### 6.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Канализование города не может решаться без рассмотрения вопроса об охране водоемов от загрязнения поверхностным стоком. В соответствии с требованиями инспекции по использованию и охране водных ресурсов, органов рыбоохраны и санитарно-эпидемиологических служб большая часть поверхностного стока должна подвергаться очистке.

Возможно несколько направлений в отношении очистки поверхностного стока: строительство очистных сооружений на крупных коллекторах непосредственно у выпусков в водоем; перехват поверхностного стока и транспортирование его на объединенные очистные сооружения; использование комбинированной схемы, при которой часть поверхностного стока очищается на локальных сооружениях, а часть направляется на общие очистные сооружения. Выбор схемы отведения и очистки поверхностных вод должен решаться на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Недостатком самостоятельной (как локальной, так и централизованной) очистки поверхностного стока является периодичность работы очистных сооружений, резкое колебание расходов дождевых вод в период выпадения дождей и в течение года. Такой режим работы очистных сооружений значительно усложняет их эксплуатацию, ухудшает показатели очистки и ограничивает возможность применения аэротенков и биофильтров.

Большая часть годового количества атмосферных осадков выпадает с дождями малой и средней интенсивности. Поэтому подвергать очистке весь поверхностный сток нецелесообразно. Для уменьшения сечений перехватывающих коллекторов, мощности насосных станций и очистных сооружений и, учитывая, что наибольшая часть загрязнений смывается с городской территории в начальный период

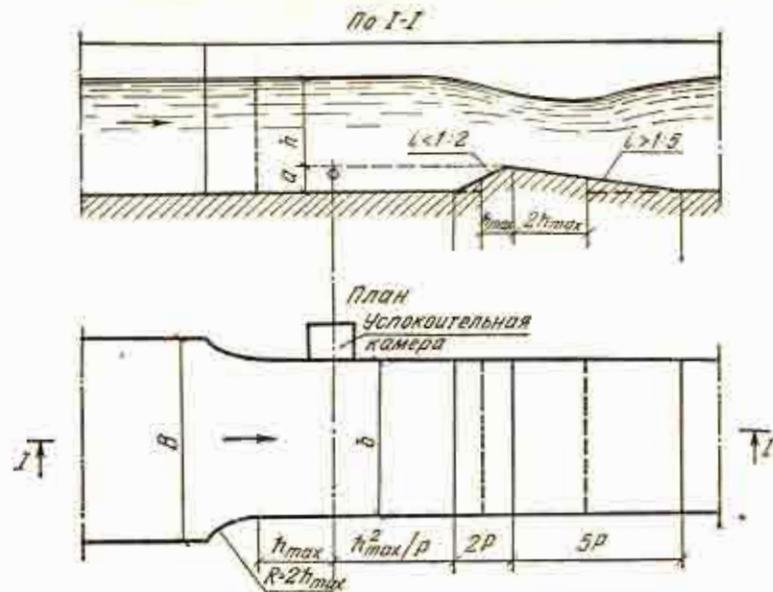


Рис. 5.42. Схема водослива с порогом треугольного профиля

Расчетная формула расхода для водослива с порогом треугольного профиля имеет вид:

$$\text{при измерении расхода в м}^3/\text{с } Q = 1,96C_v b h^{3/2}$$

$$\text{при измерении расхода в м}^3/\text{ч } Q = 7056C_v b h^{3/2} *$$

дождя, характеризующийся небольшой интенсивностью, на перехватывающем коллекторе следует предусматривать ливнеспуски с ливнеотводами в водоем. Если по санитарным условиям сброс ливневых вод в городской черте недопустим, ливнепуск предусматривается перед очистными сооружениями или перед насосной станцией дождевых вод, подающей сток на очистку.

Разделение должно производиться таким образом, чтобы сбрасываемые без очистки загрязненные воды не ухудшали качества водоприемника на длительное время и чтобы очистке подвергалось не менее 70 % годового объема поверхностного стока [13]. Для большинства населенных мест Европейской части СССР подача на очистные сооружения 70 % годового объема дождевого стока обеспечивается при периоде превышения расчетной интенсивности дождя  $P=0,05-0,1$  года. В этом диапазоне значений  $P$  обеспечивается прием на очистные сооружения 100 % годового объема мочных и большей части талых вод.

## 6.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

Расход дождевых вод, направляемых на очистку (л/с), определяется по формуле

$$q_d = q_c \eta F,$$

где  $\eta$  — коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади; определяется по табл. 6.1;

Табл. 6.1. Значения коэффициента  $\eta$

Площадь стока, га	<50	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	4000	5000	10000	20000	30000
$\eta$	1,0	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,88	0,83	0,80	0,78	0,73	0,68	0,65

$F$  — площадь стока, за исключением территории садов, парков, расположенных вне кварталов и микрорайонов, га;  
 $q_c$  — расчетная интенсивность дождевых вод, л/(с·га):

$$q_c = 4,5 \frac{20^n}{T^n} K,$$

$n$  — параметр интенсивности дождя; определяется по рис. 2 [19];  $K$  — коэффициент, учитывающий род покрытия, при-

Табл. 6.2. Значения коэффициента  $K$

Площадь водонепроницаемой поверхности, % площади бассейна	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$K$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2

нимается по табл. 6.2;  $T$  — расчетная продолжительность дождя, мин.

$T$  принимается равной времени добегания воды по поверхности и трубам от наиболее удаленного участка водосборного бассейна до ливнеспуска и определяется по формуле

$$T = \left( T_k + r \sum \frac{L_{тр}}{v_{тр} 60} \right) K_1,$$

где  $T_k$  — время поверхностной концентрации дождевого стока, мин; принимается равным 5 мин при наличии внутриквартальной закрытой дождевой сети и 10 мин — при отсутствии таковой;  $r$  — коэффициент, принимаемый по табл. 8 [19];  $L_{тр}$  — длина расчетных участков коллектора, м;  $v_{тр}$  — скорость течения воды на соответствующих участках дождевой сети при полном заполнении, м/с;  $K_1$  — коэффициент, учитывающий увеличение времени протекания при уменьшении расхода воды, подаваемой на очистные сооружения; принимается по табл. 6.3.

Табл. 6.3. Значения коэффициента  $K_1$

$q_{20}$ $K_1$	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	150	200
	1	1,22	1,37	1,53	1,62	1,72	1,89	1,98	2,06	2,28	2,49	2,97

Примечание.  $q_{20}$  определяется по карте изолиний [19, рис. 1]. При  $T < 20$  мин расчетную продолжительность дождя следует принимать равной 20 мин.

Если дождевая сеть не рассчитывается, ориентировочный расход дождевых вод (л/с), направляемых на очистку, определяется по формуле

$$q_d = q_{уд} F K K_2,$$

где  $q_{уд}$  — удельный расход дождевых вод, л/(с·га); определяется по табл. 3 и прил. 2 [3];  $K_2$  — коэффициент, учитывающий изменение удельного расхода в зависимости от среднего уклона коллектора (или поверхности по трассе); принимается по табл. 8 [3].

Средний годовой расход дождевых вод ( $\text{м}^3/\text{га}$ ), поступающих на очистные сооружения, определяется по формуле

$$W_d = 2,5H_{ж}KK_3,$$

где  $H_{ж}$  — средний годовой слой дождевых осадков, м; принимается по СНиП II-A.6—72 или по метеорологическим справочникам;  $K_3$  — коэффициент, учитывающий объем дождевых вод, направляемых на очистку; принимается по табл. 6.4.

Табл. 6.4. Значения коэффициента  $K_3$

$q_{20}$	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	150	200
$K_3$	0,96	0,91	0,87	0,82	0,78	0,75	0,71	0,68	0,65	0,60	0,53	0,45

Средний годовой расход талых вод с 1 га ( $\text{м}^3/\text{га}$ ), поступающих на очистку, следует определять по формуле

$$W_T = 8H_{в.с}K_4,$$

где  $H_{в.с}$  — средний слой весеннего стока, мм; определяется по СН 435—72 или по данным ближайшей метеостанции;  $K_4$  — коэффициент, учитывающий расход талых вод, направляемых на очистные сооружения; принимается по табл. 10, прил. 6 [3].

Средний годовой расход моечных вод ( $\text{м}^3/\text{га}$ ) определяют по формуле

$$W_m = 1,2W'_m,$$

где  $W'_m$  — расход воды, затрачиваемой на мойку 1  $\text{м}^2$  дорог; определяется по данным управления городского хозяйства.

Для приближенных расчетов может приниматься  $W_m = 150—200 \text{ м}^3/\text{га}$ .

### 6.3. КАЧЕСТВЕННАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА И СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ЕГО ОЧИСТКИ

На загрязненность поверхностного стока в значительной мере влияют такие факторы, как благоустройство территории города, плотность населения, интенсивность движения транспорта и др.

Расчет сооружений очистки поверхностного стока городов желательно производить на основании конкретных исследований. При отсутствии таких данных концентрация загрязнений поверхностного стока принимают по табл. 6.5.

Табл. 6.5. Концентрация загрязнений поверхностного стока [28; 13]

Вид поверхностного стока	Показатели загрязнений			
	взвешенные вещества, мг/л	БПК <sub>10</sub> , мг/л	нефтепродукты, мг/л	плавающий мусор, м <sup>3</sup> /1000 га
Дождевой	200—400	40—60	14—18	0,1
Талый	2500—3500	197—220	16—35	0,3
Поливомоечный	200	37—45	16	0,1

Метод и степень очистки дождевых вод при полной раздельной системе канализации в каждом конкретном случае определяются в зависимости от состава загрязнений и условий спуска в водоем. Как правило, следует предусматривать только механическую очистку [19]. Степень очистки поверхностных сточных вод определяется по методике, приведенной в гл. 3.

Концентрация взвешенных веществ (мг/л) в очищенных дождевых водах

$$b_d = \frac{b_{см}q_{см} - b_6q_6}{q_d}, \quad (6.3)$$

где  $b_{см}$  — допустимая концентрация взвешенных веществ в смеси очищенных бытовых и дождевых сточных вод перед сбросом в водоем;  $q_{см}$  — суммарный средний секундный расход дождевых и бытовых сточных вод, поступающих в водоем;  $b_6$  — концентрация взвешенных веществ в очищенных бытовых водах;  $q_6$  — средний секундный расход бытовых вод, поступающих на очистку;  $q_d$  — средний секундный расход дождевых вод, поступающих на очистку.

Для уменьшения расчетного притока дождевых вод на очистные сооружения предусматривают регулирующие резервуары и пруды-накопители, а также используют свободные емкости подводящих к очистной станции коллекторов.

Для очистки поверхностных вод рекомендуется применять пруды-отстойники, стационарные щитовые заграждения в акватории водоема, сооружения закрытого типа.

Тип очистного сооружения зависит от площади водосборного бассейна, характера застройки и планировочных условий с учетом развития коллекторов дождевой канализации. Наиболее эффективными являются пруды-отстойники [3].

Для задержания плавающего мусора очистные сооружения должны иметь съемные решетки с шириной прозоров 10 мм или другое оборудование.

Нефтепродукты задерживаются в отстойных отсеках с помощью полупогружных щитов, установленных на 0,6—0,8 м ниже уровня воды в сооружении. По мере накопления нефтепродукты отводятся специальными щелевыми или дырчатыми трубами в подземные емкости, откуда периодически вывозятся.

Пруды-отстойники могут проектироваться из нескольких параллельно работающих секций, при этом распределительные устройства должны обеспечивать равномерное распределение воды между секциями и по ширине отстойника и возможность выключения отдельных секций на время очистки или ремонта.

Очистные сооружения закрытого типа следует предусматривать на выпусках сети дождевой канализации в городские водоемы при площади водосборного бассейна до 300 га. Такие сооружения могут состоять из двух или более секций. При этом каждая секция должна включать входную, проточную, осадочную части и отсек для фильтров доочистки.

Решетка предусматривается на входе в секцию, оборудование для сбора и удаления нефтепродуктов — перед выходом воды из проточной части. Фильтры доочистки служат для задержания эмульгированных нефтепродуктов, при этом фильтрация воды производится снизу вверх в направлении сброса. В качестве заполнителей фильтров применяются материалы, обладающие высокой адсорбирующей способностью: сигрон, визопрон, древесная стружка и др.

В сооружениях закрытого типа должны предусматриваться съемные перекрытия в местах установки фильтров доочистки и решетки для улавливания мусора.

Стационарные щитовые ограждения устанавливаются в русле реки ниже выпусков коллекторов, когда устройство прудов-отстойников или сооружений закрытого типа по каким-либо причинам не представляется возможным.

В стационарных щитовых ограждениях должны полностью задерживаться плавающие загрязнения, частично нефтепродукты и твердый сток. Глубина погружения стационарных щитов — 0,8 м. Размеры щитового ограждения должны обеспечивать возможность захода в его акваторию плавучих средств с механизмами для производства работ

по очистке от донных отложений и сбора плавающих загрязнений. Щитовые ограждения выполняются из железобетона и оборудуются предупредительными сигнальными огнями.

#### 6.4. РАСЧЕТНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ СТЕПЕНИ ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

Степень очистки поверхностных вод на очистных сооружениях определяется расчетом и принимается не ниже значений, приведенных в табл. 6.6.

Табл. 6.6. Степень очистки поверхностных вод [3]

Вид загрязнения	Степень очистки воды (%) от первоначального загрязнения при времени отстаивания, ч					
	в прудах-отстойниках					в сооружениях закрытого типа
	2	4	6	8	10	
Взвешенные вещества	80	85	90	95	95	80
Нефтепродукты при содержании, мг/л:						
до 50	80	80	90	90	90	80
до 100	85	85	87	90	90	80
Плавающий мусор	100	100	100	100	100	100

По данным В. А. Карагодина и М. В. Молокова, снижение БПК при времени отстаивания 60—90 мин достигает 50—75 %.

#### 6.5. РАСЧЕТ ПРУДОВ-ОТСТОЙНИКОВ И СООРУЖЕНИЙ ЗАКРЫТОГО ТИПА

Расчет состоит в определении размеров сооружений и объема задержанных загрязнений.

Полезный объем зоны отстаивания

$$W = 3600q_d T, \quad (6.4)$$

где  $q_d$  — расчетный расход дождевых вод, поступающих на очистку, м<sup>3</sup>/с;  $T$  — принятое в соответствии с требуемой степенью очистки время отстаивания, ч.

Площадь живого сечения проточной части

$$\omega = \frac{q_a}{v}, \quad (6.5)$$

где  $v$  — скорость движения воды в проточной части; принимается не более 0,01 м/с.

Длина проточной части сооружения

$$l = 3600vT. \quad (6.6)$$

Расчетная глубина проточной части

$$h_{пр} = \frac{W}{lB}, \quad (6.7)$$

где  $B$  — ширина проточной части одной секции; рекомендуется принимать: для прудов-отстойников  $6 \leq B \leq 40$  м; для подземных сооружений  $B \leq 4$  м; максимальное отношение ширины пруда к его длине следует принимать равным 1 : 4.

Общая длина проточной и успокоительной части

$$L = K_y l, \quad (6.8)$$

где  $K_y$  — коэффициент:  $K_y = 1,1—1,2$ .

Принятые размеры проточной части проверяются на осаждение взвешенных частиц по формулам:

$$u_{ф} = \frac{q_a}{LB} 1000; \quad (6.9)$$

$$\omega_0 = 0,05v; \quad (6.10)$$

$$u_{ср} = \sqrt{u_0^2 + \omega_0^2}, \quad (6.11)$$

где  $u_{ф}$  — фактическая средняя скорость осаждения частиц, мм/с;  $\omega_0$  — вертикальная составляющая скорости осаждения частиц; при  $v \leq 0,01$  м/с  $\omega_0 = 0,05$  мм/с;  $u_0$  — гидравлическая крупность задерживаемых частиц;  $u_0 \leq 1,73$  мм/с, что соответствует выпадению минеральных частиц размером не менее 0,05 мм.

Общая длина проточной и успокоительной частей, или длина отсека для задержания нефтепродуктов, проверяется по условию всплытия нефтяных частиц:

$$L \geq \alpha \frac{v}{u_{мин}} h_{пр}, \quad (6.12)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий турбулентность и струйность потока в сооружении: при  $v/u_{мин} \approx 20$   $\alpha = 1,75$ ; при

$v/u_{мин} \approx 15$   $\alpha = 1,65$ . Для подземных сооружений с фильтрами доочистки  $\alpha = 1,2$ ;  $u_{мин}$  — скорость подъема частиц нефтепродуктов: для прудов-отстойников  $u_{мин} = 0,465—0,71$  мм/с, что соответствует частицам нефтепродуктов размерами 80—100 мкм; для подземных сооружений  $u_{мин} = 0,71—1,02$  мм/с, что соответствует частицам нефтепродуктов размерами 100—120 мкм.

Объем и глубину осадочной части сооружения  $h_{ос}$  следует определять по суммарному объему твердого осадка дождевых, талых и моченых вод при удалении его не реже двух раз в год.

Объем твердого стока за год  $W_0$  определяется по формуле

$$W_0 = \frac{C \mathcal{E} W}{\rho 100 \cdot 10^6} F, \quad (6.13)$$

где  $C$  — концентрация взвешенных веществ в стоке, поступающем на очистку, г/м<sup>3</sup>;  $\mathcal{E}$  — степень очистки, %;  $W$  — средний годовой объем сточных вод, поступающих на очистку с 1 га, м<sup>3</sup>; определяется как сумма объемов, найденных по формулам (6.5)—(6.7);  $\rho$  — плотность осадка, составляющая в среднем 2,5 т/м<sup>3</sup>;  $F$  — площадь водосбора, га.

Учитывая неравномерность выпадения осадка по площади прудов-отстойников, расчетная глубина осадочной части принимается с коэффициентом 1,2—1,3.

Полная глубина сооружения определяется как сумма глубин осадочной и проточной частей с учетом превышения строительной высоты, которая принимается: для прудов-отстойников — 0,5; для сооружений закрытого типа — 1 м.

Потери напора в сооружениях определяются гидравлическим расчетом. Для ориентировочных расчетов потери в решетках и прудах-отстойниках могут быть приняты по аналогии с решетками и горизонтальными отстойниками, применяемыми для очистки городских сточных вод. Потери напора в фильтрах сооружений закрытого типа следует принимать в пределах 0,25—0,5 м.

#### 6.6. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД ДЛЯ ПОЛНОЙ РАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ КАНАЛИЗАЦИИ

**Пример 6.1.** Очистные сооружения дождевых вод располагаются ниже города по течению реки вблизи очистных сооружений бытовой канализации.

### Исходные данные:

расчетный расход дождевых вод, поступающих на очистку

площадь водосбора  
площадь водонепроницаемой поверхности,  
% общей площади бассейна

концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке (см. табл. 6.5)

расчетный расход бытовых сточных вод (см. гл.2)

концентрация взвешенных веществ в очищенных бытовых водах (см. гл. 5)

подача дождевых вод на очистку осуществляется насосами

характеристика водоема см. в гл.3

выпуск дождевых вод осуществляется у берега

$$q_d = 665 \text{ л/с}$$

1200 га

30

$$250 \text{ г/м}^3$$

$$q_b = 778 \text{ л/с}$$

$$7 \text{ г/м}^3$$

**Определение необходимой степени очистки дождевых сточных вод.** Коэффициент смешения  $a$  в расчетном створе определяется с учетом выпуска в водоем бытовых и дождевых вод по формуле (3.1). При этом  $q = q_{см} = 0,665 + 0,778 = 1,443 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Для бытовых вод  $\xi = 1,5$  (принят рассеивающий выпуск), для дождевых вод  $\xi = 1,0$  (выпуск у берега).

Определяем  $\xi$  как средневзвешенную величину

$$\xi = \frac{1 \cdot 0,665 + 1,5 \cdot 0,778}{1,443} = 1,26.$$

Тогда коэффициент, учитывающий гидравлические факторы смешения [см. формулу (3.2)],

$$\alpha = 1,1 \cdot 1,26 \sqrt[3]{\frac{0,0018}{1,443}} = 0,141;$$

$$a = \frac{1 - e^{-0,141 \sqrt[3]{11000}}}{1 + \frac{21}{1,443} e^{-0,141 \sqrt[3]{11000}}} = 0,61.$$

Предельно допустимое содержание взвешенных веществ в смеси бытовых и дождевых вод, определяемое по формуле (3.4), составит

$$b_{см} = 0,25 \left( \frac{0,61 \cdot 21}{1,443} + 1 \right) + 20 = 22,42 \text{ г/м}^3.$$

Тогда допустимая концентрация взвеси в очищенных дождевых водах по формуле (6.1)

$$b_d = \frac{22,42 \cdot 1,443 - 7 \cdot 0,778}{0,665} = 39 \text{ г/м}^3.$$

Степень очистки дождевых вод

$$\mathcal{E} = \frac{250 - 39}{250} 100 = 84,4 \text{ \%}.$$

По табл. 6.6 принимаем в качестве очистных сооружений пруды-отстойники, рассчитанные на 4-часовое отстаивание дождевых вод.

**Расчет прудов-отстойников (рис. 6.1).** Расчет производим по формулам (6.4) — (6.13).

Полезный объем зоны отстаивания

$$W = 0,665 \cdot 4 \cdot 3600 = 9576 \text{ м}^3.$$

Принимаем 2 двухсекционных пруда-отстойника с расходом дождевых вод на одну секцию  $q_d : 4 = 0,665 : 4 = 0,166 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Объем зоны отстаивания одной секции

$$W_1 = \frac{9576}{2 \cdot 2} = 2394 \text{ м}^3.$$

Принимаем скорость движения воды в проточной части  $v = 5 \text{ мм/с}$  ( $v \leq 10 \text{ мм/с}$ ). Тогда длина проточной части секции

$$l = 0,005 \cdot 4 \cdot 3600 = 72 \text{ м}.$$

Общая длина проточной и успокоительной части

$$L = 1,15 \cdot 72 \approx 83 \text{ м}.$$

Площадь живого сечения проточной части

$$w = \frac{0,166}{0,005} = 33,2 \text{ м}^2.$$

Принимаем ширину секции  $B = 20 \text{ м}$  ( $B : L \leq 4 : 1$ ).

Расчетная глубина проточной части секции

$$h_{пр} = \frac{2394}{72 \cdot 20} = 1,66 \text{ м}.$$

Принятые размеры проточной части проверяем на осаждение частиц размерами не менее  $0,05 \text{ мм}$  с  $u_0 \leq 1,73 \text{ мм/с}$ .

Определяем фактическую среднюю скорость осаждения задерживаемых частиц

$$u_{ф} = \frac{0,166}{83 \cdot 20} 1000 = 0,1 \text{ мм/с}.$$

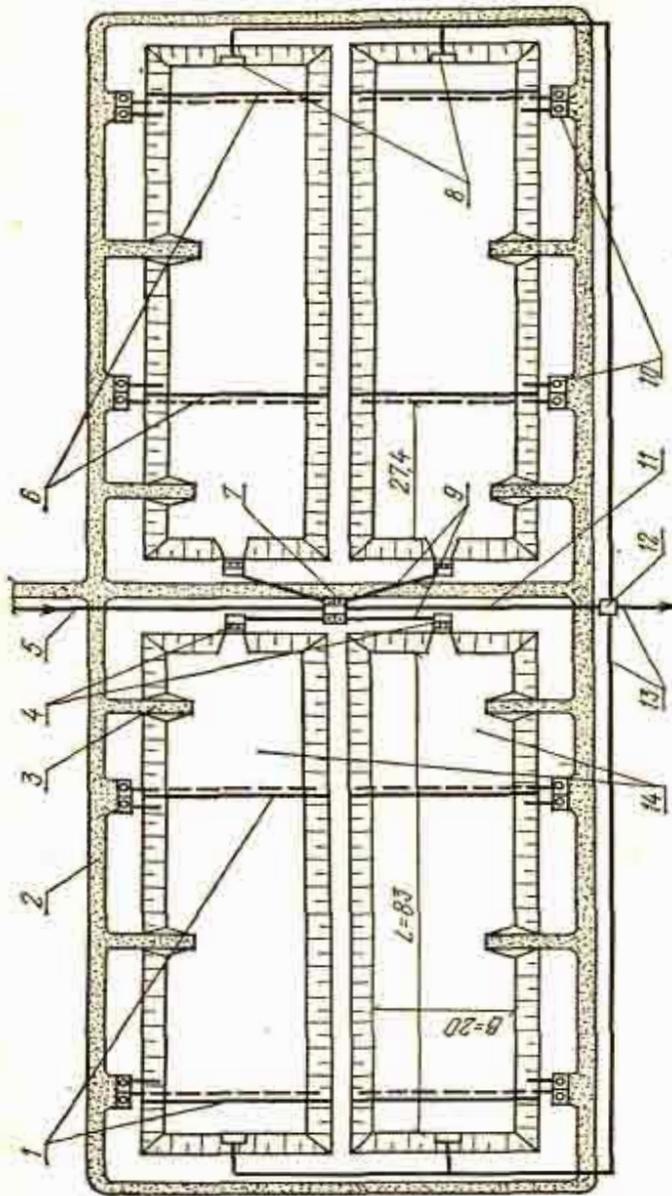


Рис. 6.1. Схема прудов-отстойников для очистки поверхностного стока:

1 — полукожуховые щиты; 2 — дорога; 3 — съезд; 4 — канал с решеткой; 5 — подводящий трубопровод; 6 — нефтесборное устройство; 7 — приемно-распределительная камера; 8 — водосброс; 9 — трубопровод подачи воды к пруду; 10 — нефтесборная камера; 11 — аварийный сброс; 12 — сборная камера; 13 — отводящие трубопроводы; 14 — отсек для задержания нефтепродуктов

Допустимая средняя скорость осаждения задержанных частиц

$$u_{\text{ср}} = \sqrt{1,73^2 + 0,05^2} = 1,731 \text{ мм/с} > 0,1 \text{ мм/с.}$$

Определяем длину отстойника, необходимую для задержания нефтяных частиц при скорости их подъема  $u_{\text{мин}} = 0,5 \text{ мм/с}$ ; при  $\frac{v}{u_{\text{мин}}} = \frac{5}{0,5} = 10 \alpha = 1,65$ .

Необходимая длина отстойника

$$L = 1,65 \frac{5}{0,5} 1,66 = 27,4 \text{ м.}$$

Средний годовой объем дождевых вод, поступающих на очистку, определяется по формуле (6.1). [При этом  $H_{\text{ж}} = 370-482 \text{ мм}$  (для БССР). Принимаем  $H_{\text{ж}} = 420$ ,  $K = 0,8$  (см. табл. 6.2);  $K_3 = 0,68$  (для БССР при  $q_{20} = 90 \text{ л/(с·га)}$  по табл. 6.4)]:

$$W_{\text{д}} = 2,5 \cdot 420 \cdot 0,8 \cdot 0,68 = 572 \text{ м}^3/\text{га.}$$

Объем твердого осадка от дождевых вод за год [по формуле (6.4)]

$$W_{\text{о}} = \frac{250 \cdot 85 \cdot 572 \cdot 1200}{2,5 \cdot 100 \cdot 10^6} = 58,3 \text{ м}^3.$$

При площади одной секции  $f = BL = 20 \times 83 = 1660 \text{ м}^2$  и удалении осадка 2 раза в год высота слоя твердого осадка от дождевых вод  $h_{\text{т.д}}$  составит

$$h_{\text{т.д}} = \frac{W_{\text{о.д}}}{fnN2} = \frac{58,3}{1660 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2} = 0,004 \text{ м,}$$

где  $n$  — число секций в отделении;  $N$  — число отделений.

Средний годовой объем талых вод, поступающих на очистку, определяется по формуле (6.2). [При этом  $H_{\text{в.с}} = 220-280 \text{ мм}$  (для БССР),  $K_4 = 0,47$ . Принимаем  $H_{\text{в.с}} = 250$ ]:

$$W_{\text{т}} = 8 \cdot 250 \cdot 0,47 = 940 \text{ м}^3/\text{га.}$$

Объем твердого осадка в отстойниках от талого стока за год определяется по формуле (6.13) исходя из концентрации взвешенных веществ в талом стоке  $3000 \text{ г/м}^3$  (см. табл. 6.5)

$$W_{\text{о}} = \frac{3000 \cdot 85 \cdot 1200 \cdot 940}{2,5 \cdot 100 \cdot 10^6} = 1147 \text{ м}^3.$$

Высота слоя твердого осадка талого стока в секции

$$h_{т.т} = \frac{1147}{1660 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2} = 0,08 \text{ м.}$$

Средний годовой расход моечных вод принимаем  $180 \text{ м}^3/\text{га}$ .

Объем твердого осадка моечных вод за год определяют исходя из концентрации взвешенных веществ в моечных водах  $200 \text{ г/м}^3$  (см. табл. 6.5):

$$W_{о.м} = \frac{200 \cdot 180 \cdot 1200}{1,5 \cdot 100 \cdot 10^6} = 0,17 \text{ м}^3.$$

Высота слоя твердого осадка моечного стока в секции

$$h_{т.м} = \frac{0,17}{1660 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2} = 0,001 \text{ м.}$$

Общая глубина осадочной части прудов-отстойников

$$h_{ос} = 1,25h_{т.д} + h_{т.т} + h_{т.м} = 0,11 \text{ м.}$$

Полная глубина сооружения

$$H = h_{пр} + h_{ос} + 0,5 \text{ м} = 1,66 + 0,11 + 0,5 = 2,27 \text{ м.}$$

Качество очищенного дождевого стока, поступающего в водоем: концентрация взвешенных веществ —  $39 \text{ г/м}^3$ ; концентрация БПК<sub>20</sub> при степени очистки 50 % —  $\frac{50 - 50}{100} = 25 \text{ г/м}^3$ ; концентрация нефтепродуктов при степени очистки 80 % —  $\frac{16 \cdot 20}{100} = 3,2 \text{ г/м}^3$ .

Так как подача поверхностного стока на очистные сооружения осуществляется насосной станцией, приемное отделение которой оборудовано решетками, на очистных сооружениях решетки могут не предусматриваться. При необходимости расчет их производится по скорости движения воды в прозорах не более  $1 \text{ м/с}$ .

## Глава 7

### РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ СТАНЦИИ БИОФИЛЬТРАЦИИ С ВЫСОКОНАГРУЖАЕМЫМИ БИОФИЛЬТРАМИ

#### 7.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Высоконагружаемые биофильтры применяют при полной биологической очистке сточных вод на очистных станциях с пропускной способностью до  $50\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ , при обосновании допускается их применение на станциях с большей пропускной способностью [19].

В последнее время с биофильтрами успешно конкурируют аэротенки, однако при определенных условиях (наличие дешевого местного грузочного материала и др.) может оказаться целесообразным использование биофильтров.

**Пример 7.1.** Требуется произвести технологические и гидравлические расчеты очистных канализационных сооружений, представленных на рис. 7.1. Методику расчета приемной камеры, решеток, хлораторной установки, метантенков см. в гл. 5.

Исходные данные:

расход сточных вод:

средний суточный

$$Q_{ср.сут} = 20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

максимальный суточный

$$Q_{макс.сут} = 24\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

средний часовой в сутки  
максимального водоотведения

$$Q_{ср.ч} = 1000 \text{ м}^3/\text{ч}$$

средний часовой в сутки  
среднего водоотведения

$$Q_{ср.ч} = 835 \text{ м}^3/\text{ч}$$

максимальный часовой

$$Q_{макс.ч} = 1170 \text{ м}^3/\text{ч}$$

средний секундный

$$Q_{ср} = 232 \text{ л/с}$$

максимальный секундный

$$q_{макс} = 324 \text{ л/с}$$

минимальный секундный

$$q_{мин} = 94 \text{ л/с}$$

концентрация загрязнений сточных вод:

по взвешенным веществам

$$b = 345 \text{ мг/л}$$



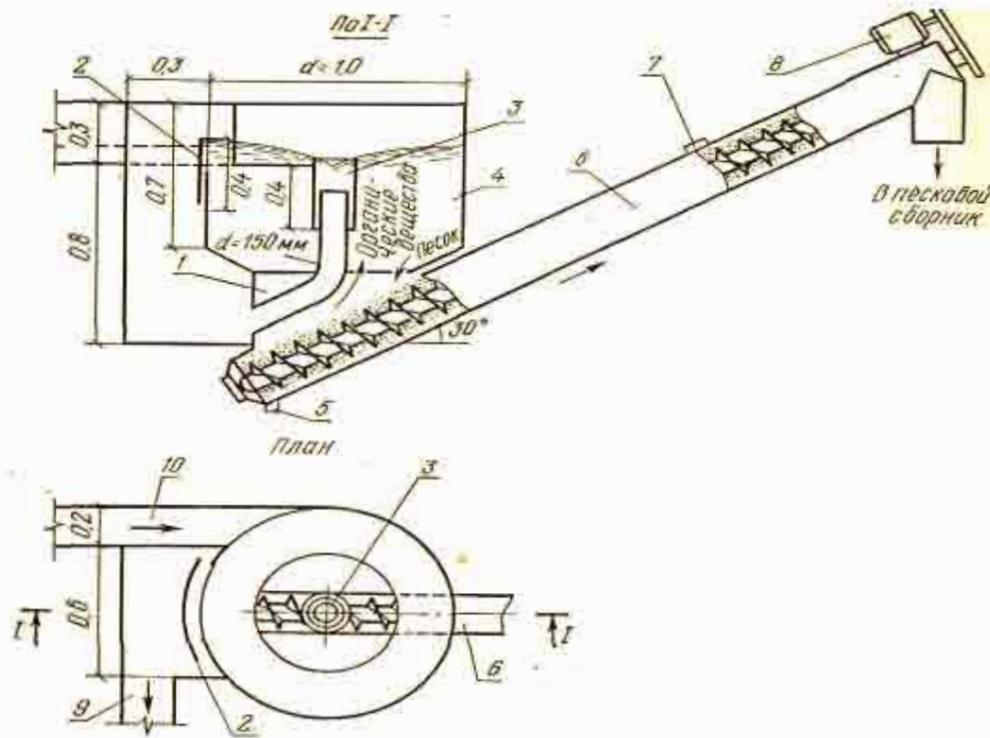


Рис. 7.3. Тангенциальная песколовка с вихревой водяной воронкой:  
1 — осадочная часть; 2 — подвижной боковой водослив; 3 — телескопическая труба; 4 — рабочая часть; 5 — заглушка; 6 — шнек; 7 — отверстие для сброса отмытых органических веществ; 8 — электродвигатель с редуктором; 9 — отводящий лоток; 10 — подающий лоток

Диаметр песколовки

$$d = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,32}{3,14}} = 2,60 \text{ м.}$$

Глубину песколовки принимаем равной половине диаметра:

$$H = \frac{1}{2}d = 1,3 \text{ м.}$$

В песколовках задерживается песок крупностью зерен 0,2—0,25 мм (гидравлическая крупность 18—24 мм/с).

Объем песка (влажность 60 %), задерживаемого песколовками за сутки,

$$W_{\text{ос}} = \frac{pN_{\text{пр}}}{1000} = \frac{0,02 \cdot 106\,000}{1000} = 2,12 \text{ м}^3.$$

Объем камер для песка принимается равным объему песка, выпавшего в течение двух суток:

$$W_{\text{к}} = 2W_{\text{ос}} = 4,24 \text{ м}^3.$$

Удаление задерживаемого песка предусматривается с помощью эрлифта (в песколовках типа Гейгера) или шнеком (в песколовках с водяной вихревой воронкой).

Расчет горизонтальной песколовки с круговым движением воды (вариант II) (рис. 7.4). Горизонтальные песколовки с круговым движением воды экономичны и надежны.

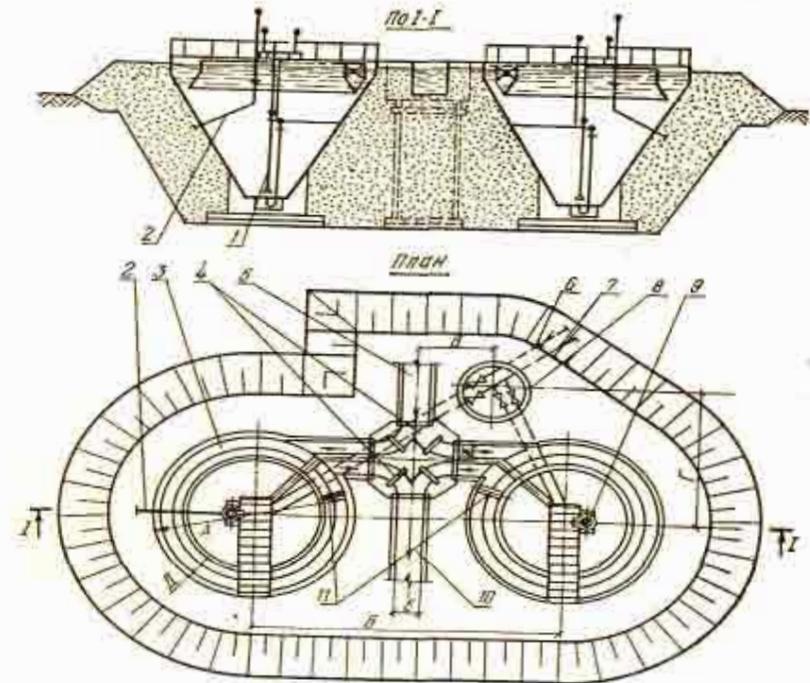


Рис. 7.4. Горизонтальные песколовки с круговым движением воды пропускной способностью 1400—70 000 м<sup>3</sup>/сут:  
1 — гидрозавод; 2 — трубопровод для отвода всплывающих примесей; 3 — желоб; 4 — поверхностные затворы с ручным приводом; 5 — подводный лоток; 6 — пульпопровод; 7 — трубопровод для рабочей жидкости; 8 — камера переключения; 9 — устройство для сбора всплывающих примесей; 10 — отводящий лоток; 11 — полупогружные щиты

ны в работе. Эффективность их работы выше, чем обычных горизонтальных песколовков, что объясняется вращательным движением сточной жидкости в плоскости сечения потока, вызываемого круговым движением сточной воды в плане.

Исходные данные:

максимальный расход сточных вод  
минимальный расход сточных вод  
приведенное население по взвешенным веществам

$$q_{\text{макс}} = 324 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{мин}} = 94 \text{ л/с}$$

$$N_{\text{пр}} = 106 \text{ 000 чел.}$$

Основные характеристики горизонтальных песколовков с круговым движением воды (типовой проект 902-2-27) представлены в табл. 7.1.

Табл. 7.1. Основные характеристики горизонтальных песколовков с круговым движением воды

Тип песколовки	Пропускная способность		Основные размеры, мм						
	м³/сут	л/с	А	Б	В	Г	Д	Е	Ж
I	1400—2700	31—56	4000	6000	2000	4700	500	300	200
II	2700—4200	56—83	4000	6000	2000	4700	500	300	250
III	4200—7000	83—133	4000	6000	2000	4700	800	450	300
IV	7000—10000	133—183	4000	6500	2000	4350	800	600	350
V	10000—17000	183—278	6000	10000	2500	5000	1000	600	600
VI	17000—25000	278—394	6000	10000	2500	5000	1400	900	900
VII	25000—40000	394—590	6000	11000	2500	4850	1500	900	900
VIII	40000—70000	590—1070	6000	11000	2500	4850	1800	1200	900

Принимаем два отделения песколовков диаметром 6 м (тип VI). Размеры кругового лотка песколовки: ширина  $D = 1,4$  м; высота прямоугольной части  $h_1 = 0,5$  м; высота треугольной части  $h_2 = 0,4$  м.

По таблицам гидравлического расчета канализационных сетей определяем размеры подводящего канала к отделению песколовки (табл. 7.2).

Площадь живого сечения кругового лотка при расчетном расходе

$$\omega = \frac{10^{-3} q_{\text{макс}}}{2v_{\text{макс}}} = \frac{10^{-3} \cdot 324}{2 \cdot 0,3} = 0,54 \text{ м}^2.$$

Табл. 7.2. Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с	
	$q_{\text{макс}} / 2 = 162$	$q_{\text{мин}} / 2 = 47$
Уклон, $i$	0,002	0,002
Ширина канала $B$ , м	0,90	0,90
Наполнение $H$ , м	0,22	0,10
Скорость $v$ , м/с	0,86	0,70

Площадь сечения треугольной части кругового лотка

$$\omega_1 = \frac{Dh_2}{2} = \frac{1,4 \cdot 0,4}{2} = 0,28 \text{ м}^2.$$

Площадь сечения прямоугольной части кругового лотка

$$\omega_2 = \omega - \omega_1 = 0,54 - 0,28 = 0,26 \text{ м}^2.$$

Высота слоя жидкости в прямоугольной части кругового лотка

$$h_1 = \frac{\omega_2}{D} = \frac{0,26}{1,4} = 0,19 \text{ м.}$$

Площадь живого сечения кругового лотка при минимальном расходе

$$\omega_{\text{мин}} = \omega_1 + D[h_1 - (H_{\text{макс}} - H_{\text{мин}})] = 0,28 + 1,4[0,19 - (0,22 - 0,12)] = 0,31 \text{ м}^2.$$

где  $H_{\text{макс}}$  — наполнение подводящего канала при максимальном расходе, м;  $H_{\text{мин}}$  — то же, при минимальном расходе, м.

Скорость протока сточных вод в песколовке при минимальном расходе

$$v_{\text{мин}} = \frac{10^{-3} q_{\text{мин}}}{2\omega_{\text{мин}}} = \frac{10^{-3} \cdot 94}{2 \cdot 0,31} = 0,15 \text{ м/с.}$$

Длина песколовки по средней линии осадочной части

$$L_{\Phi} = 2\pi R = 2\pi \left( \frac{A}{2} - \frac{D}{2} \right) = 2 \cdot 3,14 (3,0 - 0,7) = 14,45 \text{ м,}$$

где  $A$  — диаметр песколовки:  $A = 6,0$  м;  $D$  — ширина кругового лотка:  $D = 1,4$  м.

Требуемая длина песколовки [19]

$$L_{\text{тр}} = K \frac{1000 H_p}{u_0} v = 1,62 \frac{1000 \cdot 0,59 \cdot 0,3}{19,8} = 14,45 \text{ м,}$$

где  $K$  — коэффициент, принимаемый в зависимости от гидравлической крупности песка: для частиц песка диаметром 0,21 мм  $K=1,62$ ;  $H_p$  — расчетная глубина песколовки, м (см. рис. 7.4);  $u_0$  — гидравлическая крупность песка:  $u_0 = 18-24$  мм/с [19];  $v$  — скорость движения сточных вод:  $v=0,3$  м/с.

Таким образом,  $L_{\phi} = L_{\text{тр}}$ .

Продолжительность протока сточных вод в песколовке

$$T = \frac{L}{v_{\text{макс}}} = \frac{3,14 \cdot 4,6}{0,3} = 48 \text{ с} > 30 \text{ с},$$

(что удовлетворяет требованию СНиП II-32-74).

Объем задерживаемого песка влажностью 60 % составит за сутки:

$$W_{\text{ос}} = 2,12 \text{ м}^3 \text{ (см. предыдущий расчет).}$$

Удаление песка из песколовки производится гидроэлеваторами в песковые бункера один раз в сутки. Методику расчета бункеров см. в гл. 5.

### 7.3. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЙ АЭРАЦИИ СТОЧНЫХ ВОД

**Общие сведения.** Предварительная аэрация сточных вод может осуществляться в преаэраторах, биокоагуляторах, осветлителях.

Преаэраторы применяют на станциях очистки с аэротенками; биокоагуляторы и осветлители — на станциях как с аэротенками, так и с биологическими фильтрами [19].

В результате предварительной аэрации достигается дальнейшее снижение концентрации загрязнений в сточной воде, отстоянной в первичных отстойниках, а также извлекаются ионы тяжелых металлов и других загрязнений, неблагоприятно влияющие на процесс очистки [19].

Ниже приводится расчет предварительной аэрации сточных вод в трех вариантах.

Исходные данные:

максимальный часовой приток сточных вод

приведенное население по взвешенным веществам

начальная концентрация взвешенных веществ в сточной воде

БПК<sub>30</sub> отстоянной пробы

$$Q_{\text{макс.ч}} = 1170 \text{ м}^3/\text{ч}$$

$$N_{\text{гр}} = 106\,000 \text{ чел}$$

$$b = 345 \text{ мг/л}$$

$$L_a = 290 \text{ мг/л}$$

**Расчет преаэратора (рис. 7.5).** Расчет преаэратора проводится для случая очистки сточных вод в аэротенках.

Объем преаэратора определяется по расчетному расходу исходя из продолжительности аэрации  $T=10-20$  мин:

$$W = \frac{Q_{\text{макс.ч}} \cdot T}{60} = \frac{1170 \cdot 20}{60} = 390 \text{ м}^3. \quad (7.1)$$

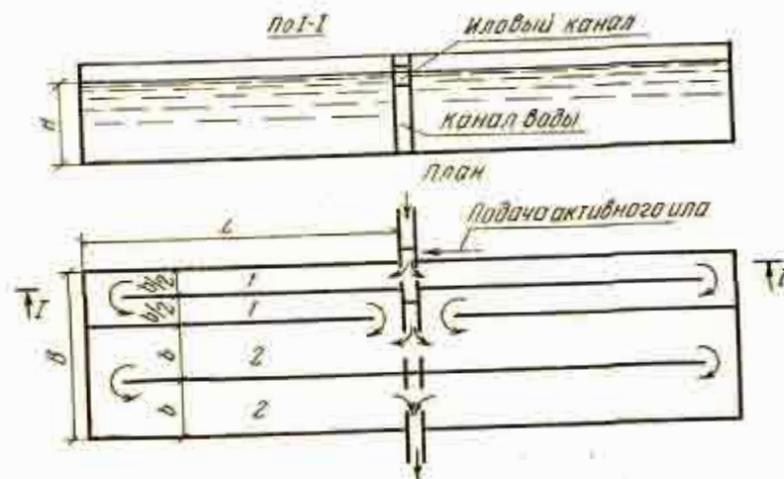


Рис. 7.5. Схема преаэратора: 1 — регенератор; 2 — преаэратор

Расход воздуха, подаваемого в преаэратор,

$$V = D Q_{\text{макс.ч}} = 0,5 \cdot 1170 = 585 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где  $D$  — удельный расход воздуха на 1 м<sup>3</sup> сточной воды:  $D=0,5$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>.

Площадь преаэраторов в плане

$$F = \frac{V}{I} = \frac{585}{5} = 117 \text{ м}^2,$$

где  $I$  — интенсивность аэрации воздуха на 1 м<sup>2</sup> зеркала воды в час; принимается 4—7 м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·ч) [9]:  $I=5$ .

Рабочая высота преаэратора

$$H = \frac{W}{F} = \frac{390}{117} = 3,35 \text{ м}.$$

Принимаем двухсекционный преаэратор с размерами секции в плане  $B \times L = 6 \times 10$  м.

Одна треть общего объема преаэратора выделяется под регенератор.

Прирост активного ила в аэротенках составит

$$\text{Пр} = 0,8b'' + 0,3z_a = 0,8 \cdot 138 + 0,3 \cdot 246 = 161 \text{ мг/л,}$$

где  $b''$  — концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающей в аэротенк (см. ниже, расчет вертикальных отстойников):  $b'' = 138$  мг/л;  $z_a$  — БПК<sub>20</sub> сточной воды, поступающей в аэротенк, с учетом увеличения эффективности задержания загрязнений по БПК<sub>20</sub> на 15% за счет предварительной аэрации:  $z_a = 290 \cdot 0,85 = 246$  мг/л.

Объем избыточного активного ила, подаваемого в преаратор в час (с влажностью  $P = 97,3\%$ , плотностью  $\rho = 1,0 \text{ т/м}^3$ ).

$$U_{\text{изб}} = \frac{\text{Пр} Q_{50}}{(100 - P) \rho 10^6} = \frac{161 \cdot 1170 \cdot 50}{(100 - 97,3) 10^6} = 3,5 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

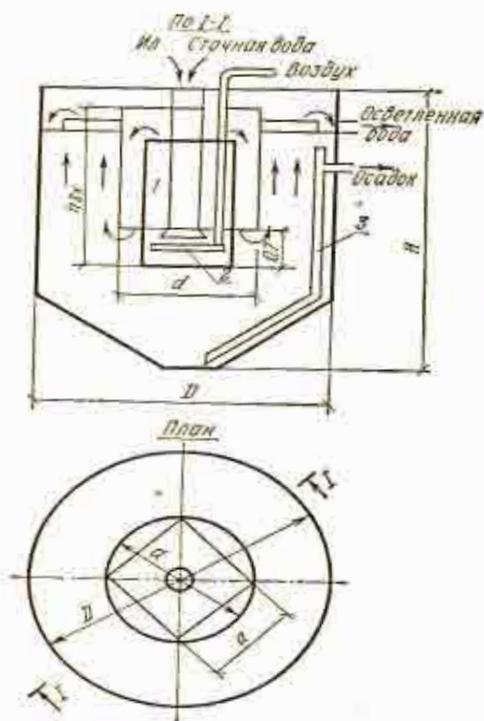


Рис. 7.6. Схема биологического отстойника: 1 — камера биологической аэрации; 2 — камера отстаивания; 3 — иловая труба

#### Расчет биологического отстойника (вариант I) (рис. 7.6).

Биологический отстойник — первичный вертикальный отстойник, оборудованный камерой для предварительной аэрации сточных вод.

Продолжительность аэрации с биопленкой — 20 мин. Для биопленки, подаваемой в биологический отстойник, предусматривается регенератор с продолжительностью аэрации 24 ч [19].

Объем камер биологической аэрации по формуле (7.1)

$$W_{\text{бк}} = 1170 \frac{20}{60} = 386 \text{ м}^3.$$

Площадь камер биологической аэрации в плане

$$F_{\text{бк}} = \frac{W_{\text{бк}}}{h_{\text{бк}}} = \frac{386}{4,3} = 90 \text{ м}^2,$$

где  $h_{\text{бк}}$  — глубина камеры биологической аэрации, принимаемая конструктивно по высоте зоны отстаивания:  $h_{\text{бк}} = 4,3 \text{ м}$ .

Площадь отстойной части биологического отстойника

$$F_{\text{от}} = \frac{Q_{\text{макс.ч}}}{10^{-3} v \cdot 3600} = \frac{1170}{0,0008 \cdot 3600} = 406 \text{ м}^2,$$

где  $v$  — расчетная скорость движения сточных вод в зоне отстаивания (не более 0,8—0,85 мм/с); принимаем  $v = 0,8$  мм/с (0,0008 м/с).

Суммарная площадь

$$F = F_{\text{бк}} + F_{\text{от}} = 90 + 406 = 496 \text{ м}^2.$$

Принимаем 8 биологических отстойников площадью в плане 62 м<sup>2</sup> каждый. Диаметр одного биологического отстойника

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 62}{3,14}} = 8,9 \text{ м} \approx 9 \text{ м}.$$

Площадь камеры биологической аэрации в плане 11,25 м<sup>2</sup> при стороне квадратного сечения  $a = 3,36$  м.

Вода после отстаивания характеризуется следующими показателями:

содержание взвешенных веществ в сточной воде

$$b_1 = \frac{b(100 - \mathcal{E})}{100} = \frac{345(100 - 70)}{100} = 102 \text{ мг/л,}$$

где  $\mathcal{E}$  — эффект осветления сточных вод:  $\mathcal{E} = 70\%$ .

БПК<sub>20</sub> (при эффекте снижения на 30%) составит

$$L_T = \frac{290(100 - 30)}{100} = 203 \text{ мг/л.}$$

Расход воздуха, подаваемого в биологические отстойники, определяется из расчета 0,5 м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup> жидкости:

$$V = 0,5 \cdot 1170 = 595 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Расход подаваемой в биологический отстойник биологической пленки после высоконагружаемых биофильтров составляет 100%.

Суточный расход биопленки, подаваемой в биологический отстойник,

$$Q_{\text{б.сут}} = \frac{a 100 N_{\text{пр}}}{(100 - P_{\text{б}}) \rho 10^6} = \frac{28 \cdot 100 \cdot 106\,000}{(100 - 96) 1 \cdot 10^6} = 74,2 \text{ м}^3/\text{сут,}$$

где  $a$  — расход избыточной биопленки (граммы на человека в сутки):  $a = 28$ ;  $P_{\text{б}}$  — влажность биопленки:  $P_{\text{б}} = 96\%$  [19];  $\rho$  — плотность биопленки:  $\rho = 1,0 \text{ т/м}^3$ .



Концентрация взвешенных веществ в сточной воде (при снижении концентрации загрязнений по взвешенным веществам на 70 %)

$$b_1 = \frac{345 (100 - 70)}{100} = 103 \text{ мг/л};$$

БПК<sub>подп</sub> (при эффекте снижения на 15 %)

$$\frac{290 (100 - 15)}{100} = 246 \text{ мг/л.}$$

#### 7.4. РАСЧЕТ ПЕРВИЧНЫХ ОТСТОЙНИКОВ

Расчет первичных вертикальных отстойников (вариант I) (рис. 7.8). Тип отстойников выбирается с учетом производительности станции очистки сточных вод. Вертикальные отстойники могут применяться при пропускной способности станции до 20 000 м<sup>3</sup>/сут.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод  
расчетный расход сточных вод  
начальная концентрация взвешенных веществ в сточной жидкости

$$Q_{\text{ср.сут}} = 20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$q_{\text{макс}} = 0,324 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$b = 345 \text{ г/м}^3$$

Основные размеры типовых вертикальных отстойников из сборного железобетона приведены в табл. 7.3.

Табл. 7.3. Основные параметры первичных вертикальных отстойников из сборного железобетона

Типовой проект	Диаметр отстойника, м	Пропускная способность при T=1,5 ч, л/с	Высота, м		
			общая	цилиндрической части	конической части
902-2-165	6	19,3	6,9	4,1	2,8
902-2-166	9	43,5	9,3	4,2	5,1

Осаждение взвеси в вертикальных отстойниках отличается от осаждения в горизонтальных и радиальных отстойниках, поэтому и расчет их отличается определенной спецификой [8].

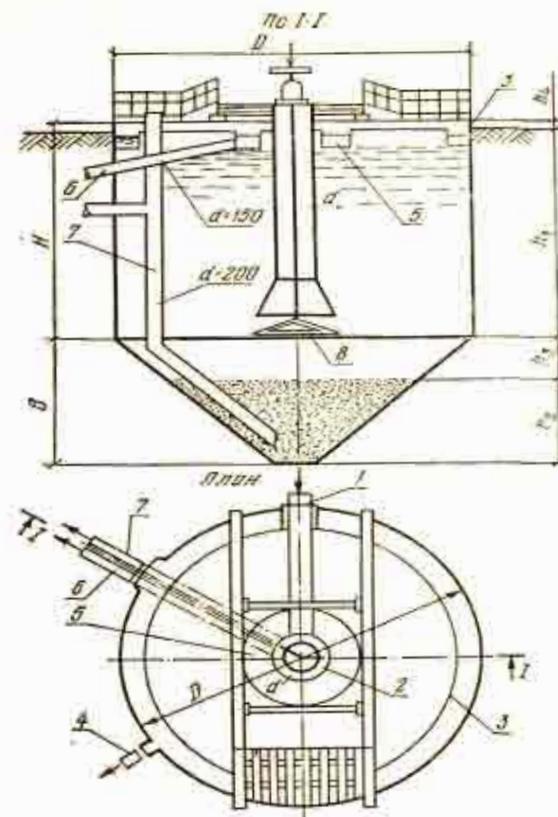


Рис 7.8. Вертикальный отстойник:

1 — подача сточной жидкости; 2 — центральная труба; 3 — лоток для осветленной воды; 4 — отвод осветленной воды; 5 — лоток для всплывающих примесей; 6 — отвод всплывающих примесей; 7 — иловый вод; 8 — отражательный щит

Для расчета вертикальных отстойников рекомендуется принимать следующие данные [8, 19]:

скорость восходящего потока	$v \leq 0,7 \text{ мм/с}$
скорость движения жидкости в центральной трубе	$v_{\text{ц.т}} \leq 0,03 \text{ м/с}$
скорость входа воды в отстойник через зазор между концом раструба центральной трубы и отражательным щитом	$v_3 \leq 0,02 \text{ м/с}$

длина центральной трубы  
 высота щели между нижней  
 кромкой центральной трубы и  
 поверхностью отражательного  
 щита  
 высота слоя между низом от-  
 ражательного щита и поверхно-  
 стью осадка

$$h_{ц.т} = 2,75 \text{ м}$$

$$h_{щ} = 0,25 - 0,5 \text{ м}$$

$$h_{н} = 0,3 \text{ м}$$

Расчет по методу С. М. Шифрина выполняется по номограмме (рис. 7.9).

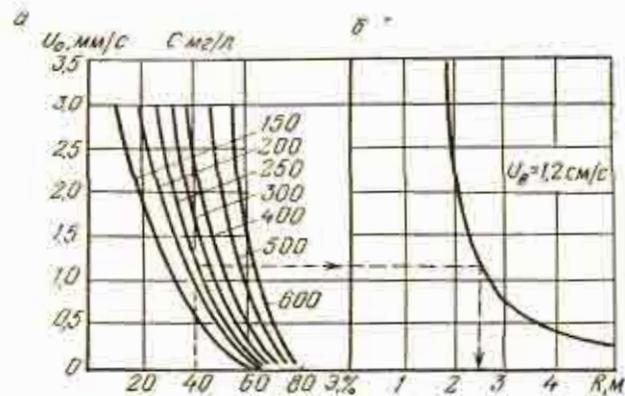


Рис. 7.9. Номограмма к расчету вертикальных отстойников:

а — кривые зависимости эффекта осветления в вертикальных отстойниках от минимальной гидравлической крупности осаждаемых частиц и начальной концентрации взвешенных веществ в сточной воде; б — кривая расчета вертикальных отстойников по методу проф. С. М. Шифрина

Для рассматриваемого случая  $\mathcal{E} = 45\%$  при продолжительности отстаивания 1,5 ч [8, 7].

По полученному эффекту осветления и исходной концентрации взвешенных веществ  $b = 345 \text{ г/м}^3$  определяем гидравлическую крупность минимальных частиц взвеси, которые должны быть задержаны в отстойнике:  $u_0 = 1,5 \text{ мм/с}$  (рис. 7.9).

По минимальной скорости осаждения и средней скорости входа воды в отстойник определяем радиус отстойника (рис. 7.10):  $R = 2,4 \text{ м}$ .

Принимаем типовые вертикальные отстойники диаметром 6,0 м (типовой проект 902-2-165).

Площадь отстойника в плане

$$F' = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 36}{4} = 28,2 \text{ м}^2.$$

Площадь живого сечения всех отстойников

$$F_1 = \frac{q_{\text{макс}}}{v} = \frac{0,324}{0,0007} = 463 \text{ м}^2.$$

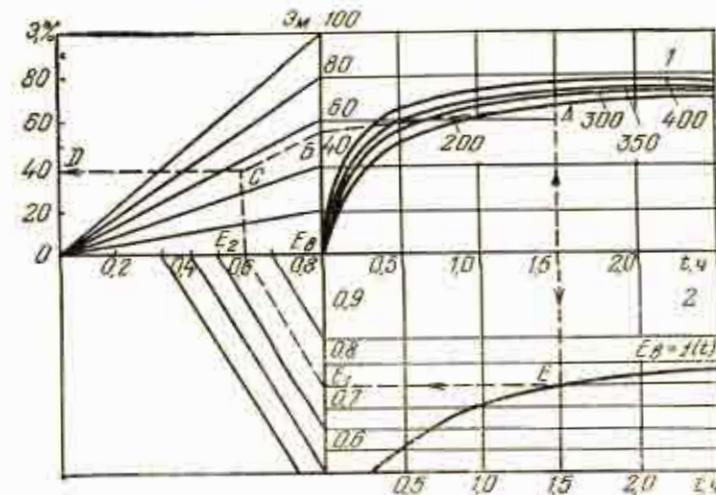


Рис. 7.10. Номограмма для определения эффекта осветления сточной жидкости

Площадь центральных труб всех отстойников

$$f = \frac{q}{v_{ц.т}} = \frac{0,324}{0,030} = 10,8 \text{ м}^2.$$

Суммарная площадь всех отстойников

$$F = F_1 + f = 463 + 10,8 \approx 474 \text{ м}^2.$$

Необходимое число отстойников

$$N = \frac{F}{F'} = \frac{474}{28,2} = 16,8.$$

Принимаем общее число отстойников 17.

Расчет первичных отстойников по обобщенному методу [19] выполнен по формуле (5.2):

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 0,35 \cdot 3,8}{1,14 \cdot 500 \cdot 1,27} = 1,83 \text{ мм/с}.$$

При этом  $T=500$  с (для  $\mathcal{E}=45\%$ );  $\alpha=1,14$ ;  $\omega=0$ ;  $n=0,25$ ;  $K=0,35$ ;  $\left(\frac{KH}{h}\right)^n=1,27$ .

Радиус вертикального отстойника

$$R = \sqrt{\frac{Q_{\max,ч}}{N \cdot 3,6 \cdot K \cdot \alpha}}$$

где  $Q_{\max,ч}$  — расчетный расход сточных вод, м<sup>3</sup>/ч.

При числе отстойников  $N$  имеем

$$\sqrt{N} R = \sqrt{\frac{1170}{3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,35 \cdot 1,83}} = 12,7 \text{ м,}$$

при  $R=4,5$  м  $N=8$ ;

при  $R=3,0$  м  $N=18$  (по расчету  $N=17,8$ ).

Принимаем типовые вертикальные отстойники диаметром 9,0 м (типовой проект 902-2-166) (число отстойников — 8).

Площадь живого сечения центральной трубы отстойника

$$f = \frac{q_{\max}}{N v_{ц,т}} = \frac{0,324}{8 \cdot 0,03} = 1,35 \text{ м}^2.$$

Диаметр центральной трубы

$$d = \sqrt{\frac{4f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,35}{3,14}} = 1,3 \text{ м.}$$

Вынос взвеси из первичных отстойников составит

$$b' = \frac{b(100-45)}{100} = \frac{345(100-45)}{100} = 190 \text{ г/м}^3.$$

Так как концентрация взвешенных веществ в осветленных сточных водах, подаваемых на биофильтры, не должна превышать 150 мг/л [19], предусматривается предварительная биокоагуляция их. Увеличение эффективности задержания загрязнений (по БПК<sub>полн</sub> и взвешенным веществам) в отстойниках с предварительной биокоагуляцией сточных вод в биокоагуляторах составляет 10—15% [19], т. е. эффект задержания — 60%. В этом случае вынос взвеси из отстойников

$$b'' = \frac{345(100-60)}{100} = 138 \text{ г/м}^3,$$

что не превышает допустимого значения.

Объем осадка (м<sup>3</sup>), накапливаемого в отстойнике с биокоагуляцией, определяем по формуле

$$W_{ос} = \frac{b \mathcal{E} Q_{ср,сут} T}{N (100 - P) 10^6 \rho}, \quad (7.2)$$

где  $b$  — концентрация взвешенных веществ в сточной воде, г/м<sup>3</sup>;  $\mathcal{E}$  — требуемый эффект задержания взвешенных веществ в отстойниках с предварительной биокоагуляцией:  $\mathcal{E}=60\%$ ;  $T$  — период накопления осадка в отстойнике:  $T \leq 2$  сут [19];  $N$  — число отстойников;  $P$  — влажность осадка:  $P=95\%$  [19];  $\rho$  — плотность осадка;  $\rho=1$  т/м<sup>3</sup>:

$$W_{ос} = \frac{345 \cdot 60 \cdot 20\,000 \cdot 2}{8(100-95)10^6 \cdot 1} = 20,5 \text{ м}^3.$$

Общая высота отстойника (см. рис. 7.8)

$$H = h_1 + h_ц + B = 3,8 + 0,4 + 5,1 = 9,3 \text{ м.}$$

Удаление осадка из отстойника предусматривается под гидростатическим напором 1,5 м по иловой трубе диаметром 200 мм.

**Расчет осветлителей-перегнивателей (вариант II) (рис. 7.11).** Осветлители-перегниватели применяют на станциях очистки сточных вод с пропускной способностью до 30 000 м<sup>3</sup>/сут [19].

Осветлитель-перегниватель выполняется в виде комбинированного сооружения, состоящего из перегнивателя и осветлителя с естественной аэрацией, концентрически расположенного внутри перегнивателя.

Основные конструктивные размеры для подбора осветлителей-перегнивателей с естественной аэрацией приведены в табл. 7.4 [8].

Размеры типовых осветлителей-перегнивателей даны в табл. 7.5.

Расчет осветлителя с естественной аэрацией ведем аналогично вышеизложенному.

Общий объем зоны осветления

$$W = Q_{\max,ч} T = 1170 \cdot 1,5 = 1750 \text{ м}^3,$$

где  $T=1,5$  ч.

Площадь отстойной части осветлителей

$$F_{от} = \frac{Q_{\max,ч}}{10^{-3} v_{3600}} = \frac{1170}{0,0008 \cdot 3600} = 406 \text{ м}^2.$$

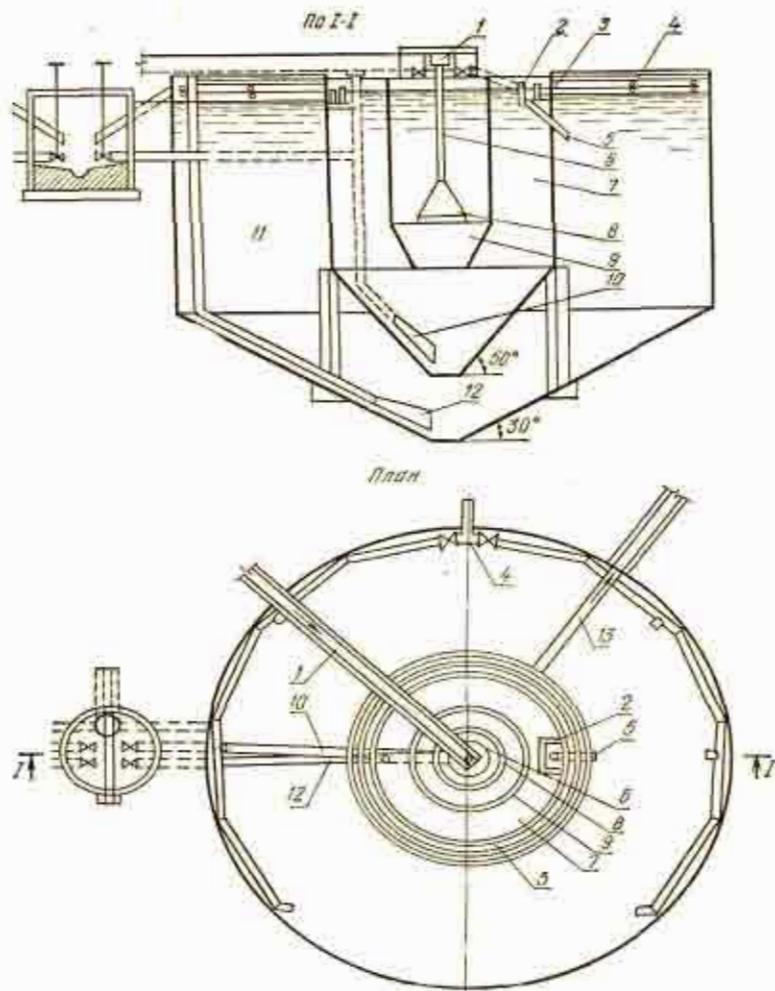


Рис. 7.11. Осветитель-перегниватель:

1 — подающий лоток; 2 — лоток для удаления корки; 3 — сборный лоток; 4 — илораспределительная труба; 5 — труба для удаления корки; 6 — подающая труба; 7 — отстойная камера; 8 — отражательный щит; 9 — камера флокуляции; 10 — иловая труба; 11 — камера для сбраживания осадка; 12 — труба для удаления сброженного осадка; 13 — лоток для отвода осветленной воды.

Табл. 7.4. Основные данные для подбора осветлителей-перегнивателей с естественной аэрацией

Диаметр, м	Высота конической части, м	Рабочий объем сооружения, м <sup>3</sup>	Диаметр, м	Высота конической части, м	Рабочий объем сооружения, м <sup>3</sup>
5	1,45	120,4	12	3,48	770
6	1,74	176,3	13	3,77	915
7	2,03	244	14	4,06	1077
8	2,32	323,6	15	4,35	1254
9	2,61	415	16	4,64	1448
10	2,9	520,5	17	4,98	1660
11	3,2	639	18	5,22	1880

Примечание. Высота цилиндрической части принята 6 м исходя из размера типовых панелей, высота борта — 0,3 м.

Табл. 7.5. Размеры типовых осветлителей-перегнивателей

Тип	Перегниватель			Осветлитель					Диаметр камеры флокуляции, м
	диаметр, м	высота, м	объем, м <sup>3</sup>	диаметр, м	высота, м	объем, м <sup>3</sup>	пропускная способность при $v=0,9$ мм/с в отстойной зоне		
							л/с	м <sup>3</sup> /сут	
1	9	8,61	333	4	7,16	65,3	9	295	1,7
2	12	9,48	637	5	7,75	103,1	13,6	445	2,3
3	15	10,35	1059	6	8,34	154,6	20	655	2,7

Объем камер флокуляции

$$W_{\phi} = 1170 \frac{20}{60} = 390 \text{ м}^3.$$

Площадь камер флокуляции в плане

$$F_{\phi} = \frac{W_{\phi}}{h_{\phi}} = \frac{390}{4,5} = 86 \text{ м}^2,$$

где  $h_{\phi}$  — рабочая глубина камеры флокуляции:  $h_{\phi} = 4,5$  м [8].

Суммарная площадь

$$F_{\text{сов}} = F_{\text{от}} + F_{\phi} = 406 + 86 = 492 \text{ м}^2.$$

Определяем суточный объем смеси, загружаемой в осветлитель-перегниватель.

1. Расход сырого осадка (влажность  $P=95\%$ ,  $\Theta=70\%$ ) из осветлителя по формуле (7.2)

$$W_{oc} = \frac{bQ\Theta T}{(100 - P_1) 10^6 \rho} = \frac{345 \cdot 20\,000 \cdot 70 \cdot 1}{(100 - 95) 10^6 \cdot 1,00} = 96,2 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

2. Расход избыточной биопленки (влажность  $P_2=96\%$ ) из вторичных отстойников

$$W_{биоп} = \frac{aN_{пр} 100}{(100 - P_2) 10^6 \rho} = \frac{28 \cdot 106\,000 \cdot 100}{(100 - 96) 10^6 \cdot 1,00} = 74 \text{ м}^3/\text{сут.},$$

где  $a$  — расход избыточной биопленки на станциях очистки с высоконагружаемыми биофильтрами:  $a=28$  г/(чел·сут);  $N_{пр}=106\,000$  чел;  $P_2$  — влажность осадка (биопленки) из вторичных отстойников;  $P_2=96\%$  [19];  $\rho$  — плотность осадка (избыточной биопленки), т/м<sup>3</sup>.

3. Общий объем смеси

$$W_{общ} = W_{oc} + W_{биоп} = 96,2 + 74 = 170,2 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Средняя влажность смеси

$$P_{см} = 100 \left( 1 - \frac{O_{сух} + B_{сух}}{W_{общ} \rho} \right),$$

где  $O_{сух}$  — масса сухого вещества в сыром осадке, выпавшем за сутки, т;  $B_{сух}$  — то же, в осевшей биопленке:

$$O_{сух} = \frac{W_{oc} (100 - 95)}{100} \rho = \frac{96,2 (100 - 95) 1,00}{100} = 4,83 \text{ т/сут.};$$

$$B_{сух} = \frac{W_{биоп} (100 - 96)}{100} \rho = \frac{74 (100 - 96) 1,00}{100} = 2,97 \text{ т/сут.};$$

$$P_{см} = 100 \left( 1 - \frac{4,83 + 2,97}{170,2 \cdot 1} \right) = 95,4 \text{ \%}.$$

Объем септической камеры осветлителя-перегнивателя определяем по суточной дозе загрузки:

$$W_{п} = \frac{W_{общ} 100}{d} = \frac{170,2 \cdot 100}{1,85} = 9220 \text{ м}^3,$$

где  $d$  — суточная доза загрузки в зависимости от влажности осадка и средней зимней температуры сточных вод:  $d=1,7\%$  при  $t=12^\circ\text{C}$  (табл. 7.6). Так как в таблице значение суточной дозы загрузки дано для влажности  $95\%$ , а

расчетная влажность смеси  $P_{см}=95,4\%$ , уточняем значение дозы загрузки:

$$d' = d \frac{100 - 95}{100 - P_{см}} = 1,7 \frac{100 - 95}{100 - 95,4} = 1,85 \text{ \%}.$$

Суммарный рабочий объем осветлителей-перегнивателей

$$W_{р} = W + W_{ф} + W_{п} = 1750 + 390 + 9220 = 11\,360 \text{ м}^3.$$

По табл. 7.4 принимаем к установке 10 осветлителей-перегнивателей диаметром 15 м с рабочим объемом 1254 м<sup>3</sup> каждый.

Расчетная скорость движения сточных вод в отстойной зоне

Табл. 7.6. Суточные дозы загрузки

Средняя зимняя температура, °С сточных вод или осадка	6	7	8,5	10	12	15	20
Суточная доза загрузки, %	0,72	0,85	1,02	1,28	1,7	2,57	5

Примечание. Суточная доза загрузки указана для осадка влажностью  $95\%$ . При иной влажности осадка суточную дозу загрузки необходимо уточнять, умножая ее значение на отношение  $\frac{100-95}{100-P}$ .

$$v = \frac{q_{\max}}{NF} = \frac{0,324 \cdot 1000}{10 \cdot 22,4} = 1,45 \text{ мм/с},$$

где  $F$  — площадь отстойной зоны, м<sup>2</sup>:

$$F = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) = \frac{3,14}{4} (36 - 7,3) = 22,4 \text{ м}^2,$$

где  $D_1$  — диаметр осветлителя, м;  $D_2$  — диаметр камеры флокуляции, м.

Для принятого типового осветлителя-перегнивателя (см. табл. 7.5) объем камеры флокуляции

$$W_{ф} = W_{общ} - W_{oc} - W_{п} = 1254 - 154,6 - 1059 = 40,4 \text{ м}^3.$$

#### 7.5. РАСЧЕТ ВЫСОКОНАГРУЖАЕМЫХ БИОФИЛЬТРОВ

**Общие сведения.** Высоконагружаемые биофильтры благодаря своим конструктивным особенностям (крупность загрузочного материала 40—70 мм; высота загрузки до

2—4 м) и гидравлической нагрузке 10—30 м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·сут) отличаются от капельных биофильтров большой окислительной мощностью.

В отечественной практике получили распространение сооружения с искусственной вентиляцией — аэрофильтры.

Исходные данные:

среднесуточный расход сточных вод

$$Q_{\text{ср.сут}} = 20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

БПК<sub>20</sub> сточных вод после отстаивания в осветлителях с естественной аэрацией

$$L_a = 246 \text{ мг/л}$$

требуемая степень очистки по БПК<sub>полн</sub>

$$L_T = 15 \text{ мг/л}$$

средняя годовая температура воздуха

$$t = 5,7 \text{ }^\circ\text{C}$$

температура сточной жидкости летом

$$t = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

то же зимой

$$t = 12 \text{ }^\circ\text{C}$$

**Расчет аэрофильтров (вариант I).** Расчет ведем по методу, рекомендованному СНиП II-32—74 [19].

Определяем коэффициент

$$K = \frac{L_a}{L_T} = \frac{246}{15} = 16,4.$$

Для нахождения рабочей высоты биофильтра, гидравлической нагрузки и удельного расхода воздуха пользуемся табл. 39 [19].

Так как  $L_a < 300$  мг/л, расчет ведем без рециркуляции. Для расчетной средней зимней температуры сточных вод  $t = 12$  °С значения  $K = 16,4$  в табл. 39 [19] нет. В таком случае параметры аэрофильтров принимают по ближайшему большему значению  $K$ , т. е.  $K = 18,4$ , или по интерполяции.

Параметры аэрофильтров (по интерполяции): рабочая высота  $H = 4$  м; удельный расход воздуха  $B = 12$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; гидравлическая нагрузка  $q_0 = 12,5$  м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·сут).

Общая площадь аэрофильтров

$$F = \frac{Q_{\text{ср.сут}}}{q_0} = \frac{20\,000}{12,5} = 1600 \text{ м}^2.$$

Аэрофильтры могут быть круглые и прямоугольные в плане. Данные по типовым проектам высоконагружаемых биофильтров (аэрофильтров) приведены в табл. 7.7. Прини-

**Табл. 7.7.** Данные по типовым проектам высоконагружаемых биофильтров (аэрофильтров)

Типовой проект	Размеры, м	Высота загрузки, м	Число секций	Условия расположения
902-2-213	6×12	3—4	2	В зданиях
902-2-314	12×12	3—4	2	То же
902-2-235	12×12	3—4	4	»
902-2-236	12×18	3—4	4	»

маем 8 отделений четырехсекционных высоконагружаемых биофильтров, располагаемых в зданиях с размерами секций 12×18 м и высотой загрузки 4 м (типовой проект 902-2-236). Принятое число секций соответствует рекомендациям [19].

Общий объем фильтрующей загрузки  $W = HF = 4 \cdot 1600 = 6400$  м<sup>3</sup>.

В качестве загрузочного материала используем щебень условной крупностью 40—70 мм (табл. 37 [19]).

Для обеспечения эффективной работы биофильтров предусматривается искусственная вентиляция. Воздух подается в междудонное пространство с напором 100 мм у ввода в биофильтр.

Необходимый расход воздуха для аэрации биофильтров

$$D = B \frac{Q_{\text{ср.сут}}}{24} = 12 \frac{20\,000}{24} = 10\,000 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Принимаем к установке вентиляторы (2 рабочих, 1 резервный) типа Ц4—70, Н6, 3095-2а со следующими характеристиками: подача—5000 м<sup>3</sup>/ч, напор—110 мм, диаметр колеса—0,95 D<sub>ном</sub>, частота вращения—1440 мин<sup>-1</sup>, КПД—0,65, мощность электродвигателя—5,5 кВт.

Технические характеристики вентиляторов различных типов приведены в справочнике проектировщика «Внутренние санитарно-технические устройства» (под ред. И. Г. Старовойтова. Вентиляция и кондиционирование воздуха.— М.: Стройиздат, 1978, ч. II, рис. 1.1 и табл. 1.1).

Расчет с рециркуляцией производим в определенной последовательности.

При  $K = 16,4$  из табл. 39 [19] принимаем ближайшее меньшее значение  $K = 15,1$ . Тогда параметры биофильтра будут:  $H = 4$  м;  $B = 10$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>;  $q_0 = 10$  м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·сут).

Определяем БПК<sub>полн</sub> исходной смеси и рециркуляционной сточной воды, подаваемой на аэрофильтры:

$$L_{\text{см}} = KL_T = 15,1 \cdot 15 = 226 \text{ мг/л}.$$

Коэффициент рециркуляции определяем из соотношения

$$n = \frac{L_a - L_{cm}}{L_{cm} - L_T} = \frac{246 - 226}{226 - 15} = \frac{20}{211} = 0,095.$$

Общая площадь аэрофильтров

$$f = \frac{Q_{ср.сут} (n + 1)}{q_0} = \frac{20\,000 \cdot 1,095}{10} = 2190 \text{ м}^2.$$

По результатам расчета необходимо 10 отделений четырехсекционных высоконагружаемых биофильтров, располагаемых в зданиях, с размерами секций  $12 \times 18$  м и высотой загрузки 4 м, что противоречит требованиям [19]. Чтобы принять прямоугольные в плане биофильтры, необходимо выполнить перерасчет.

Принимаем по табл. 39 [19]  $K=10,4$ . Параметры аэрофильтра:  $H=4,0$  м;  $q_0=20 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{сут})$ ;  $B=12 \text{ м}^3/\text{м}^3$ .

$$L_{cm} = KL = 10,4 \cdot 15 = 156 \text{ мг/л.}$$

Коэффициент рециркуляции

$$n = \frac{L_a - L_{cm}}{L_{cm} - L_T} = \frac{246 - 156}{156 - 15} = 0,64.$$

Площадь аэрофильтров

$$f = \frac{20\,000 \cdot 1,64}{20} = 1640 \text{ м}^2.$$

Необходимое число аэрофильтров с размерами секций  $12 \times 18$  м — 8 шт., что удовлетворяет требованиям [19], или 4 биофильтра круглой формы в плане диаметром 27 м.

Круглые биофильтры компоуются в группу из четырех штук. Схема биофильтра (аэрофильтра) круглой формы представлена на рис. 7.12. Типоразмеры биофильтров с вращающимися оросителями диаметрами 15, 21, 27, 29 м принимаются по [7].

**Расчет биофильтров с пластмассовой загрузкой (вариант II).** Исходные данные по предыдущему. БПК<sub>полн</sub> сточных вод, подаваемых на биофильтры с пластмассовой загрузкой, допускается принимать не более 250 мг/л [19].

Определяем необходимый эффект очистки

$$\Theta = \frac{L_a - L_T}{L_a} 100 = \frac{246 - 15}{246} 100 = 94 \text{ \%}.$$

Принимаем рабочую высоту биофильтра  $H=4$  м. По табл. 40 [19] определяем гидравлическую нагрузку на био-

фильтр с пластмассовой загрузкой при средней зимней температуре сточных вод  $t=12 \text{ }^\circ\text{C}$   $q_0=10 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{сут})$ .

Площадь биофильтров

$$F = \frac{Q}{q_0} = \frac{20\,000}{10} = 2000 \text{ м}^2.$$

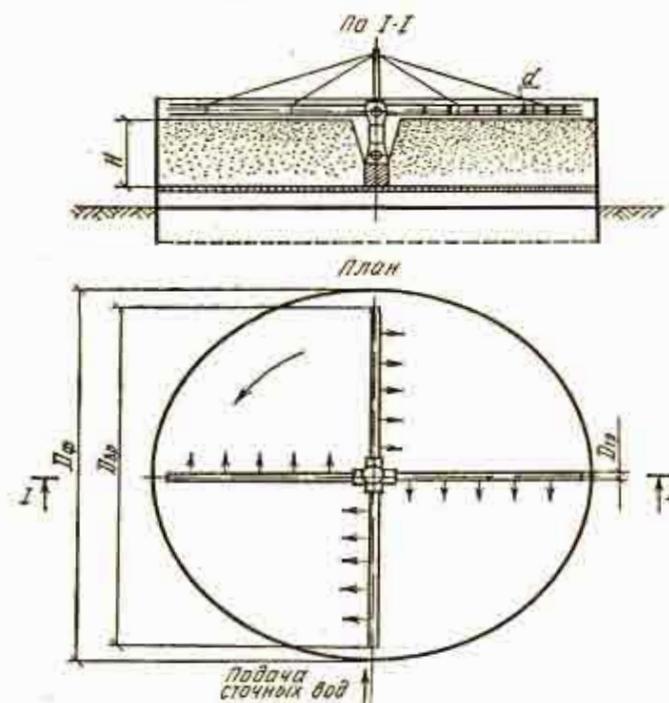


Рис. 7.12. Схема круглого в плане биофильтра с реактивным оросителем

В качестве загрузки могут быть приняты блоки из поливинилхлорида, полистирола, полиамида, полиэтилена, полипропилена.

Объем загрузки

$$W = FH = 2000 \cdot 4 = 8000 \text{ м}^3.$$

Принимаем 10 секций биофильтров с размерами секции  $12 \times 18$  м и высотой загрузки 4 м.

Биофильтры размещаются в отапливаемом помещении. Предусматривается естественная аэрация.

**Расчет биофильтров с пластмассовой загрузкой (вариант III).** Применение новых высокоэффективных видов загрузок — пластмасс, пеностекла, асбофанеры — позволяет увеличивать высоту биофильтров и органические нагрузки на них. Такие биофильтры рассчитываются по окислительной мощности, которая устанавливается на основании данных экспериментальных исследований.

Наибольшее распространение получили блочные загрузки из полиэтилена и пеностекла. Полиэтиленовые пластмассовые загрузки представляют собой волнистые листы, объемные блоки типа «сложная волна» и блоки с прокладкой плоскими листами [8].

Исходные данные:

средний суточный расход  
 максимальный суточный расход  
 концентрация загрязнений по БПК<sub>полн</sub>  
 требуемая степень очистки по БПК<sub>полн</sub>  
 расчетная температура сточных вод:

$$Q_{\text{ср.сут}} = 20\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$Q_{\text{макс.сут}} = 24\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$L_0 = 290 \text{ мг/л}$$

$$L_T = 15 \text{ мг/л}$$

для зимнего периода  
 для летнего периода

$$t = 8^\circ\text{C}$$

$$t = 14^\circ\text{C}$$

Расчет ведем по номограмме (рис. 7.13) [8].

Окислительная мощность биофильтра соответственно 900 и 1300 г/(м<sup>3</sup>·сут) для расчетных температур 8 и 14°C.

Гидравлические нагрузки для принятого материала загрузки «сложная волна» из полиэтилена соответственно  $q_0 = 8,5$  и  $9,5 \text{ м}^3/\text{м}^3$  для зимнего и летнего периодов.

Объем фильтрующей загрузки

$$W = \frac{Q}{q_0}$$

Для зимнего периода

$$W_z = \frac{20\,000}{8,5} = 2353 \text{ м}^3;$$

для летнего периода

$$W_{\text{л}} = \frac{20\,000}{9,5} = 2105 \text{ м}^3.$$

Высота биофильтра  $H = 9,2 \text{ м}$  (см. рис. 7.13):

Поверхность фильтров для зимнего и летнего периодов:

$$F_z = \frac{2353}{9,2} = 256 \text{ м}^2; F_{\text{л}} = \frac{2105}{9,2} = 229 \text{ м}^2.$$

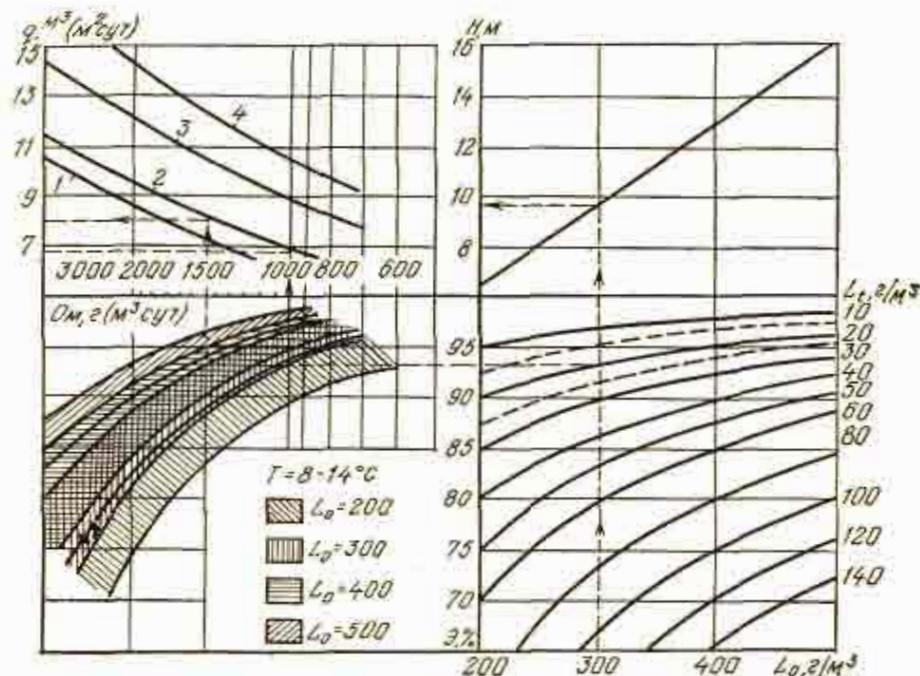


Рис. 7.13. Номограмма для расчета башенных биофильтров с блочными загрузками:

1 — волнистый полиэтилен; 2 — пеностекло; 3 — «сложная волна» из полиэтилена; 4 — «Плособег»

Принимаем размеры ячейки в плане  $8 \times 8 \text{ м}$ , тогда требуется 4 ячейки (при размерах ячейки  $4 \times 4 \text{ м}$  потребуется 16 ячеек, 2 из которых летом будут отключаться).

## 7.6. РАСЧЕТ ВТОРИЧНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ОТСТОЙНИКОВ

Вторичные отстойники служат для задержания биологической пленки, поступающей с водой из биофильтров. Исходные данные:

расчетный расход сточных вод  
 максимальный часовой расход  
 сточных вод  
 приведенное население по  
 взвешенным веществам

$$q_{\text{макс}} = 324 \text{ л/с}$$

$$Q_{\text{макс,ч}} = 1170 \text{ м}^3$$

$$N_{\text{пр}} = 106\,000 \text{ чел.}$$

Расход сточных вод, поступающих во вторичные отстойники, принят для варианта биофильтров без рециркуляции. При варианте с рециркуляцией дополнительно должен учитываться рециркуляционный расход.

Вертикальные вторичные отстойники конструктивно не отличаются от первичных, но имеют меньшую высоту.

Принимаем продолжительность отстаивания  $T=1,5$  ч; скорость протока в отстойнике  $v=0,5$  мм/с [19, табл. 31]; скорость движения воды в центральной трубе  $v_{\text{ц.тр}}=30$  мм/с [19, п. 7.50].

Рабочая глубина отстойника

$$h_1 = \frac{vT3600}{1000} = \frac{0,5 \cdot 1,5 \cdot 3600}{1000} = 2,7 \text{ м.}$$

Объем проточной части всех отстойников

$$W = Q_{\text{макс,ч}} T = 1170 \cdot 1,5 = 1755 \text{ м}^3.$$

Площадь живого сечения центральных труб всех отстойников

$$f_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{макс}}}{v_1} = \frac{324}{30} = 10,8 \text{ м}^2.$$

Площадь живого сечения отстойной части

$$F_{\text{от}} = \frac{q_{\text{макс}}}{v} = \frac{324}{0,5} = 648 \text{ м}^2, \text{ или}$$

$$F_{\text{от}} = \frac{W}{h_1} = \frac{1755}{2,7} = 650 \text{ м}^2.$$

Общая площадь сечения отстойников

$$F = f_{\text{тр}} + F_{\text{от}} = 10,8 + 650 = 660,8 \text{ м}^2.$$

Принимаем вторичные вертикальные отстойники диаметром 9,0 м (типовой проект 902-2-168) и площадью сечения 63,5 м<sup>2</sup>.

Расчетное количество отстойников

$$N = \frac{F}{63,5} = \frac{660,8}{63,5} = 10,4 \approx 11 \text{ шт.}$$

Диаметр центральной трубы отстойника

$$d = \sqrt{\frac{4f_{\text{тр}}}{\pi N}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,8}{3,14 \cdot 11}} = 1,12 \text{ м.}$$

Суммарный объем иловых камер отстойников определяем исходя из объема осадка, выпадающего за двое суток:

$$W_{\text{ос}} = \frac{aN_{\text{пр}}100T}{(100-P)10^6\rho} = \frac{28 \cdot 106 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 2}{(100-96)10^6 \cdot 1,00} = 148 \text{ м}^3.$$

Объем иловой части одного отстойника

$$W_{\text{ил}} = \frac{148}{11} = 13,5 \text{ м}^3.$$

Объем конической части типового отстойника значительно больше требуемого объема иловой части.

Общая высота отстойника (см. рис. 7.8)

$$H = h_1 + (h_2 + h_3) + h_4 = 2,7 + 4,2 + 0,4 = 7,3 \text{ м.}$$

Удаление биопленки из отстойника предусматривается под гидростатическим напором по трубе диаметром 200 мм.

Вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников составляет 15 мг/л [19, табл. 32].

## 7.7. РАСЧЕТ ЕРШОВОГО СМЕСИТЕЛЯ

Смешение сточной воды с хлором предусматривается в ершовом смесителе (рис. 7.14).

Исходные данные:

расчетный расход сточных вод  $q_{\text{макс}} = 324$  л/с

основные показатели ершовых смесителей приведены в табл. 7.8 [9]

Табл. 7.8. Параметры ершовых смесителей

Расход, л/с	Размеры, мм					Ширина щелей, мм			
	z	l	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	первой	второй	третьей	четвертой
10—20	2500	1360	200	600	930	100	70	60	50
21—50	2500	1755	300	700	1030	190	150	130	110
51—80	3000	2130	400	700	1030	300	240	200	170
81—130	3000	2385	500	700	1030	430	360	300	260
131—160	3500	2730	600	700	1030	550	450	380	330
161—200	3500	2950	800	700	1030	750	610	510	430
201—350	4500	3620	1000	1000	1330	930	790	690	610
351—400	4500	3875	1200	1000	1330	1110	940	810	710

Скорость воды в лотке после смесителя принимаем  $v = 0,9$  м/с.

Площадь сечения лотка

$$f = \frac{q}{10^3 v} = \frac{324}{10^3 \cdot 0,9} = 0,36 \text{ м}^2.$$

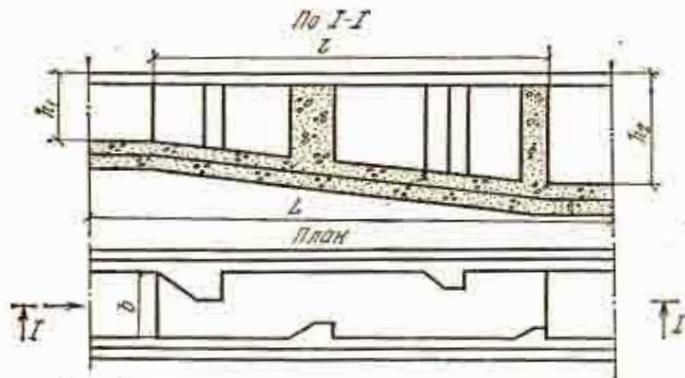


Рис. 7.14. Ершовый смеситель из железобетона

При ширине лотка  $b = 1$  м (табл. 7.8) глубина воды в нем после смесителя

$$H = \frac{f}{b} = \frac{0,36}{1,0} = 0,36 \text{ м}.$$

Скорость движения воды в щелях ерша принимаем  $v_1 = 0,8$  м/с.

Потери напора в каждой щели определяются по формуле

$$h = \alpha \frac{v_1^2}{2g} = 3,0 \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,098 \text{ м} \approx 0,10 \text{ м},$$

где  $\alpha$  — коэффициент, равный 2,5 при движении воды по ершу и 3,5 при движении воды против ерша.

Площадь поперечного сечения каждой щели

$$f_{щ} = \frac{q_{\text{макс}}}{10^3 v_1} = \frac{324}{10^3 \cdot 0,8} = 0,405 \text{ м}^2.$$

Глубина воды перед щелями: перед первой (считая с конца)

$$H_1 = \frac{f_{щ}}{b_1} = \frac{0,405}{0,93} = 0,435 \text{ м};$$

перед второй

$$H_2 = \frac{f_{щ}}{b_2} = \frac{0,405}{0,79} = 0,512 \text{ м};$$

перед третьей

$$H_3 = \frac{f_{щ}}{b_3} = \frac{0,405}{0,69} = 0,585 \text{ м};$$

перед четвертой

$$H_4 = \frac{f_{щ}}{b_4} = \frac{0,405}{0,61} = 0,664 \text{ м},$$

где  $b_1, b_2, b_3, b_4$  — ширина соответственно первой, второй, третьей и четвертой щелей (табл. 7.8).

Уклон смесителя

$$i = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{b} = \frac{4}{3} \cdot \frac{0,10}{1,0} = 0,133.$$

## 7.8. РАСЧЕТ ИЛОВЫХ ПЛОЩАДОК

**Общие сведения.** Наиболее простым и распространенным способом обезвоживания осадков является сушка их на иловых площадках с естественным основанием (с дренажем или без дренажа), с отстаиванием и поверхностным отводом воды и на площадках-уплотнителях.

Исходные данные:

очистные сооружения расположены в южной части БССР; под иловые площадки отводится участок с супесчаными грунтами и залеганием грунтовых вод на глубине 2 м от поверхности карт; на иловые площадки для обезвоживания поступает сброженный осадок из осветлителей-перегивателей (см. § 7.4).

**Расчет иловых площадок на естественном основании (вариант I).** Суточный объем сброженного осадка из осветлителей-перегивателей определяется с учетом уменьшения его объема за счет уплотнения и сбраживания:

$$W_c = \frac{W_n}{ab} = \frac{170,2}{2 \cdot 2} = 42,5 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где  $W_n$  — суточный объем осадка, загружаемого в осветлитель-перегиватель,  $\text{м}^3$ ;  $a$  — коэффициент уменьшения объема осадка в результате распада его при сбраживании;  $a = 2$ ;  $b$  — коэффициент уменьшения объема осадка в результате уменьшения влажности с 95 до 90 %;  $b = 2$ .

### Полезная площадь иловых площадок

$$F_{\text{полезн}} = \frac{W_c \cdot 365}{Dn} = \frac{42,5 \cdot 365}{2 \cdot 1,0} = 7750 \text{ м}^2,$$

где  $D$  — средняя годовая нагрузка на иловые площадки:  $D = 2 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{сут})$  [19, табл. 56];  $n$  — климатический коэффициент, принимаемый по рис. 7.15;  $n = 1$ .

Принимаем 4 карты площадью  $7750/4 = 1940 \text{ м}^2$  каждая размерами  $80 \times 24 \text{ м}$ .

Дополнительная площадь иловых площадок, занимаемая валиками, дорогами, канавами,

$$F_{\text{доп}} = K_1 F_{\text{полезн}} = 0,3 \cdot 7750 = 2320 \text{ м}^2,$$

где  $K_1$  — коэффициент, учитывающий дополнительную площадь от полезной:  $K_1 = 0,2$  (для больших станций);  $K_1 = 0,4$  (для малых станций). Принимаем  $K_1 = 0,3$ .

Общая площадь иловых площадок

$$F_{\text{общ}} = F_{\text{полезн}} + F_{\text{доп}} = 7750 + 2320 = 10\,070 \text{ м}^2 \approx 1 \text{ га}.$$

Принимаем рабочую глубину карт  $0,7 \text{ м}$ , высоту ограждающих валиков —  $1$ , ширину валиков по верху —  $0,7 \text{ м}$ , уклон дна разводящих лотков —  $0,01$ .

Иловые площадки проверяются на зимнее намораживание:

$$h_{\text{ном}} = \frac{W_c T K_3}{F_{\text{полезн}} K_2} = \frac{42,5 \cdot 25 \cdot 0,75}{7750 \cdot 0,80} = 0,13 \text{ м},$$

где  $W_c$  — суточный объем сброженного осадка,  $\text{м}^3$ ;  $T$  — продолжительность периода намораживания: число дней в году со средней суточной температурой воздуха ниже  $-10^\circ\text{C}$ ; принимается по рис. 7.15;  $T = 25$  сут;  $F_{\text{полезн}}$  — полезная площадь иловых площадок,  $\text{м}^2$ ;  $K_2$  — коэффициент, учитывающий часть площади, отводимой под зимнее намораживание:  $K_2 = 0,8$ ;  $K_3$  — коэффициент, учитывающий уменьшение объема осадка вследствие зимней фильтрации и испарения:  $K_3 = 0,75$ .

Дренаж на иловых площадках осуществляется с укладкой гончарных труб диаметром  $75 \text{ мм}$  (ГОСТ 8411—74) в траншеи шириной  $1 \text{ м}$ , заполненные щебнем или гравием крупностью  $2-6 \text{ см}$ . Расстояние между дренами —  $6 \text{ м}$ , уклон —  $0,003$ . Иловая вода отводится в начало очистных сооружений.

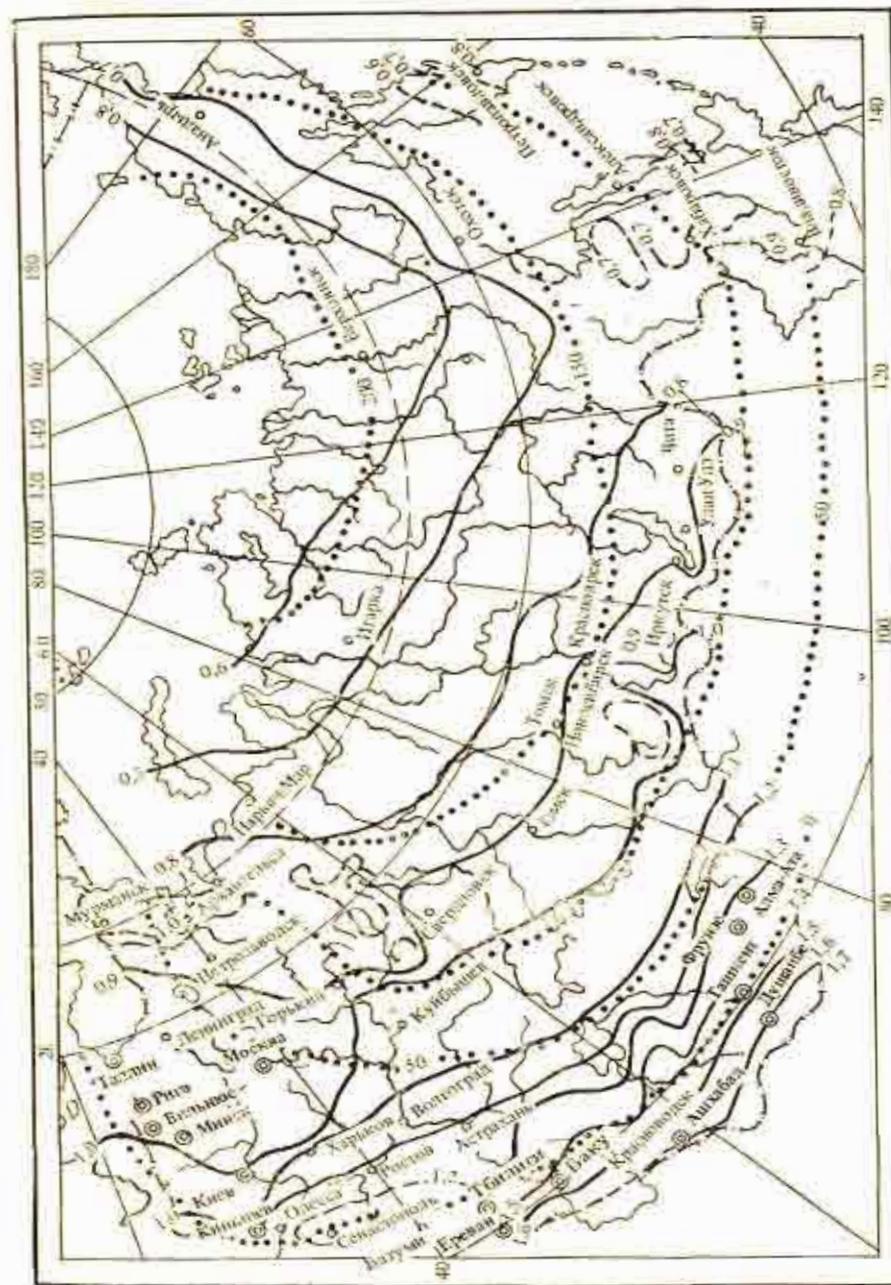


Рис. 7.15. Климатические коэффициенты для определения нагрузки на иловые площадки на иловые площадки (сплошные и пунктирные линии) и продолжительности периода намораживания на иловых площадках (в сутках) (точечные линии)

Объем подсушенного осадка (влажность 80 %) за год

$$W = 42,5 \cdot 365 \frac{100 - 95}{100 - 80} = 3870 \text{ м}^3.$$

Уборка подсушенного осадка намечается экскаватором Э-352 с заменой ковша стругом и дальнейшей погрузкой осадка на самосвалы типа ГАЗ-93. Производительности экскаватора — 35 м<sup>3</sup>/ч. В течение года экскаватор будет работать 3870 : 35 = 110 ч.

**Иловые площадки с отстаиванием и поверхностным удалением иловой воды (вариант II).** В районах с климатическим коэффициентом  $n \leq 1$  для очистных сооружений пропускной способностью более 10 000 м<sup>3</sup>/сут следует предусматривать иловые площадки с отстаиванием и поверхностным удалением иловой воды [19] (рис. 7.16).

Исходные данные те же, что и для варианта I.

Полезная площадь иловых площадок

$$F_{\text{полезн}} = \frac{W_c \cdot 365}{1,2 D n} = \frac{42,5 \cdot 365}{1,2 \cdot 2 \cdot 1,0} = 6480 \text{ м}^2,$$

где 1,2 — коэффициент увеличения нагрузки [19].

Принимаем 4 карты с размерами сторон 30 × 54 м.

В связи с небольшим суточным объемом сброженного осадка размеры одной карты приняты несколько меньшими, чем указано в рекомендациях [19].

Полезная площадь карт

$$F = \frac{6480}{4} = 1620 \text{ м}^2.$$

Общая площадь иловых площадок с учетом дополнительной площади, занимаемой валиками, дорогами, составит

$$F = 1,3 F_{\text{полезн}} = 1,3 \cdot 6480 = 8400 \text{ м}^2 = 0,84 \text{ га}.$$

Высоту ограждающих валиков и насыпей для дорог принимаем 2,5 м.

Расход иловой воды составляет 30 % объема обезвоженного осадка:

$$Q_{\text{ил}} = 0,3 \cdot 42,5 = 12,7 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Иловая вода направляется в начало очистных сооружений.

Дополнительные загрязнения от иловой воды принимаем: по взвешенным веществам — 1500; по БПК<sub>полн</sub> — 1200 мг/л.

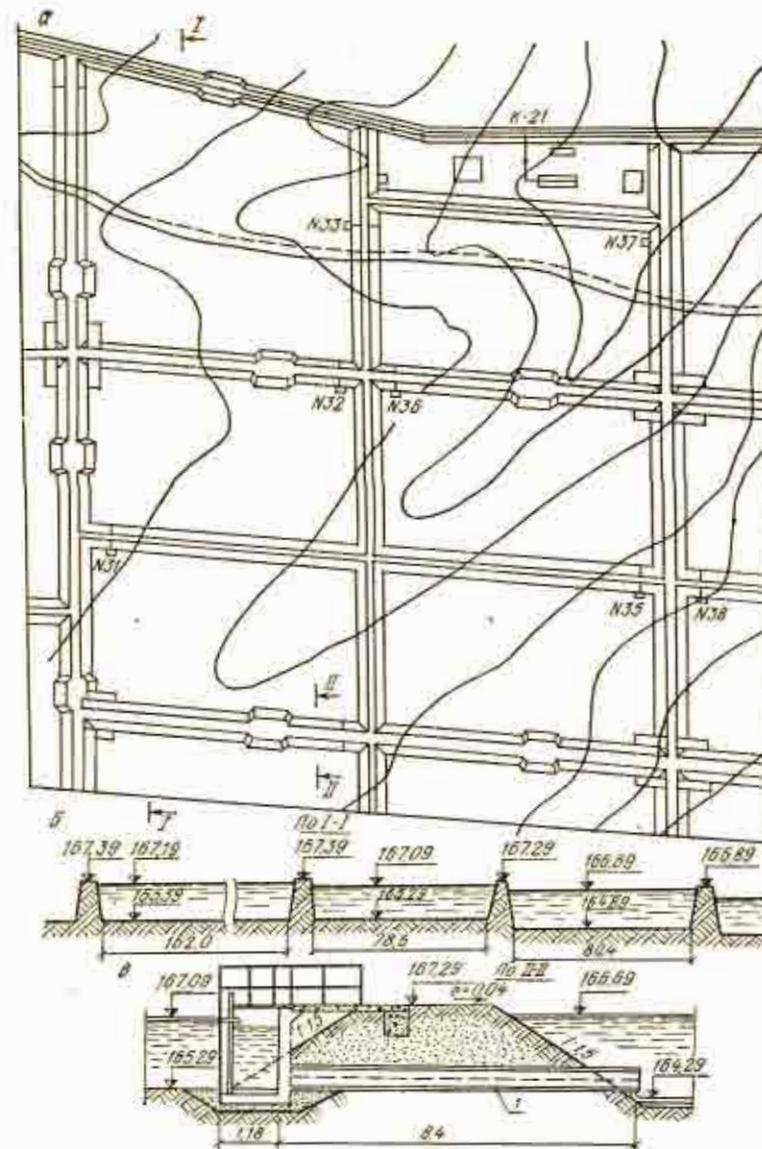


Рис. 7.16. Иловые площадки с отстаиванием и поверхностным удалением иловой воды:  
а — план; б, в — разрезы; I — железобетонная труба диаметром 500 мм

**Расчет иловых площадок-уплотнителей (вариант III) (рис. 7.17).** Иловые площадки-уплотнители выполняют в виде прямоугольных карт-резервуаров с водонепроницаемыми днищем и стенами. Принцип их действия основан на способности осадка к расслаиванию при оттаивании, что

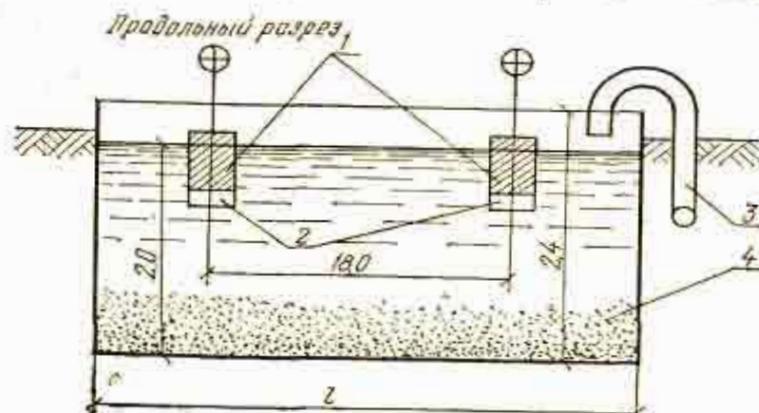


Рис. 7.17. Иловые площадки-уплотнители:  
1 — шиберы; 2 — водосливные отверстия; 3 — трубопровод подачи осадка; 4 — резервуар

приводит к образованию зон пониженной и повышенной концентрации осадка. Иловая вода с пониженной концентрацией осадка периодически удаляется и направляется в первичные отстойники. Для выпуска иловой воды используется система шиберов, позволяющая удалять воду с разных глубин над слоем осадка.

Исходные данные те же, что и для вариантов I и II.

Полезная площадь иловых площадок

$$F_{\text{полезн}} = \frac{42,5 \cdot 365}{2 \cdot 2 \cdot 1,0} = 3880 \text{ м}^2,$$

где 2 — коэффициент увеличения нагрузки [19].

Принимаем ширину карты-резервуара 18 м, длину — 54 м (типовой проект 902-2—75), число карт — 4, площадь одной карты — 975 м<sup>2</sup>. Расстояние между выпусками иловой воды — 18 м. Рабочая глубина — 2 м [19].

Стены резервуаров сооружаются из сборных железобетонных унифицированных панелей высотой 2,4 м, днище монолитное, пандусы с уклоном 0,12 для возможности механизированной уборки высушенного осадка.

Общая площадь иловых площадок

$$F_{\text{общ}} = 1,3F_{\text{полезн}} = 1,3 \cdot 3880 = 5050 \text{ м}^2 = 0,5 \text{ га}.$$

Проверяем иловые площадки на зимнее намораживание при условии, что зимой выгрузка осадка не предусматривается:

$$h_{\text{нам}} = \frac{W_c T K_2}{F_{\text{полезн}} K_3} = \frac{42,5 \cdot 25 \cdot 0,75}{3880 \cdot 0,80} = 0,26 \text{ м}.$$

Объем иловой воды, удаляемой из резервуаров в течение суток, составляет 30 % объема осадка:

$$Q_{\text{ил.в}} = 0,30 \cdot 42,5 = 12,7 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Иловая вода направляется в начало очистных сооружений, при этом концентрация загрязнений принимается: по взвешенным веществам — 1500, по БПК<sub>полн</sub> — 1200 мг/л.

**Механическое обезвоживание осадка с дегельминтизацией (вариант IV).** Механическое обезвоживание сырых осадков на барабанных вакуум-фильтрах целесообразно применять на станциях пропускной способностью свыше 30—50 тыс. м<sup>3</sup>/сут, а также при поступлении на станцию больших объемов производственных сточных вод [8]. При этом необходимо предусматривать дегельминтизацию обезвоженных сырых осадков и активного ила бытовых сточных вод [19].

Механическое обезвоживание позволяет сократить капитальные затраты на строительство станции аэрации на 15—20 % и снизить эксплуатационные расходы на 3—5 % [8].

Расчет вакуум-фильтрационной установки для обезвоживания сырых осадков первичных отстойников и уплотненного активного ила см. в гл. 5.

Обезвоженный, но не стабилизированный осадок содержит огромное число яиц гельминтов, сохраняющих жизнеспособность в течение 5—7 лет [8]. Такой осадок является очень опасным в санитарном отношении, не подлежит складированию, не может быть использован как удобрение. Уничтожение яиц гельминтов возможно только термическим способом при 60—70 °С и выше, т. е. дегельминтизацией.

Дегельминтизация обезвоженных осадков осуществляется на специальных установках, состоящих из подающего транспортера, бункера для выравнивания слоя осадка и ка-

меры дегельминтизации с транспортером и источником инфракрасного излучения (газовые горелки, которые располагаются на высоте 1—2 см над слоем прогреваемого осадка). Толщина прогреваемого слоя составляет 10—15 мм, время прогревания — до 6 мин, пропускная способность камеры — 0,5 м<sup>3</sup>/ч [8].

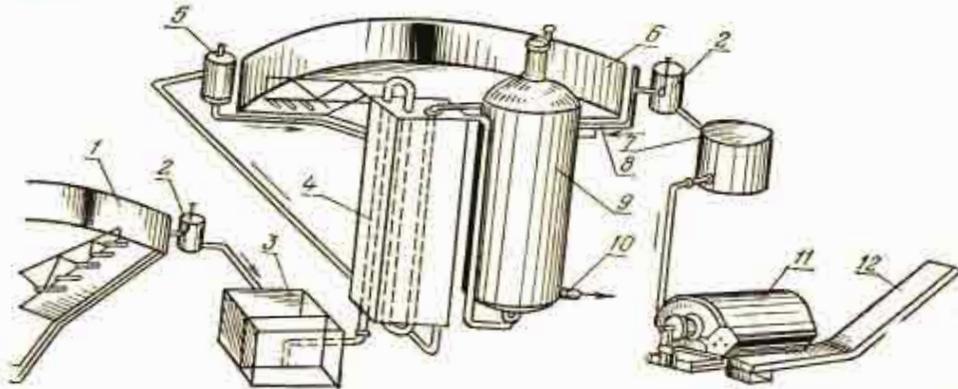


Рис. 7.18. Схема тепловой обработки осадков перед механическим обезвоживанием:

1 — уплотнитель; 2 — иловый колодец; 3 — иловая насосная станция; 4 — теплообменник; 5 — сепаратор; 6 — уплотнитель; 7 — промежуточная емкость; 8 — пар; 9 — реактор; 10 — конденсат; 11 — вакуум-фильтр; 12 — транспортер

При прогревании осадка до 60 °С влажность его снижается на 5—10 %.

Процесс дегельминтизации возможен на поверхности вакуум-фильтра. С этой целью над барабанным вакуум-фильтром устраивается колпак, к которому подводится пар температурой 120—140 °С. Под действием вакуума пар конденсируется в порах осадка и в первые 10 с нагревает его до 70, а в последующие 15 с — до 90 °С. Продолжительность контакта — до 30 с. Расход пара составляет 200—230 кг на 1 т обезвоженного осадка.

При дегельминтизации происходит значительный вынос яиц гельминтов с фильтратом. Более надежна в санитарном отношении тепловая дегельминтизация необезвоженных осадков по схеме, приведенной на рис. 7.18. Осадок нагревается до 170—200 °С и выдерживается в закрытых емкостях-автоклавах, реакторах в течение 0,5—1 ч. Осадок после тепловой обработки хорошо уплотняется до влажности 92—94 %. Уплотненный осадок легко обезвоживается

на вакуум-фильтрах до влажности 70—75 % без применения химических реагентов [8].

Такая тепловая обработка обеспечивает стабилизацию и полную стерилизацию осадков городских сточных вод.

### 7.9. РАСЧЕТ ВОДОСЛИВОВ-АЭРАТОРОВ ДЛЯ НАСЫЩЕНИЯ ОЧИЩЕННЫХ СТОЧНЫХ ВОД КИСЛОРОДОМ

Для дополнительного насыщения очищенных сточных вод кислородом перед спуском их в водоем предусматриваются специальные устройства в виде многоступенчатых

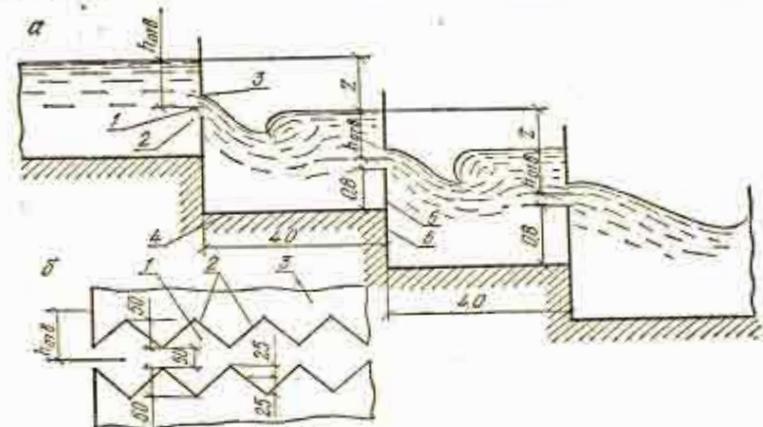


Рис. 7.19. Схема водослива-аэратора:

а — продольный разрез многоступенчатого перепада с водосливом-аэратором; б — разрез по водосливному фронту; 1 — водосливные отверстия; 2 — водосливный зубчатый гребень; 3 — верхний щит с зубчатым гребнем; 4 — водобойный колодец; 5 — водобойная стенка; 6 — перепад

водосливов-аэраторов (при наличии свободного перепада уровней между площадкой очистных сооружений и уровнем воды в водоеме) (рис. 7.19). На перепадах и водосливах естественное аэрирование воды происходит как за счет поглощения ею атмосферного воздуха, так и вследствие турбулентной диффузии кислорода из атмосферного воздуха в воду.

Исходные данные:

максимальный секундный расход очищенных сточных вод  
температура сточных вод  
средняя месячная температура сточных вод за летний период.

$q_{\text{макс}} = 324 \text{ л/с}$   
 $t = 15 \text{ °C}$   
 $t_{\text{ср}} = 20 \text{ °C}$

Согласно рекомендациям [19], принимаем водосливы-аэраторы с водосливными отверстиями в виде тонкой зубчатой стенки с зубчатым щитом над ней (рис. 7.19); высоту зубьев — 50 мм; угол при вершине — 90°; высоту отверстия между зубьями — 50 мм; длину колодца нижнего бьефа — 4, глубину — 0,8 м.

Напор воды на водосливе  $h_{отв}$  (от середины зубчатого отверстия) определяем по формуле [19]

$$h_{отв} = \left( \frac{q_0}{225} \right)^2 = \left( \frac{150}{225} \right)^2 = 0,45 \text{ м,}$$

где  $q_0$  — удельный расход воды, л/с на 1 м длины водослива ( $q_0 = 120 - 160$  л/с); принимаем  $q_0 = 150$  л/с.

Число ступеней водосливов-аэраторов  $n$  и перепад уровней  $Z$  на каждой ступени, необходимые для обеспечения потребной концентрации кислорода  $C_{\tau}$  в сточной воде на выпуске в водоем, определяем последовательным подбором из соотношения [19]:

$$\frac{C_p - C_{\tau}}{C_p - C_0} = \varphi_{20}^{N n_1 n_2}, \quad (7.3)$$

где  $C_p$  — растворимость кислорода в жидкости, г/м<sup>3</sup>;

$$C_p = C_T \frac{10,3 + h/2}{10,3} = 10,15 \frac{10,3 + \frac{0,8}{2}}{10,3} = 10,56 \text{ г/м}^3;$$

$C_T$  — растворимость кислорода воздуха в воде в зависимости от температуры и давления:  $C_T = 10,15$  г/м<sup>3</sup> (при  $t = 15$  °С);  $h$  — глубина аэрирования слоя жидкости:  $h = 0,8$  м;  $C_{\tau}$  — концентрация кислорода в очищенной сточной жидкости, которая должна быть обеспечена на выпуске в водоем:  $C_{\tau} = 6$  г/м<sup>3</sup> [7];  $C_0$  — концентрация кислорода в сточной воде перед сооружением для насыщения:  $C_0 = 0$  [19];  $\varphi_{20}$  — коэффициент, учитывающий эффективность аэрации на водосливах в зависимости от перепада уровней (принимается по табл. 7.9);  $N$  — число ступеней водослива;  $n_1$  — коэффициент, учитывающий температуру сточных вод:

$$n_1 = 1 + 0,02 (t_{cp} - 20) = 1;$$

$t_{cp}$  — средняя месячная температура сточной воды за летний период:  $t_{cp} = 20$  °С;  $n_2$  — коэффициент, учитывающий отношение скорости переноса кислорода (коэффициент качества воды); для очищенных сточных вод  $n_2 = 0,7$ .

Табл. 7.9. Значения коэффициента  $\varphi_{20}$  в зависимости от перепада уровней

$z, \text{ м}$	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\varphi_{20}$	0,71	0,65	0,59	0,55	0,52

Принимаем  $Z = 0,5$  м, тогда  $\varphi_{20} = 0,65$ .

По формуле (7.3) находим число ступеней водослива  $N = 3$ :

$$\frac{10,56 - 6}{10,56 - 0} = 0,65^{3 \cdot 1 \cdot 0,70};$$

$$0,43 \approx 0,41.$$

(Если осуществить подбор с учетом интерполяционных значений  $Z$  и  $\varphi_{20}$ , то в итоге удовлетворительный результат имеем при  $Z = 0,49$  и  $\varphi_{20} = 0,66$ .)

Определяем длину водослива

$$L = \frac{q_{\max}}{q_0} = \frac{324}{150} = 2,16 \text{ м.}$$

Принимая значения  $Z = 0,7$  м и  $\varphi_{20} = 0,55$ , получаем значение  $N = 2$ , при этом левая и правая части уравнения (7.3) дают одинаковый результат:  $0,43 = 0,43$ .

Таким образом, при прочих равных условиях может быть принят один из вариантов: 1) число ступеней — 3; перепад уровней — 0,5 м; 2) число ступеней — 2; перепад уровней — 0,7 м.

Выбор предпочтительного варианта определяется разницей уровней между площадкой очистных сооружений (на выпуске) и горизонтом воды в водоеме.

## Глава 8

### РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ОЧИСТКИ МАЛЫХ ОБЪЕМОВ СТОЧНЫХ ВОД

#### 8.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Сети и сооружения, предназначенные для отведения и очистки бытовых и близких к ним по составу производственных сточных вод (расход до 1400 м<sup>3</sup>/сут), относятся к малой канализации. Норма водоотведения бытовых вод в малых населенных пунктах при наличии благоустроенной застройки не превышает 200 л/сут на 1 чел. [7].

Выбор способа очистки небольших объемов сточных вод, комплекса очистных сооружений, их типов и конструкций зависит от ряда условий: наличия свободных площадей и возможности их выделения под очистные сооружения; удаленности этих площадей от жилой застройки; топографических, грунтовых, гидрогеологических и климатических условий; наличия водоема и его гидрологических характеристик.

Для канализации малых населенных пунктов, группы зданий, коммунальных сооружений характерны локальные системы водоотведения небольшой пропускной способности.

Локальные системы водоотведения проектируют для районов с низкой плотностью населения при территориальной их отдаленности от централизованных канализаций, а также для пионерских лагерей, домов отдыха, санаториев, кемпингов.

При этом для механической очистки сточных вод применяются: септики [19] ( $Q \leq 25$  м<sup>3</sup>/сут); двухъярусные отстойники ( $Q \geq 25$  м<sup>3</sup>/сут); песколовки (если в составе сооружений имеются двухъярусные отстойники).

Для полной биологической очистки сточных вод используют [19]: аэротенки продленной аэрации ( $Q < 700$  м<sup>3</sup>/сут); аэрационные установки с аэробной стабилизацией избыточного активного ила ( $Q > 200$  м<sup>3</sup>/сут); циркуляционные окислительные каналы (ЦОК); капельные биофильтры;

поля фильтрации; поля подземной фильтрации; песчано-гравийные фильтры; фильтрующие траншеи ( $Q < 15$  м<sup>3</sup>/сут); биологические пруды; фильтрующие колодцы ( $Q < 1$  м<sup>3</sup>/сут).

#### 8.2. РАСЧЕТ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТЬЮ ДО 1400 м<sup>3</sup>/сут

**Пример 8.1.** Требуется произвести технологические и гидравлические расчеты очистных канализационных сооружений, представленных на схемах очистки сточных вод городского поселка (рис. 8.1).

Исходные данные:

расходы сточных вод:

средний суточный

$$Q_{\text{ср.сут}} = 970 \text{ м}^3/\text{сут}$$

максимальный суточный

$$Q_{\text{макс.сут}} = 1200 \text{ м}^3/\text{сут}$$

средний часовой

$$Q_{\text{ср.ч}} = 50 \text{ м}^3/\text{ч}$$

максимальный часовой

$$Q_{\text{макс.ч}} = 81 \text{ м}^3/\text{ч}$$

средний секундный

$$q_{\text{ср}} = 11,2 \text{ л/с}$$

максимальный секундный

$$q_{\text{макс}} = 22,5 \text{ л/с}$$

концентрация загрязнений сточных вод:

по взвешенным веществам

$$b = 285 \text{ мг/л}$$

по БПК<sub>полн</sub>

$$L_a = 235 \text{ мг/л}$$

приведенное население:

по взвешенным веществам

$$N_{\text{пр}} = 4250 \text{ чел.}$$

по БПК<sub>полн</sub>

$$N_{\text{пр}} = 5700 \text{ чел.}$$

Очистные сооружения расположены в Минской области. Климатические данные: средняя годовая температура воздуха +5,8 °С; средний годовой слой осадков — 620 мм.

Методика расчета решеток, песколовок, вторичных отстойников, контактных резервуаров, иловых площадок приведена в примерах выше.

**Расчет двухъярусных отстойников (рис. 8.2).** Двухъярусные отстойники служат для отстаивания сточной воды, сбраживания и уплотнения осадка и рекомендуются для очистных станций с пропускной способностью до 10 000 м<sup>3</sup>/сут [19]. Типоразмеры таких отстойников приведены в табл. 8.1.

Осадочные желоба рассчитываются как горизонтальные отстойники. Задаваясь продолжительностью отстаивания в



где  $v$  — скорость движения сточных вод в желобе:  $v \leq 2$  мм/с [19].

Полезный объем всех желобов

$$W_{\text{жел}} = q_{\text{макс}} \cdot 3600 \cdot T = 0,0225 \cdot 3600 \cdot 1,5 = 121,5 \text{ м}^3,$$

где  $T$  — продолжительность отстаивания сточных вод в желобах:  $T = 1,5$  ч [19].

Принимаем отстойники диаметром 9 м из сборного железобетона (типовой проект 902-2-204), ширина желоба  $b = 2,23$  м, длина  $L = 9$ , высота треугольной части желоба  $h_2 = 1,3$ , высота прямоугольной части  $h_1 = 1,03$  м.

Исходя из рекомендации [19], глубина проточной части должна приниматься не более 1,5 м. Таким образом, площадь живого сечения одного осадочного желоба составит:

$$\omega_1 = bh_1 + \frac{bh_2}{2} = 2,23 \cdot 0,2 + \frac{2,23 \cdot 1,3}{2} = 0,45 + 1,45 = 1,9 \text{ м}^2,$$

где  $h_1 = 1,5 - h_2 = 0,2$  м.

Необходимое число отстойников

$$N = \frac{\omega}{\omega_1 N_1} = \frac{11,25}{1,9 \cdot 2} = 2,96 \approx 3,$$

или

$$N = \frac{W_{\text{жел}}}{LN_1\omega_{\text{жел}}} = \frac{121,5}{9 \cdot 2 \cdot 1,9} = 3,55 \approx 4,$$

где  $N_1$  — число желобов в отстойнике.

Таким образом, при определении числа отстойников из условия обеспечения необходимой скорости движения сточных вод в осадочных желобах достаточно трех отстойников диаметром 9 м, из условия обеспечения отстаивания в течение 1,5 ч при глубине 1,5 м необходимо 4 отстойника того же типоразмера.

Принимаем к установке 4 отстойника:  $D = 9$  м;  $H = 6$  м;  $B = 2,5$  м.

Гидравлическая крупность частиц, задерживаемых в отстойнике,

$$u_0 = \frac{H}{3,6T} = \frac{1,5}{3,6 \cdot 1,5} = 0,28 \text{ мм/с},$$

что соответствует эффекту осветления  $\mathcal{E} = 55$  %.

Согласно же рекомендациям [19], принимаем  $\mathcal{E} = 50$  %.

Вынос взвеси из отстойников составит

$$b_1 = \frac{285(100 - 50)}{100} = 143 \text{ мг/л} < 150 \text{ мг/л}.$$

Свободная поверхность водного зеркала для всплывания осадка должна составлять не менее 20 % площади отстойников в плане [19]:

$$F_{\text{св}} = \frac{\frac{\pi D^2}{4} - 2Lb}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot 100 = \frac{\frac{3,14 \cdot 9^2}{4} - 2 \cdot 9 \cdot 2,23}{\frac{3,14 \cdot 9^2}{4}} \cdot 100 = 36,7 \% \approx 37 \%.$$

**Расчет септической камеры.** Объем септической камеры зависит от продолжительности сбраживания органической части осадка, которая в свою очередь зависит от средней зимней температуры сточных вод.

Общий объем пловых камер

$$W_{\text{общ}} = \frac{1,3W_{\text{н}}N_{\text{пр}}}{1000} = \frac{1,3 \cdot 65 \cdot 4250}{1000} = 359 \text{ м}^3,$$

где  $W_{\text{н}}$  — объем септической камеры двухъярусных отстойников:  $W_{\text{н}} = 65$  л/(чел. · год) при средней зимней температуре сточных вод  $10$  °С [19, табл. 34];  $N_{\text{пр}}$  — приведенное население по взвешенным веществам, чел.; 1,3 — коэффициент увеличения объема септической камеры при подаче в нее ила из отстойников после капельных биофильтров.

Объем септической камеры одного отстойника  $359 : 4 \approx 90$  м<sup>3</sup>.

Септическая камера занимает коническую часть отстойника и часть цилиндрической. Высота конической части  $h_{\text{кон}} = 2,5$  м (см. табл. 8.1).

Объем конической части

$$W_{\text{кон}} = \frac{1}{3} h_{\text{кон}} \frac{\pi D^2}{4} = \frac{1}{3} \cdot 2,5 \cdot \frac{3,14 \cdot 9^2}{4} = 53 \text{ м}^3.$$

Объем цилиндрической части  $W_{\text{н}} = 90 - 53 = 37$  м<sup>3</sup>.

Высота цилиндрической части камеры

$$h_{\text{цил}} = \frac{4W_{\text{цил}}}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 37}{3,14 \cdot 9^2} = 0,58 \approx 0,6 \text{ м}.$$

Необходимая высота двухъярусного отстойника

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_{\text{кон}} + h_{\text{шил}} + h_4 = 0,08 + 1,34 + 0,5 + 2,5 + 0,58 + 0,38 = 5,38 \text{ м} \approx 5,4 \text{ м.}$$

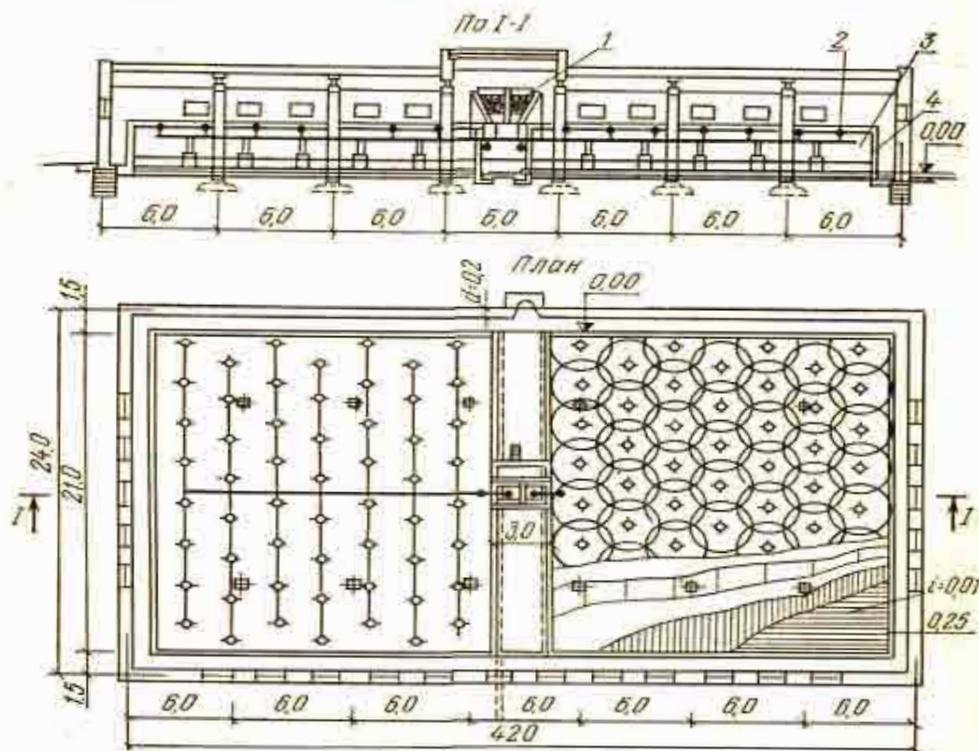


Рис. 8.3. Капельный биофильтр:

1 — дозирующие баки сточной воды; 2 — спринклеры; 3 — загрузка биофильтра; 4 — железобетонные стенки; 5 — подача сточной воды на очистку

Глубина двухъярусных отстойников должна быть не менее 7 м, с тем чтобы обеспечить условия для уплотнения осадка в септической камере [27].

**Расчет капельных биофильтров (вариант I) (рис. 8.3).** Капельные биофильтры применяют для полной очистки на станциях очистки сточных вод пропускной способностью до 1000 м<sup>3</sup>/сут [19]. Естественная аэрация осуществляется через окна, располагаемые в стенах биофильтров равномерно по периметру в пределах междудонного пространства.

Расчет биофильтров по методу проф. С. В. Яковлева основан на двух процессах — изъятия органических веществ из сточной жидкости в толще загрузки и их биологического окисления [8].

Для расчета биофильтра по этому методу используется критериальный комплекс

$$\Phi = \frac{10NK_t}{q_0^{0.4}}, \quad (8.1)$$

где  $N$  — высота биофильтра, м;  $K_t$  — константа, определяется по табл. 8.2.

Табл. 8.2. Значения константы  $K_t$

$t, ^\circ\text{C}$	$K_t$	$t, ^\circ\text{C}$	$K_t$	$t, ^\circ\text{C}$	$K_t$	$t, ^\circ\text{C}$	$K_t$
8	0,115	13	0,145	17	0,174	21	0,209
9	0,120	14	0,151	18	0,183	22	0,219
10	0,126	15	0,158	19	0,190	23	0,230
11	0,132	16	0,166	20	0,20	24	0,24
12	0,138						

График зависимости эффекта очистки  $\mathcal{E}$  от критериального комплекса  $\Phi$  (рис. 8.4) рекомендуется как универсальная основа расчета биофильтров.

На основании заданного эффекта очистки

$$\mathcal{E} = \frac{L_T}{L_a} 100 = \frac{15}{235} 100 = 6,4 \%,$$

где  $L_T$  — требуемая конечная БПК<sub>20</sub>;  $L_T = 15$  мг/л;  $L_a$  — начальная БПК<sub>20</sub>;  $L_a = 235$  мг/л, находим значение критериального комплекса по графику (рис. 8.4):  $\Phi = 3$ .

Так как  $\Phi > 1,9$ , принимаем капельные биофильтры [8] со щебонной загрузкой высотой 2 м.

По табл. 8.2 для летнего периода (при температуре сточных вод 19°C)  $K_t = 0,19$ , для зимнего периода (при  $t > 12,5$ °C)  $K_t = 0,142$ .

3%

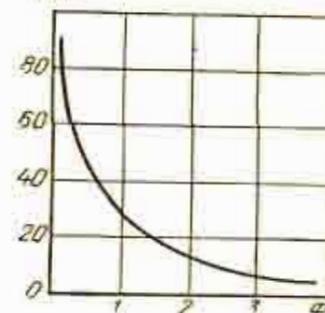


Рис. 8.4. График для расчета биофильтров по критериальному методу С. В. Яковлева

Из формулы (8.1) гидравлическая нагрузка для летнего периода

$$q_0^{0,4} = \frac{10 \cdot 2 \cdot 0,19}{3,0} = 1,27,$$

$$q_0 = 1,82 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{сут});$$

для зимнего периода

$$q_0^{0,4} = \frac{10 \cdot 2 \cdot 0,142}{3,0} = 0,946,$$

$$q_0 = 0,87 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{сут}).$$

Поверхности фильтров для летнего и зимнего периодов:

$$F_{\text{л}} = \frac{Q_{\text{ср.сут}}}{q_0} = \frac{970}{1,82} = 533 \text{ м}^2;$$

$$F_{\text{з}} = \frac{970}{0,87} = 1115 \text{ м}^2.$$

Принимаем к установке 5 секций прямоугольных капельных биофильтров с размерами в плане  $15 \times 15$  м, которые размещаются в неотапливаемых помещениях облегченной конструкции [19].

В летнее время 2 секции биофильтров отключаются из работы.

При расчете по СНиП II-32—74 определяем значение

$$K = \frac{L_a}{L_T} = \frac{235}{15} = 15,7.$$

При повышенных концентрациях загрязнений рекомендуется применять рециркуляцию.

Так как  $L_a > 220$  мг/л, предусматривается рециркуляция [19], необходимость которой подтверждается также дополнительной рекомендацией [19], поскольку вычисленное значение  $K = 15,7$  превышает табличные значения при заданной расчетной температуре сточной воды.

Принимаем

$$K = \frac{200}{15} = 13,3.$$

Поскольку для заданной расчетной температуры  $t = 10$  °С нет табличного значения  $K \geq 13,3$  [19, табл. 38], принимаем  $K = 12,6$  и определяем по нему БПК<sub>полн</sub> смеси исходной и рециркуляционной сточной воды:

$$L_{\text{см}} = 12,6 \cdot 15 = 189 \text{ г/м}^3.$$

Коэффициент рециркуляции

$$n = \frac{L_a - L_{\text{см}}}{L_{\text{см}} - L_T} = \frac{235 - 189}{189 - 15} = 0,26.$$

Необходимая площадь капельных биофильтров

$$f = \frac{Q_{\text{ср.сут}} (n + 1)}{q_0} = \frac{970 (0,26 + 1)}{1} = 1222 \text{ м}^2,$$

где  $q_0$  — гидравлическая нагрузка:  $q_0 = 1 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{сут})$  [19, табл. 38].

Принимаем к установке 6 секций прямоугольных капельных биофильтров с размерами в плане  $15 \times 15$  м, которые размещаются в неотапливаемых помещениях облегченной конструкции.

Если принять  $K = 7,1$  [19, табл. 38], то  $L_{\text{см}} = 7,1 \cdot 15 = 107$  и  $n = \frac{235 - 107}{107 - 15} = 1,4$ .

Тогда общая площадь биофильтров

$$f = \frac{970 \cdot 2,4}{3} = 776 \text{ м}^2.$$

В этом случае следует принять четырехсекционный биофильтр с размерами секции в плане  $15 \times 15$  м со спринклерным распределением воды.

Как следует из результатов расчета, увеличение гидравлической нагрузки влечет сокращение числа секций биофильтров, однако при этом возрастают эксплуатационные расходы в связи с необходимостью обеспечения значительных рециркуляционных расходов сточных вод.

При соответствующем технико-экономическом обосновании возможно принятие двухступенчатой схемы очистки [8].

Расчет аэрационной установки с аэробной стабилизацией избыточного активного ила (вариант II) (рис. 8.5). В рассматриваемой установке сточные воды подаются в аэротенк без первичного отстаивания, поэтому БПК сточных вод принимается по неотстоенной пробе.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод

максимальный часовой расход

начальная БПК<sub>полн</sub>  $\left( 235 \frac{75}{40} \right)$

$$Q_{\text{ср.сут}} = 970 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$Q_{\text{макс.ч}} = 81 \text{ м}^3/\text{ч}$$

$$L_a = 441 \text{ мг/л}$$

начальная БПК<sub>в</sub>  $\left(235 \frac{35}{40} - \frac{54}{35}\right)$

конечная БПК<sub>полн</sub>

конечная БПК<sub>в</sub>  $\left(15 - \frac{35}{40}\right)$

концентрация взвешенных веществ

средняя годовая температура сточных вод

$L_a = 317 \text{ мг/л}$

$L_T = 15 \text{ мг/л}$

$L_T = 13 \text{ г/м}^3$

$b = 285 \text{ г/м}^3$

$t = 16^\circ \text{C}$

Примечание. Перерасчет БПК<sub>полн</sub> осветленных сточных вод (235 г/м<sup>3</sup>) в БПК<sub>полн</sub> неосветленных и БПК<sub>полн</sub> очищенных сточных вод (15 г/м<sup>3</sup>) в БПК<sub>в</sub> произведен в соответствии с нормативными данными [19, табл.26].

Аэрационные установки с аэробной стабилизацией избыточного активного ила могут предусматриваться для полной или неполной биологической очистки сточных вод [19].

В состав установки входят: решетка-дробилка или решетка с прозорами 16 мм, аэротенк, вторичный отстойник и стабилизатор избыточного активного ила.

Техническая характеристика установок приведена в табл. 8.3.

Табл. 8.3. Техническая характеристика установок, работающих по методу аэробной стабилизации избыточного активного ила [32]

Характеристика установки	Пропускная способность очистной станции, м <sup>3</sup> /сут	
	400	700
Количество секций	2	3
Условное обслуживаемое число жителей (при норме водоотведения 200 л/сут на одного человека)	2000	3500
Максимальный расход воды, м <sup>3</sup> /ч	40	60
Габариты секции, м:		
в плане	6×16	6×16
глубина	3	3
Объем, м <sup>3</sup> :		
аэротенка	172	268
отстойника	60	90
стабилизатора	160	240
Масса, т	44	66
Мощность, кВт:		
установленная	40	66
потребляемая	33	51

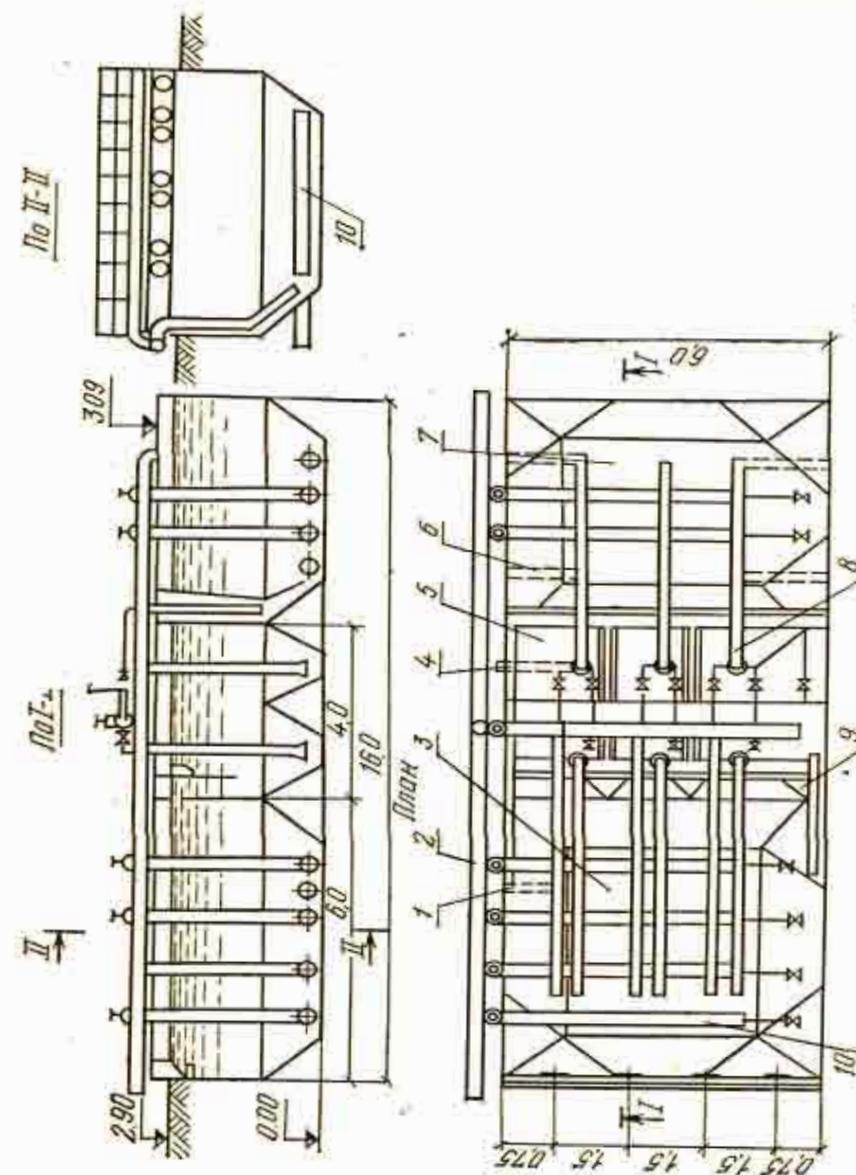


Рис. 8.5. Секция установки с аэробной стабилизацией активного ила:

1 — трубопровод для опорожнения аэротенка; 2 — воздуховод; 3 — аэротенк; 4 — трубопровод для опорожнения отстойника; 5 — отстойник; 6 — трубопровод для выгрузки стабилизатора ила; 7 — аэробный стабилизатор; 8 — эрлифт; 9 — сборный лоток; 10 — дачная труба

Продолжительность аэрации в аэротенке

$$T = \frac{L_a - L_T}{a(1 - S_d)\rho} = \frac{441 - 15}{4(1 - 0,3)23,5} = 6,5 \text{ ч,}$$

где  $a=4$  г/л [19, табл. 41];  $S_d=0,3$  [19];  $\rho=23,5$  мгБПК<sub>полн</sub>/ (г·ч) [19, табл. 42].

Требуемый объем аэротенка

$$W_o = 81 \cdot 1,5 = 121,5 \text{ м}^3.$$

Принимаем 2 установки по 3 секции каждая для станции с пропускной способностью 700 м<sup>3</sup>/сут (см. табл. 8.3). Объем аэротенков 2 установок составляет  $268 \cdot 2 = 536$  м<sup>3</sup>, объем отстойников —  $90 \cdot 2 = 180$ , объем стабилизаторов —  $240 \cdot 2 = 480$  м<sup>3</sup>.

Требуемый объем отстойников при полуторачасовом отстаивании

$$W_o = 81 \cdot 1,5 = 121,5 \text{ м}^3.$$

Требуемый объем стабилизаторов определен в расчете на шестисуточное пребывание избыточного активного ила при его влажности 99,4 % [33, с. 89].

Прирост активного ила

$$\text{Пр} = 0,8b + 0,3L_a = 0,8 \cdot 285 + 0,3 \cdot 441 \approx 361 \text{ г/м}^3.$$

С учетом сезонной неравномерности прироста ила [19]

$$\text{Пр}' = 1,3 \cdot 361 = 469 \text{ г/м}^3.$$

Суточный объем избыточного активного ила

$$W_{\text{ил}} = \frac{\text{Пр}' Q_{\text{ср.сут}} 100}{10^6 (100 - P)\rho} = \frac{469 \cdot 970 \cdot 100}{10^6 (100 - 99,4) 1} = 75,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Тогда необходимый объем стабилизаторов в расчете на шестисуточное пребывание избыточного активного ила должен быть не менее

$$W_{\text{ст}} = 6W_{\text{ил}} = 6 \cdot 75,8 = 454,8 \approx 455 \text{ м}^3.$$

Удельный расход воздуха в аэротенке определяем по формуле (5.10)

$$D = \frac{1,1(441 - 15)}{0,75 \cdot 2,08 \cdot 0,98 \cdot 0,85 \cdot 10,7} = 33,7 \text{ м}^3/\text{м}^3,$$

где  $Z=1,1$  мг/мг [19];  $K_1=0,75$  [19, п. 7.106];  $K_2=2,08$  [19, табл. 44];  $n_1=1+0,02(t_{\text{ср}}-20)=1+0,02(19-20)=0,98$ ;  $n_2=0,85$  [18, п. 7.106];

$$C_p = C_T \frac{10,3 + h/2}{10,3} = 9,35 \frac{10,3 + \frac{3}{2}}{10,3} = 10,7 \text{ г/м}^3.$$

Интенсивность аэрации сточной воды

$$I_1 = \frac{DH}{T} = \frac{33,7 \cdot 3}{6,5} = 15,6 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

Расход воздуха в аэротенке

$$V_1 = I_1 F_{\text{аэр}} = I_1 \frac{W}{H} = 15,6 \frac{536}{3} = 2788 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где  $W$  — объем аэротенков, м;  $H$  — глубина воды в аэротенке (см. табл. 8.3).

Расход воздуха для аэробной стабилизации активного ила рекомендуется принимать из условия перемешивания и поддержания активного ила во взвешенном состоянии при интенсивности аэрации  $I_2=2,5$  м<sup>3</sup>/ (м<sup>2</sup>·ч).

Увеличение расхода воздуха даже в 3—7 раз не вызывает увеличения скорости распада органического вещества.

Таким образом, расход воздуха в стабилизаторе

$$V_2 = I_2 F_{\text{ст}} = I_2 \frac{W_{\text{ст}}}{H} = 2,5 \frac{480}{3} = 400 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Общий расход воздуха

$$V = V_1 + V_2 = 2788 + 400 = 3188 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

**Расчет циркуляционных окислительных каналов (вариант III) (рис. 8.6).** Исходные данные те же (см. § 8.2). Циркуляционные окислительные каналы (ЦОК) используются для полной биологической очистки сточных вод. ЦОК являются аэротенками с режимом продленной аэрации и работают с низкими нагрузками на ил.

Сточные воды подаются в канал без предварительного отстаивания (после решеток и песколовок). Аэроканал выполняется в виде кольцевых, вытянутых в плане траншей и оборудуется механическими клеточными аэраторами. Иловая смесь в ЦОК циркулирует, перемешивается и насыщается кислородом.

Параметры циркуляционных окислительных каналов приведены в табл. 8.4.

Определяем продолжительность аэрации сточных вод в ЦОК по формуле (5.10)

$$T = \frac{441 - 15}{3,5(1 - 0,45)6} = 37 \text{ ч} = 1,54 \text{ сут.}$$

где  $\rho = 6 \text{ мг/(г} \cdot \text{ч)}$  [19];  $a = 3,5 \text{ г/л}$  [19];  $S_n = 0,45$  [19].  
Объем ЦОК

$$W = Q_{\text{ср.сут}} T = 970 \cdot 1,54 \approx 1500 \text{ м}^3.$$

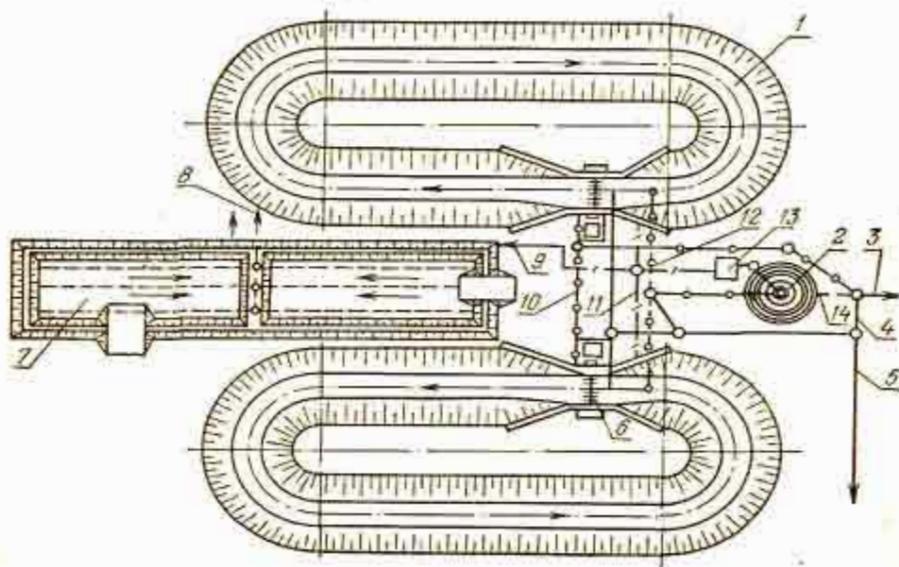


Рис. 8.6. Компонка очистной станции с ЦОК

1 — ЦОК; 2 — вторичный отстойник; 3 — сброс на обеззараживание; 4 — аварийный сброс; 5 — подача сточных вод; 6 — роторный аэратор; 7 — плавные площадки; 8 — дренаж; 9 — трубопровод избыточного ила; 10 — опорожнение ЦОК; 11 — трубопроводы избыточного ила; 12 — отвод аэрированной смеси на вторичный отстойник; 13 — иловая станция; 14 — выпуск очищенной осветленной воды

Принимаем трапецидальное сечение канала размерами: ширина по дну 2 м; рабочая глубина 1,15 м; заложение откосов 1 : 1,5; площадь сечения 4,25 м<sup>2</sup>.

Длина каналов

$$L = \frac{1500}{4,25} = 360 \text{ м.}$$

Принимаем 2 циркуляционных окислительных канала, каждый длиной 180 м.

Аэрация сточных вод предусматривается механическими клеточными аэраторами, устанавливаемыми в начале

Табл. 8.4. Параметры циркуляционных каналов [7]

Пропускная способность, м <sup>3</sup> /сут	БПК <sub>полн</sub> поступающей сточной воды, мг/л	Общая длина, м	Сечение, м <sup>2</sup>	Размеры аэратора		Частота вращения диска аэратора, мин <sup>-1</sup>	Количество аэраторов, шт.
				длина, м	диаметр, мм		
100	150	34	2,5	2,5	900	60	1
	250	56	2,5				
	400	88	2,5				
200	150	68	2,5	2,5	900	60	1
	250	110	2,5				
	400	178	2,5				
400	150	71	4,25	2,5	900	80	1
	250	130	4,25				
	400	210	4,25				
700	150	138	4,25	2,5	900	80	1
	250	230	4,25				
	400	366	4,25				
1400	150	275	4,25	2,5	900	80	2
	250	450	4,25				
	400	735	4,25				

прямого участка канала. Согласно [19], размеры клеточных аэраторов и параметры их работы принимают по паспортным данным в зависимости от необходимых пропускной способности по кислороду и скорости движения воды в канале. Для предварительных расчетов допускается принимать основные характеристики аэратора по табл. 59 [19].

Определяем пропускную способность аэратора по кислороду на 1 м длины аэратора г/(ч · м).

Расход кислорода

$$A = D(L_a - L_T) Q_{\text{макс.ч}} = 1,42(317 - 13) 81 = 35 000 \text{ г/ч,}$$

где  $D$  — удельный расход кислорода на 1 мг снятой БПК<sub>5</sub>;  $D = 1,42 \text{ мг/мг}$ .

Принимаем длину аэратора  $L_{\text{аэр}} = 2,5 \text{ м}$ , число аэраторов 4 (по 2 на каждый канал). Тогда пропускная способность аэратора по кислороду

$$\frac{A}{4L_{\text{аэр}}} = \frac{35 000}{4 \cdot 2,5} = 3500 \text{ г/(ч} \cdot \text{м)}.$$

По табл. 59 [19] определяем данные аэратора: диаметр — 90 см; частота вращения — 100 мин<sup>-1</sup>; глубина погружения гребней аэратора — 20 см; пропускная способность по кислороду — 3900 г/(ч·м); потребляемая мощность — 5 кВт/м; импульс давления аэратора — 0,04.

Скорость течения воды в канале, создаваемую аэратором, определяем по формуле [19, п. 7.270]

$$v = \sqrt{\frac{IL_{\text{аэр}}}{\omega \left( \frac{n^2}{R^{1/3}} L + 0,05 \sum \zeta \right)}} = \sqrt{\frac{0,04 \cdot 2,5}{4,25 \left( \frac{0,014^2}{0,69^{1/3}} 90 + 0,05 \cdot 0,5 \right)}} = 0,63 \text{ м/с,}$$

где  $I$  — импульс давления аэратора:  $I = 0,04$  [19, табл. 59];  $L_{\text{аэр}}$  — длина аэратора:  $L_{\text{аэр}} = 2,5$  м;  $\omega$  — площадь живого сечения канала:  $\omega = 4,25$  м<sup>2</sup>;  $n$  — коэффициент шероховатости: для бетонных стенок  $n = 0,014$ ;  $R$  — гидравлический радиус:  $R = 0,69$  м;  $L$  — длина канала:  $L = 180 : 2 = 90$  м;  $\sum \zeta$  — сумма коэффициентов местных сопротивлений:  $\sum \zeta = 0,5$ .

Влажность ила, удаляемого из отстойника, принимаем равной 98 %, тогда суточный объем ила

$$W_{\text{ил}} = \frac{0,154 \cdot 100}{(100 - 98)} = 7,7 \text{ м}^3.$$

Нагрузка на иловые площадки принимается как для сброженных осадков из первичных отстойников [19].

**Расчет полей фильтрации (вариант IV).** Поля фильтрации выполняются в виде карт, спланированных горизонтально или с малым уклоном и разделенных земляными оградительными валиками. При этом выбираются участки со спокойным рельефом ( $i < 0,02$ ). Низинные и затопляемые тальми водами территории непригодны для этих целей. Уровень грунтовых вод должен быть на глубине не менее 1,5 м, в противном случае необходимо устройство дренажа.

Поля располагаются с подветренной стороны относительно населенного пункта, защитная зона составляет 300 м (при  $Q < 5000$  м<sup>3</sup>/сут). По контуру полей высаживают влаголюбивые деревья, ширина полосы насаждений — 10 м.

Для устройства полей предпочтительны песчаные и супесчаные грунты; тяжелые суглинки и глины непригодны в

связи с их заболачиваемостью. Торфяные грунты необходимо предварительно осушать.

Во избежание быстрого заиливания (кольматации) грунта и прекращения доступа воздуха в почву сточные воды должны предварительно отстаиваться (продолжительность отстаивания — не менее 30 мин).

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод	$Q_{\text{ср.сут}} = 970 \text{ м}^3/\text{сут}$
максимальный секундный расход	$q_{\text{макс}} = 22,5 \text{ л/с}$
средняя годовая температура воздуха	$t = 7^\circ\text{C}$
средний годовой слой атмосферных осадков	600 мм

Для размещения полей фильтрации предусматривается участок с плоским рельефом, грунты супесчаные.

Полезная площадь полей фильтрации

$$F_{\text{полезн}} = \frac{Q_{\text{ср.сут}}}{q_0 K} = \frac{970}{100 \cdot 0,80} = 12,13 \text{ га,}$$

где  $q_0$  — нагрузка сточных вод на поля фильтрации:  $q_0 = 100$  м<sup>3</sup>/(га·сут) [19, табл. 47];  $K$  — коэффициент уменьшения нагрузки; для районов со средней годовой высотой слоя осадков 500—700 мм  $K = 0,85$ —0,75 [19, табл. 47]. Для расчетного случая  $K = 0,80$ .

Принимаем размер карты 100×303 м (соотношение ширины к длине 1 : 3 [19]). Число карт

$$N = \frac{F_{\text{полезн}}}{100 \times 303} = \frac{12,13}{3,03} = 4.$$

Дополнительная площадь полей фильтрации, необходимая для устройства оградительных валиков, разводящих и осушительных каналов, дорог, составляет 40 % полезной площади [19]:

$$F_{\text{доп}} = 0,4 F_{\text{полезн}} = 0,4 \cdot 12,13 = 4,85 \text{ га.}$$

Полная расчетная площадь полей

$$F = F_{\text{полезн}} + F_{\text{доп}} = 12,13 + 4,85 = 16,98 \approx 17 \text{ га.}$$

В зимнее время фильтрация сточной воды при промерзании почвы значительно уменьшается: часть поступающих

сточных вод намораживается, часть профильтровывается, остальная испаряется (вымерзает).

Площадь, требуемая для намораживания,

$$F_{\text{нам}} = \frac{Q_{\text{ср}} T_{\text{нам}} (1 - \beta) \rho_1}{(h_{\text{нам}} - h_0) \rho_2 \cdot 10^3} = \frac{970 \cdot 20 (1 - 0,45) 1}{(0,6 - 0,1) 0,9 \cdot 10^4} = 2,37 \text{ га},$$

где  $T_{\text{нам}}$  — продолжительность намораживания: принимается по числу дней со средней суточной температурой воздуха ниже  $-10^\circ\text{C}$ :  $T_{\text{нам}} = 20$  сут (см. рис. 7.15);  $\beta$  — коэффициент зимней фильтрации:  $\beta = 0,45$  [19];  $\rho_1$  — плотность сточных вод:  $\rho_1 = 1,0 \text{ т/м}^3$ ;  $h_{\text{нам}}$  — высота слоя намораживания:  $h_{\text{нам}} \leq 1 \text{ м}$  [19]; для рассматриваемого случая  $h_{\text{нам}} = 0,6 \text{ м}$ ;  $h_0$  — толщина слоя зимних осадков:  $h_0 = 0,1 \text{ м}$ ;  $\rho_2$  — плотность льда:  $\rho_2 = 0,9 \text{ т/м}^3$ .

В связи с тем что для зимнего намораживания требуется небольшая площадь ( $F_{\text{нам}} = 2,37 \text{ га}$ ), резервная площадь на период весеннего таяния намороженных сточных вод и ремонта карт не предусматривается [19].

Продольный уклон карты — 0,002, поперечный — 0,003. Обработка почвы предусматривается тракторами.

Размеры оградительных валиков: ширина по верху — 0,7 м; крутизна откосов — 1:1,5; ширина по низу — 2,8; высота 0,7 м (на 0,1 м выше высоты слоя намораживания) [19].

Подводящий канал и распределительные сети, а также картовые оросители предусматриваются открытыми в виде бетонных лотков.

На выпусках подводящего канала, распределительных и картовых оросителях необходимы шиберы для обеспечения чередования выпуска на карты сточных вод.

### 8.3. РАСЧЕТ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТЬЮ ДО $700 \text{ м}^3/\text{сут}$

**Пример 8.2.** Произвести технологические и гидравлические расчеты аэрационных сооружений на полное окисление (аэротенки продленной аэрации). Аэрационные установки, работающие по методу полного окисления (аэротенки продленной аэрации), применяются для полной биологической очистки сточных вод [19].

Установка включает: решетку-дробилку или решетку с прозорами 10—16 мм; аэротенк-отстойник или аэротенки с вторичными отстойниками [19].

В аэротенк продленной аэрации, кроме сточных вод, подается также циркуляционный активный ил из отстойника. Иловая смесь аэрируется сжатым воздухом с помощью аэраторов — дырчатых труб. В процессе длительной аэрации происходит очистка сточных вод при малых нагрузках на активный ил, характеризующаяся незначительным приростом ила и высокой степенью минерализации. Иловая смесь отводится в отстойник. Осажденный в отстойнике активный ил возвращается в аэротенки, а отстаивающая вода в контактный резервуар, где дезинфицируется и затем выпускается в водоем.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод  
 максимальный суточный расход  
 средний часовой расход в сутки максимального водоотведения  
 максимальный часовой расход  
 БПК<sub>5</sub> неосветленных вод  
 БПК<sub>полн</sub> неосветленных вод  
 концентрация взвешенных веществ  
 средняя годовая температура сточных вод

$Q_{\text{ср.сут}} = 550 \text{ м}^3/\text{сут}$   
 $Q_{\text{макс.сут}} = 700 \text{ м}^3/\text{сут}$   
 $Q_{\text{ср.ч}} = 29,2 \text{ м}^3/\text{ч}$   
 $Q_{\text{макс.ч}} = 52,6 \text{ м}^3/\text{ч}$   
 $L'_a = 270 \text{ мг/л}$   
 $L_a = 375 \text{ мг/л}$   
 $b = 325 \text{ мг/л}$   
 $t = 15^\circ\text{C}$

Продолжительность аэрации сточной жидкости по формуле (5.5)

$$T = \frac{375 - 15}{3,5 (1 - 0,35) 6} = 26,4 \text{ ч},$$

где  $L_a = 375 \text{ мг/л}$ ;  $L_T = 15 \text{ мг/л}$ ;  $a = 3 - 4$ ; принимаем  $a = 3,5 \text{ г/л}$ ;  $S_a = 0,35$ ;  $\rho = 6 \text{ мг/(г} \cdot \text{ч)}$ .

Объем зоны аэрации

$$W_{\text{аэр}} = Q_{\text{ср.ч}} T = 29,2 \cdot 26,4 = 771 \text{ м}^3,$$

где  $Q_{\text{ср.ч}}$  — средний часовой приток сточных вод,  $\text{м}^3/\text{ч}$ .

Удельный расход воздуха по формуле (5.10)

$$D = \frac{1 (375 - 15)}{0,75 \cdot 2,3 \cdot 1,0 \cdot 0,85 (10,7 - 2)} = 28,2 \text{ м}^3/\text{м}^3,$$

где  $Z = 1 \text{ мг/мг}$ ;  $K_1 = 0,75$ ;  $K_2 = 2,3$ ;  $n_1 = 1,0$ ;  $n_2 = 0,85$ ;  
 $C_p = 9,17 \frac{10,3 + 1,8}{10,3} = 10,7 \text{ мг/л}$ ;  $C = 2 \text{ мг/л}$ .

Расход воздуха

$$V = Q_{\text{ср.ч}} D = 29,2 \cdot 28,2 = 821 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Продолжительность отстаивания при максимальном притоке должна составлять не менее 1,5 ч [19], зависит от дозы ила  $a$ , илового индекса  $i$  и может быть определена по формуле (считая по максимальному часовому притоку)

$$T_{\text{от}} = \frac{\left(\frac{a}{1-S}\right)^{1,5} i}{35 \left(10^3 - \frac{aS}{(1-S)}\right)^{0,5}} + 2,2,$$

где  $a = 6 \text{ г/л}$ ;  $S = 0,3$ ;  $i = 100 \text{ см}^3/\text{г}$ .

Тогда

$$T_{\text{от}} = \frac{\left(\frac{6}{1-0,3}\right)^{1,5} 100}{35 \left(10^3 - \frac{6 \cdot 0,3}{1-0,3}\right)^{0,5}} + 2,2 = 4,48 \text{ ч}.$$

Объем отстойной зоны

$$W = Q_{\text{макс.ч}} T_{\text{от}} = 52,6 \cdot 4,48 = 234 \text{ м}^3.$$

Принимаем к установке двухсекционные блоки аэротенков и отстойников типа А6-800 (6 — ширина коридора аэротенка, 800 — объем аэротенка,  $\text{м}^3$ ) по типовому проекту 902-2-154.

Суточный прирост активного ила (т/сут) определяется по формуле

$$\text{Пр} = \beta \frac{\rho' W_{\text{аэр}}}{10^6},$$

где  $\beta$  — коэффициент прироста активного ила, принимаемый для аэротенков продленной аэрации в пределах 0,3—0,6, в среднем 0,4;  $\rho'$  — скорость окисления на 1 г беззольного вещества активного ила:  $\rho' = 6 \cdot 24 = 144 \text{ мг}/(\text{г} \cdot \text{сут})$ ;  $W_{\text{аэр}}$  — объем аэротенка,  $\text{м}^3$ .

Тогда

$$\text{Пр} = 0,4 \frac{144 \cdot 771}{10^6} = 0,045 \text{ т/сут} = 45 \text{ кг/сут}.$$

Объем избыточного ила, отводимого на иловые площадки в течение суток, определяется из соотношения

$$q_{\text{и.л}} = \frac{P}{a_{\text{н.в}}} 1000 = \frac{0,045}{10} 1000 = 4,5 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где  $a_{\text{н.в}}$  — концентрация возвратного ила:  $a_{\text{н.в}} = 10 \text{ г/л}$ .

Годовой объем избыточного ила

$$W_{\text{ил}} = q_{\text{ил}} 365 = 4,5 \cdot 365 = 1643 \text{ м}^3.$$

Площадь иловых площадок

$$F = \frac{W_{\text{ил}}}{q} = \frac{1643}{2} = 822 \text{ м}^2,$$

где  $q$  — нагрузка осадка на иловые площадки с естественным основанием:  $q = 2 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$  [19, табл. 53].

Принимаем 3 карты с размерами  $30 \times 10 \text{ м}$ .

Согласно же [19], расход избыточного активного ила на 1 кг БПК<sub>5</sub> следует принимать 0,5 кг, влажность удаленного ила из отстойника  $p = 98 \%$ . Тогда объем избыточного активного ила

$$q_{\text{ил}} = \frac{0,5 (L_a - L_T) Q_{\text{сут}} 100}{(100 - P) 1000} = \frac{0,5 (270 - 13) 700 \cdot 100}{(100 - 98) 1000} = 4,5 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Расход избыточного активного ила, вычисленный двумя способами по формуле (8.8) и по [19], имеет одинаковое значение.

Табл. 8.5. Техническая характеристика установок, работающих по методу полного окисления

Показателя	Тип установки				
	КУ-12	КУ-25	КУ-50	КУ-100	КУ-200
Пропускная способность, $\text{м}^3/\text{сут}$	12	25	50	100	200
Количество монтажных элементов	1	1	2	4	8
Условное число жителей, обслуживаемых установкой (при норме водоведения 200 л/сут на 1 чел.)	60	125	250	500	1000
Максимальный расход воды, $\text{м}^3/\text{ч}$	1,5	3	6	12	20
Габариты, м:					
в плане	4,6×2	6×2	6×4	6×8	6×16
глубина	2,3	3	3	3	3
Объем зоны, $\text{м}^3$ :					
аэрационной	2,2	5,9	11,8	20,6	47,2
отстойной	2,7	5,2	8,6	14,6	26,6
Мощность, кВт:					
установленная	1,7	11	11	11	16,5
потребляемая	0,75	4,1	4,1	4,1	8,2

Характеристики установок и перечень типовых проектов по сооружениям малой канализации см. табл. 8.5—8.7.

Табл. 8.6. Перечень типовых проектов по сооружениям малой канализации с установками заводского изготовления

Типовой проект	Пропускная способность установки, м <sup>3</sup> /сут	Характер установки
902-2-261	12	
902-2-262	25	
902-2-263	50	
902-2-223	100	
902-2-224	200	
902-2-225	400	
902-2-226	700	
902-2-265	200	С аэробной стабилизацией осадка
902-2-266	400	То же
902-2-267	700	«

Табл. 8.7. Техничко-экономические показатели сооружений типа БНО [7]

Показатели	Пропускная способность очистных сооружений, м <sup>3</sup> /сут			
	25	50	100	200
Средняя нагрузка гидравлическая, м <sup>3</sup> /сут	25	50	100	200
Средняя окислительная способность, кг/сут	8	16	32	64
Обслуживаемое население, чел.	150	300	600	1200
Нагрузка по БПК <sub>5</sub> на 1 м <sup>3</sup> аэротенка, г/(м <sup>3</sup> ·сут)	320	320	320	320
Установленная мощность, кВт	7,3	9,7	17,6	22,7
Максимальная потребляемая мощность, кВт	4,5	5,7	11,6	17

#### 8.4. РАСЧЕТ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТЬЮ ДО 15 м<sup>3</sup>/сут

Пример 8.3. Очистные сооружения пропускной способностью до 15 м<sup>3</sup>/сут применяются для отдельно стоящих зданий, пионерских лагерей, санаториев, домов отдыха и т. п.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод  
расчетное население

$$Q_{\text{ср.сут}} = 12 \text{ м}^3 \\ N = 110 \text{ чел.}$$

глубина залегания грунтовых вод  
средняя годовая температура воздуха  
средний годовой слой атмосферных осадков  
грунты — супесчаные

3 м

$$t = +6,7^\circ \text{C}$$

$$H = 550 \text{ мм}$$

**Расчет септика.** Септики применяют для механической очистки сточных вод, поступающих на поля подземной фильтрации, песчано-гравийные фильтры, фильтрующие траншеи и фильтрующие колодцы при расходе их до 25 м<sup>3</sup>/сут [19].

В зависимости от расхода сточных вод принимаются следующие типы септиков: однокамерные ( $Q < 1 \text{ м}^3/\text{сут}$ ); двухкамерные ( $Q$  до 10 м<sup>3</sup>/сут); трехкамерные ( $Q > 10 \text{ м}^3/\text{сут}$ ).

В соответствии с суточным расходом (12 м<sup>3</sup>) принимаем трехкамерный септик, выполняемый из бетонных колец; все камеры одинакового объема, без отделений [19].

Полный расчетный объем септика

$$W = KQ = 2,5 \cdot 12 = 30 \text{ м}^3,$$

где  $K$  — кратность суточного притока; принимается при расходе сточных вод до 5 м<sup>3</sup>/сут — 3, при расходе более 5 м<sup>3</sup>/сут — 2,5 (при условии очистки септиков не менее 1 раза в год) [19].

Объем иловой части септика

$$W_{\text{ил}} = \frac{0,7NT(100 - p_1)K_1K_2}{10^3(100 - p_2)} = \frac{0,7 \cdot 110 \cdot 365 \cdot 5 \cdot 0,7 \cdot 1,2}{10^3 \cdot 10} = 11,8 \text{ м}^3,$$

где 0,7 — норма выпавшего осадка на 1 чел., л/сут;  $N$  — число жителей;  $T$  — продолжительность хранения осадка в септике, сут;  $p_1$  — влажность сырого осадка;  $p_1 = 95\%$ ;  $K_1$  — коэффициент, учитывающий 30% распада осадка;  $K_1 = 0,7$ ;  $K_2$  — коэффициент, учитывающий 20% осадка, оставляемого в септике для инфицирования свежих порций осадка;  $K_2 = 1,2$ ;  $p_2$  — средняя расчетная влажность осадка в септике;  $p_2 = 90\%$ .

В соответствии с расчетом принимаем следующие размеры септика: диаметр — 2 м, рабочая глубина (считая от уровня воды) — 3,2 м, число камер — 3.

Для равномерного распределения осветленных в септиках вод на полях подземной фильтрации, песчано-гравийных фильтрах предусматриваем дозирующие устройства автоматического действия и распределительные лотки,

**Расчет полей подземной фильтрации (вариант I).** Поля подземной фильтрации применяются для полной биологической очистки сточных вод при расходе их не более 15 м<sup>3</sup>/сут, в песчаных и супесчаных грунтах.

Расчетная длина оросительных труб на полях подземной фильтрации

$$Z = \frac{Q \cdot 10^3}{q_0 K_1 K_2 K_3} = \frac{12 \cdot 10^3}{12 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,2} = 868,4 \approx 870 \text{ м,}$$

где  $q_0$  — нагрузка 1 м оросительных труб полей подземной фильтрации в зависимости от глубины наивысшего уровня грунтовых вод от лотка:  $q_0 = 1$  л/(сут·1 м) [19, табл. 61];  $K_1$  — коэффициент уменьшения нагрузки в зависимости от среднего годового количества осадков:  $K_1 = 0,8$  [19, табл. 61];  $K_2$  — коэффициент увеличения нагрузки при наличии крупнозернистой подсыпки толщиной до 50 см [19, табл. 61];  $K_3$  — коэффициент, зависящий от режима эксплуатации полей; при круглогодичном действии  $K_3 = 1$ , при сезонном — 1,2.

Поля подземной фильтрации целесообразно применять в районах со средней годовой температурой воздуха более 10 °С; при более низкой температуре подпочвенное орошение может производиться только в летний период [7]. Длину отдельных оросителей следует принимать не более 20 м [19].

Схема оросительной сети площадок подземной фильтрации принимается в зависимости от длины оросительных труб: при длине оросительной сети до 60 м — линейная схема, до 120 — параллельная, свыше 120 м — веерная.

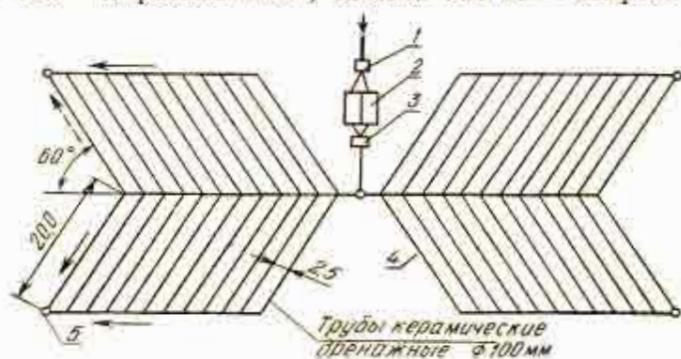


Рис. 8.7. Схема полей подземной фильтрации: 1 — распределительный колодец; 2 — септик; 3 — дозирующая камера; 4 — оросительная сеть; 5 — вентиляционная труба

Принимаем веерную схему оросительной сети (рис. 8.7). Длина дрены — 20, расстояние между параллельными дренами в супесях — 2,5 м [19].

Оросительная сеть выполняется из керамических труб диаметром 100 мм, укладка оросительных труб в супесчаных грунтах осуществляется горизонтально. Число дрен в отсеке — 11, расстояние между ними — 2,5 м.

Между трубами предусматриваются зазоры 20 мм, над стыками труб — накладки. Для притока воздуха на концах оросительных труб имеются стояки диаметром 100 мм, возвышающиеся на 0,5 м над уровнем земли.

**Расчет песчано-гравийных фильтров (вариант II).** Песчано-гравийные фильтры применяются для полной биологической очистки сточных вод при расходе их не более 15 м<sup>3</sup>/сут, проектируются в водонепроницаемых и слабофильтрующих грунтах при наивысшем уровне грунтовых вод на 1 м ниже лотка отводящей дрены.

Исходные данные:

средний суточный расход сточных вод  
расчетное население  
глубина наивысшего уровня грунтовых вод  
грунты — глина  
остальные данные — те же, что и для расчета полей подземной фильтрации

$Q_{\text{ср.сут}} = 12 \text{ м}^3$   
 $N = 110 \text{ чел.}$   
4 м

Фильтры могут быть одно- или двухступенчатые. Схема двухступенчатых фильтров представлена на рис. 8.8. Одно-

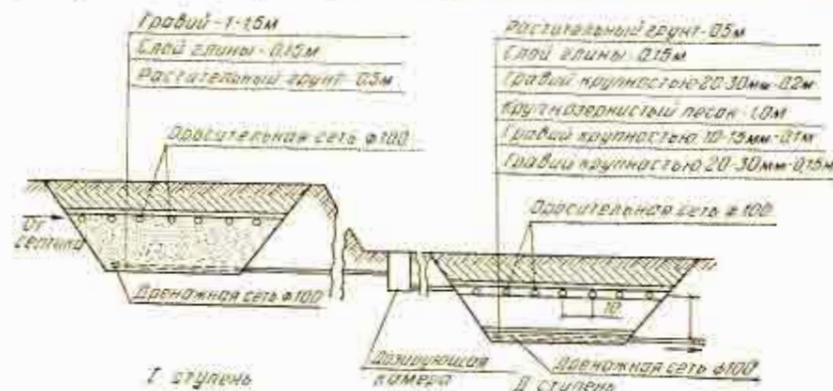


Рис. 8.8. Схема двухступенчатых песчано-гравийных фильтров

ступенчатые фильтры загружаются крупно- и среднезернистым песком (толщина слоя 1—1,5 м). В двухступенчатых фильтрах первая ступень загружается гравием, щебнем, коксом или котельным шлаком слоем 1—1,5 м, вторая ступень — аналогично одноступенчатому фильтру.

Принимаем высоту слоя загрузки каждой ступени 1 м.

Длина оросительных труб песчано-гравийных фильтров: для первой ступени

$$Z_1 = \frac{Q_{\text{ср.сут}} \cdot 10^3}{q_0 K_1} = \frac{12 \cdot 10^3}{150 \cdot 1,2} = 67 \text{ м},$$

где  $q_0 = 150 \text{ л/(м} \cdot \text{сут)}$  [19, табл. 62];  $K_1$  — коэффициент увеличения нагрузки: для районов со средней годовой температурой воздуха выше  $6^\circ\text{C}$   $K_1 = 1,2$  [19, табл. 62];

для второй ступени при  $q_0 = 80 \text{ л/(м} \cdot \text{сут)}$  [19, табл. 62]

$$Z_2 = \frac{12 \cdot 10^3}{80 \cdot 1,2} = 125 \text{ м}.$$

Принимаем длину оросительных труб 6 м (2 трубы диаметром 100 мм по 3 м каждая). Число дрен для первой ступени — 11, для второй — 21.

В верхнем слое фильтров укладывают оросительные дрены из перфорированных асбестоцементных труб диаметром 100 мм, на дне — отводящие дрены из таких же труб. Расстояние между параллельными оросительными трубами и между отводящими дренами принимается 1 м. Уклон оросительных и дренажных труб — 0,005. Оросительные трубы и отводящие дрены фильтров предусматриваются в гравийной обсыпке слоем толщиной 20 см. Глубина заложения оросительных труб от поверхности земли — 0,5 м.

**Расчет фильтрующих траншей (вариант III).** Область применения фильтрующих траншей — та же, что и песчано-гравийных фильтров.

Исходные данные те же, что и для варианта II

Расчетная длина фильтрующих траншей

$$Z = \frac{Q_{\text{ср.сут}} \cdot 10^3}{q_0 K_1} = \frac{12000}{50 \cdot 1,2} = 200 \text{ м},$$

где  $q_0 = 50 \text{ л/(м} \cdot \text{сут)}$  [19, табл. 62];  $K_1 = 1,2$ .

Принимаем 7 параллельных фильтрующих траншей длиной 28,6 м каждая ( $\approx 29 \text{ м}$ ). Ширина траншей по низу — 0,5 м.

В качестве загрузочного материала в фильтрующих траншеях используется крупно- и среднезернистый песок.

Оросительные трубы и отводящие дрены выполняются из асбестоцементных труб диаметром 100 мм, уклон — 0,005. Обсыпка оросительных и дренажных труб — гравийная, толщина слоя обсыпки — 15 см.

Схема фильтрующей траншеи приведена на рис. 8.9.

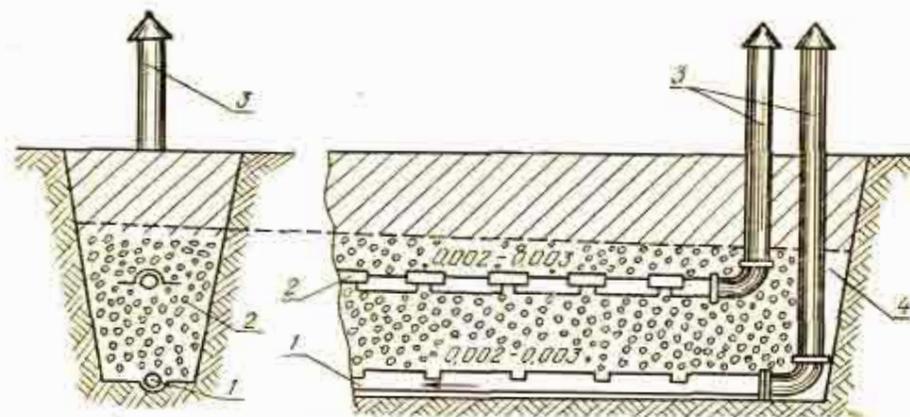


Рис. 8.9. Схема фильтрующей траншеи:

1 — дренажная труба; 2 — оросительная труба; 3 — вентиляция; 4 — гравийная засыпка

### 3.5. РАСЧЕТ УСТАНОВКИ ДЛЯ ДЕЗИНФЕКЦИИ СТОЧНЫХ ВОД ХЛОРНОЙ ИЗВЕСТИЮ И ГИПОХЛОРИТОМ КАЛЬЦИЯ

**Пример 8.4.** Дезинфекция (обеззараживание) сточных вод предусматривается жидким хлором и гипохлоритом натрия, получаемым на месте в электролизерах. При малых расходах сточных вод (до  $1000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ) целесообразно применять хлорную известь и гипохлорит кальция [7].

Установка для дезинфекции сточной воды состоит из хлораторной, смесителя и контактных резервуаров. В хлораторной устанавливают оборудование для приготовления водного раствора хлорной извести или гипохлорита кальция.

Исходные данные:

средний суточный расход	$Q_{\text{ср.сут}} = 970 \text{ м}^3/\text{сут}$
часовые расходы:	
максимальный	$Q_{\text{макс}} = 81 \text{ м}^3/\text{ч}$
средний	$Q_{\text{ср.ч}} = 50 \text{ м}^3/\text{ч}$
минимальный	$Q_{\text{мин.ч}} = 35 \text{ м}^3/\text{ч}$

Пропускная способность хлораторной установки по хлору (кг/г)

$$G = \frac{aQ}{10^3}$$

где  $a$  — доза активного хлора: после полной искусственной биологической очистки  $a=3$  г/м<sup>3</sup>;  $Q$  — часовой расход сточных вод, м<sup>3</sup>.

Отсюда:

$$G_{\max} = \frac{3 \cdot 81}{1000} = 0,243 \text{ кг/ч}; G_{\text{ср}} = \frac{3 \cdot 50}{1000} = 0,150 \text{ кг/ч};$$

$$G_{\min} = \frac{3 \cdot 35}{1000} = 0,105 \text{ кг/ч},$$

где  $G_{\max}$ ,  $G_{\text{ср}}$ ,  $G_{\min}$  — соответственно максимальная, средняя и минимальная пропускная способность хлораторной по хлору; 81, 50, 35 — соответственно максимальный, средний и минимальный часовые расходы сточных вод.

При дезинфекции хлорной известью расход ее (брутто) составляет

$$G_{\max} = \frac{100 G_{\max}}{P} = \frac{100 \cdot 0,243}{30} = 0,81 \text{ кг/ч},$$

где  $P$  — массовая доля активного хлора в хлорной извести:  $P=30\%$  [7].

Активный хлор вводится в воду в виде хлорного раствора. Максимальный расход раствора

$$q_{\max}^{\text{нав}} = \frac{G_{\max} 10^3}{C_{\text{нав}}} = \frac{0,81 \cdot 10^3}{25} = 32,4 \text{ л/г},$$

где  $C_{\text{нав}}$  — концентрация хлорной извести: в растворе  $C=25$  г/л.

Концентрация активного хлора в растворе хлорной извести

$$C_{\text{акт. хлора}} = \frac{30 C_{\text{нав}}}{100} = 0,3 \cdot 25 = 7,5 \text{ г/л}.$$

Установка для дезинфекции сточных вод хлорной известью состоит из затворного бака, двух растворных или рабочих баков и одного дозирующего бачка (рис. 8.10).

В затворном баке производится затворение хлорной извести, в результате чего получают известковое молоко с концентрацией активного хлора 10—15 %.

Известковое молоко поступает в один из рабочих (растворных) баков, где смешивается с водой до получения 2,5 %-ного раствора по активному хлору ( $C_{\text{нав}}=25$  г/л).

Для приготовления раствора используют воду из водопровода или очищенную сточную после контактного резер-

вуара. Из растворных баков хлорная вода поступает в дозирующий бачок и затем в смеситель.

Объем рабочего бака для раствора хлорной извести

$$W = \frac{aQ_{\text{ср.сут}}}{10000 \text{ бн}} = \frac{3 \cdot 970}{10000 \cdot 2,5 \cdot 2} = 0,0582 \text{ м}^3 \approx 60 \text{ л},$$

где  $a$  — доза активного хлора:  $a=3$  г/м<sup>3</sup>;  $b$  — концентрация хлорной извести в растворе:  $b=2,5\%$ ;  $n$  — число затворенной хлорной извести в сутки:  $n=2$ .

Принимаем к установке 2 растворных бака общим объемом  $W' = 1,2W = 1,2 \cdot 60 = 72$  л, где 1,2 — коэффициент увеличения объема (за счет образования осадка и увеличения высоты бака на 0,15 м).

При малой пропускной способности хлораторной по хлору (до 1 кг/ч) растворные баки выполняются деревянными и покрываются изнутри цементным раствором [7]. Дозирующий бачок имеет овальную в плане форму, размеры  $0,5 \times 0,4$  м и высоту 0,5 м.

В последние годы освоен выпуск гипохлорита кальция с массовой долей активного хлора 60—70 %. При использовании в качестве хлор-реагента для дезинфекции сточных вод гипохлорита кальция расход его составит

$$G' = \frac{100 G_{\max}}{P'} = \frac{100 \cdot 0,243}{60} = 0,405 \text{ кг/ч},$$

где  $P'$  — содержание активного хлора в гипохлорите кальция:  $P'=60\%$ .

Максимальный расход хлорного раствора

$$q = \frac{G'}{C'} = \frac{405}{50} = 8 \text{ л/ч}.$$

Вместимость рабочего бака

$$W = \frac{3 \cdot 970}{10000 \cdot 5 \cdot 2} = 0,03 \text{ м}^3 \approx 30 \text{ л},$$

где 5 — концентрация гипохлорита кальция в растворе.

Принимаем к установке 2 рабочих бака с общим объемом  $W' = 1,2 \cdot 30 = 42$  л. Объем одного бака 21 л.

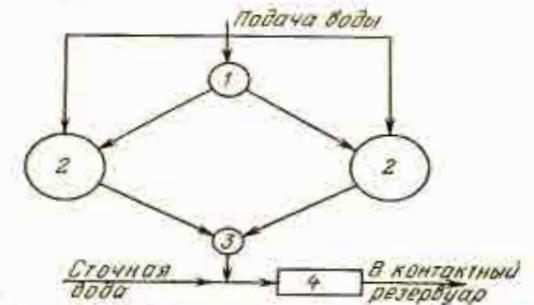


Рис. 8.10. Схема установки для дезинфекции сточной воды хлорной известью: 1 — затворный бак; 2 — растворные баки; 3 — дозирующий бачок; 4 — смеситель.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Абрамов Л. В., Чупракова В. В.* Аэробная стабилизация осадков.— Водоснабжение и санитарная техника, 1976, № 9, с. 15—17.
2. *Гатилло П. Д., Правошинский Н. А.* Вопросы охраны рек от загрязнения поверхностным стоком с городских территорий.— Мн.: Ураджай, 1976.— 32 с.
3. *Временная инструкция по проектированию сооружений для очистки поверхностных вод СН 496—77.*— М.: Стройиздат, 1978.— 24 с.
4. *Доочистка биологически очищенных вод фильтрованием.* Экспресс-информация № 15, вып. 4.— ЦБНТИ Минжилкомхоза РСФСР, 1978.— 14 с.
5. *Жуков А. И., Монгайт И. Л., Родзиллер Н. Д.* Методы очистки производственных сточных вод.— М.: Стройиздат, 1977.— 204 с.
6. *Иванов К. В.* Канализационный выпуск с высоким коэффициентом начального смещения.— Водоснабжение и санитарная техника, 1972, № 11, с. 14—16.
7. *Канализация*/С. В. Яковлев, Я. А. Карелин, А. И. Жуков и др.— М.: Стройиздат, 1975.— 632 с.
8. *Колобанов С. К., Еришов А. В., Кисель М. Е.* Проектирование очистных сооружений канализации.— Киев: Будівельник, 1977.— 223 с.
9. *Лапицкая М. П.* Очистка сточных вод.— Мн.: Выш. школа, 1969.— 168 с.
10. *Лукиных Н. А., Липман Б. Л., Криштул А. П.* Методы доочистки сточных вод.— М.: Стройиздат, 1978.— 160 с.
11. *Лукиных А. А., Лукиных Н. А.* Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского.— М.: Стройиздат, 1974.— 160 с.
12. *Инструкция по изготовлению тонкослойных ячеистых блоков для интенсификации работы сооружений предварительного осветления водопроводных станций.*— М.: 1978.— 55 с.
13. *Молоков М. В., Шифрин В. П.* Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок.— М.: Химия, 1977.— 464 с.
14. *Проскураков В. А., Шмидт Л. И.* Очистка сточных вод в химической промышленности.— Л.: Химия, 1977.— 464 с.
15. *Рекомендации по проектированию биологических прудов.*— М.: Стройиздат, 1976.— 55 с.
16. *Рекомендации по выбору схем обработки осадка сточных вод станций биохимической очистки.*— М.: Союзводоканалпроект, 1980.— 16 с.
17. *Рубчак И. Ю., Спрота М. Н.* Сооружения для обработки осадков городских сточных вод.— М.: Стройиздат, 1978.— 116 с.
18. СН 245—71. Санитарные нормы проектирования промышленных предприятий.— М.: Стройиздат, 1972.— 97 с.
19. СНиП II-32—74. Нормы проектирования. Канализация. Наружные сети и сооружения.— М.: Стройиздат, 1975.— 89 с.
20. СНиП II-31—74. Нормы проектирования. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения.— М.: Стройиздат, 1975.— 152 с.
21. СНиП II-30—76. Нормы проектирования. Внутренний водопровод и канализация зданий.— М.: Стройиздат, 1977.— 48 с.
22. *Справочник проектировщика. Канализация населенных мест и промышленных предприятий.*— М.: Стройиздат, 1981.— 640 с.
23. *Технические указания на проектирование и эксплуатацию установок по механическому обезвоживанию осадков на барабанных вакуум-фильтрах.*— М.: ОНТИАКХ, 1979.— 32 с.
24. *Технические указания на проектирование сооружений для центрифугирования осадков сточных вод и обработки фугата.*— М.: ОНТИАКХ, 1978.— 16 с.
25. *Технические указания на применение модернизированных сетчатых барабанных фильтров в технологии очистки вод поверхностных водосточников и городских сточных вод.*— М.: ОНТИАКХ, 1976.— 36 с.
26. *Туровский И. С.* Обработка осадков сточных вод.— М., 1975.
27. *Федоров Н. Ф., Шифрин С. М.* Канализация.— М.: Стройиздат, 1968.— 160 с.
28. *Худенко Б. М., Шпирт Е. А.* Аэраторы для очистки сточных вод.— М.: Стройиздат, 1973.— 43 с.
29. *Черкинский С. Н.* Санитарные условия спуска сточных вод в водоемы.— М.: Стройиздат, 1977.— 224 с.
30. *Яковлев С. В., Воронов Ю. В.* Биологические фильтры.— М.: Стройиздат, 1975.— 136 с.
31. *Яковлев С. В., Калицин В. И.* Механическая очистка сточных вод.— М.: Изд-во лит-ры по стр-ву, 1972.— 230 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

.....	3
<b>Глава 1. Общие положения</b>	
1.1. Краткая характеристика сточных вод	5
1.2. Требования, предъявляемые к сточным водам, поступающим на очистные канализационные сооружения	8
1.3. Условия спуска сточных вод в водоемы	9
1.4. Выбор площадки для размещения очистных канализационных сооружений. Санитарно-защитные зоны	9
<b>Глава 2. Определение расчетных параметров очистной станции</b>	
2.1. Общие сведения	11
2.2. Определение характерных расчетных расходов сточных вод от различных водопотребителей	13
2.3. Определение концентрации загрязнений в сточных водах	18
2.4. Приведенное население	20
<b>Глава 3. Определение необходимой степени очистки сточных вод</b>	
3.1. Общие сведения	21
3.2. Определение степени смешения и разбавления сточных вод в водоеме у расчетного створа	22
3.3. Определение необходимой степени очистки сточных вод по взвешенным веществам	24
3.4. Определение необходимой степени очистки сточных вод по БПК <sub>полн</sub> смеси сточных вод и воды водоема	24
3.5. Определение необходимой степени очистки сточных вод по растворенному в воде водоема кислороду	26
3.6. Определение необходимой степени очистки сточных вод по органолептическому показателю вредности	30
3.7. Определение необходимой степени обработки сточных вод по температуре воды водоема	30
3.8. Определение необходимой степени разбавления сточных вод по окраске, запаху и привкусу	31

3.9. Определение необходимой степени очистки сточных вод по изменению активной реакции воды водоема	32
---	----

### Глава 4. Выбор метода очистки сточных вод и типов очистных сооружений

4.1. Общие сведения	34
4.2. Показатели, определяющие состав очистных сооружений	34
4.3. Рекомендации по выбору типов очистных сооружений	35

### Глава 5. Расчет сооружений станции аэрации с аэротенками на полную очистку

5.1. Общие сведения. Исходные данные	40
5.2. Приемная камера очистных сооружений	40
5.3. Расчет решеток и решеток-дробилок	43
5.4. Расчет песколовков	52
5.5. Обезвоживание песка	60
5.6. Расчет первичных отстойников	63
5.7. Расчет аэротенков	76
5.8. Расчет элементов воздуховодного хозяйства аэротенков	83
5.9. Расчет вторичных радиальных отстойников	85
5.10. Расчет установки по обеззараживанию сточных вод	89
5.11. Расчет смесителя	92
5.12. Расчет контактных резервуаров	97
5.13. Расчет выпуска сточных вод в водоем	99
5.14. Стадии и методы обработки осадков	103
5.15. Расчет флоулотителей	105
5.16. Расчет сооружений стабилизации осадков	108
5.17. Расчет установок для механического обезвоживания осадка	121
5.18. Термическая обработка обезвоженного осадка	141
5.19. Расчет сооружений доочистки сточных вод	142
5.20. Устройства для измерения расходов сточных вод	159

### Глава 6. Очистка поверхностного стока при раздельной системе канализации

6.1. Общие сведения	165
6.2. Определение расходов поверхностного стока	166
6.3. Качественная характеристика поверхностного стока и сооружения для его очистки	168
6.4. Расчетные показатели степени очистки поверхностных вод	171
6.5. Расчет прудов-отстойников и сооружений закрытого типа	171
6.6. Расчет сооружений очистки поверхностных вод для полной раздельной системы канализации	173

### Глава 7. Расчет сооружений станции биофильтрации с высоконагружаемыми биофильтрами

7.1. Общие сведения	179
7.2. Расчет песколовков	180
7.3. Расчет сооружений для предварительной аэрации сточных вод	186
7.4. Расчет первичных отстойников	192

7.5. Расчет высоконагружаемых биофильтров . . . . .	201
7.6. Расчет вторичных вертикальных отстойников . . . . .	207
7.7. Расчет ершового смесителя . . . . .	209
7.8. Расчет иловых площадок . . . . .	211
7.9. Расчет водосливов-аэраторов для насыщения очищенных сточных вод кислородом . . . . .	219

**Глава 8. Расчет сооружений для очистки малых объемов сточных вод**

8.1. Общие сведения . . . . .	222
8.2. Расчет очистных сооружений пропускной способностью до 1400 м <sup>3</sup> /сут . . . . .	223
8.3. Расчет очистных сооружений пропускной способностью до 700 м <sup>3</sup> /сут . . . . .	240
8.4. Расчет очистных сооружений пропускной способностью до 15 м <sup>3</sup> /сут . . . . .	244
8.5. Расчет установки для дезинфекции сточных вод хлорной известью и гипохлоритом кальция . . . . .	249
Литература . . . . .	253

*Леонора Ивановна Зуёва,  
Неля Михайловна Балаескул,  
Людмила Владимировна Кулешова*

**ОЧИСТКА СТОЧНЫХ ВОД  
(примеры расчетов)**

Зав. редакцией *В. Г. Самарина*  
Редактор *Л. Н. Базулько*  
Обложка *И. П. Кочергина*  
Мл. редактор *Н. В. Валишева*  
Худож. редактор *Ю. С. Сергачев*  
Техн. редактор *Г. М. Романчук*  
Корректоры *И. И. Тарасик, Е. А. Пастушенко*

ИБ № 1618  
Сдано в набор 15.06.82. Подписано в печать 25.02.83. АТ 16 041. Формат 84×108<sup>1/32</sup>.  
Бумага типогр. № 3. Гарнитура литературная. Высокая печать. Усл. печ. л. 13,44.  
Усл. кр.-отт. 13,76. Уч.-изд. л. 13,65. Тираж 4000 экз. Зак. 2692. Цена 60 к.

Издательство «Высшая школа» Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048, Минск, проспект Машерова, 11.

Минский орден Трудового Красного Знамени полиграфкомбинат МППО им. Я. Коласа. 220005. Минск. ул. Красная. 23.