

18/29/3

Одобрено кафедрой
«Теплоэнергетика и водоснабжение
на железнодорожном транспорте»

**Водоотведение
и очистка сточных вод**

Части I и II

**Задание и методические указания
к выполнению курсового проекта
для студентов VI курса**

специальности

270112 ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ



Москва – 2008

Составитель – ст. преп. Т.Г. Рудик

Рецензент – канд. техн. наук, доц. В.Т. Кадыков

© Российский государственный открытый технический
университет путей сообщения, 2008

Часть I

Задание на курсовой проект

Тема: «Проектирование станции очистки городских сточных вод».

В курсовом проекте студент должен рассчитать и запроектировать очистную канализационную станцию для совместной биологической очистки бытовых и производственных сточных вод со снижением БПК_{полн} до 15 мг/л.

В задании предполагается, что основное количество производственных вод, образующихся на железнодорожной станции и на промышленных предприятиях, используется в замкнутых оборотных системах водоснабжения этих производств; в поселковую систему водоотведения от таких объектов поступают лишь бытовые воды и часть производственных стоков, которые или не могут быть использованы в оборотном водоснабжении, или должны периодически сбрасываться в систему водоотведения во избежание повышения концентрации солей в оборотной воде. Перед сбросом производственных стоков в поселковую систему водоотведения они в необходимых случаях подвергаются предварительной очистке на местных очистных сооружениях.

Исходные данные для проектирования приведены в табл. 1. Таблица содержит 10 вариантов заданий. **Номер варианта принимается студентом в соответствии с последней цифрой его учебного шифра.**

Генплан площадки очистной станции для нечетных вариантов дан на рис. 1, а для четных — на рис. 2. Место расположения главной насосной станции (ГНС) указано на генплане площадки.

Объем и состав проекта

Проект состоит из пояснительной записки, и двух листов чертежей (одного формата А1 и одного листа формата А2).

Наименование данных для проектирования	Последняя цифра				
	1	2	3	4	5
Населенный пункт (промышленное предприятие и ж. д. станция, расположенные в районе города)	Псков	Москва	Н. Новгород	Смоленск	Самара
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
Грунты на территории очистной станции	Супесь на глубину 5 м	Песок на глубину 4 м, далее глина	Супесь на глубину 4 м, далее песок	Супесь на глубину 6,5 м, далее глина	Супесь на глубину 6 м, далее глина
Грунтовые воды, не агрессивные к бетону на глубине, м	7,0	3,5	6,0	8,0	4,5
Максимальная глубина на водоеме (при горизонте низких вод), м	2,0	2,5	2,0	2,4	3,0
Количество жителей в населенном пункте N , чел	20000	15000	30000	35000	22000
Среднесуточная норма водоотведения на одного жителя в населенном пункте n , л/сут	250	300	280	250	300
Расход сточных вод от промышленного предприятия $Q_{\text{пр}}$, м ³ /сут	500	1500	800	1000	1500
Концентрация взвешенных веществ в сточных водах от промышленного предприятия $C_{\text{пр}}^{\text{ВВ}}$, мг/л	165	180	230	240	250

Таблица 1

учебного шифра студента					Данные для примера
6	7	8	9	10	
Волгоград	Курск	Пенза	С-Петербург	Ростов на Дону	Воронеж
7	8	9	10	11	12
Супесь на глубину 4,8 м, далее песок	Песок на глубину 3,5 м, далее супесь	Песок на глубину 4 м, далее суглинок	Супесь на глубину 5,5 м, далее глина	Супесь на глубину 7 м, далее глина	Песок на глуби- ну 7 м, далее глина на глубину 4 м
3,5	8,0	2,0	4,0	1,2	6,0
1,8	1,6	2,5	1,3	1,5	2,2
18000	32000	28000	24000	34000	20000
280	220	230	200	230	200
2000	1500	1800	2500	1000	1200
220	260	280	200	260	150

1	2	3	4	5	6
Концентрация органических загрязнений по БПК ₂₀ в сточных водах от промышленного предприятия $C_{пр}^{БПК}$, мг/л	290	200	170	200	230
Расход сточных вод от железнодорожной станции $Q_{жд}$, м ³ /сут	100	120	130	100	110
Концентрация взвешенных веществ в сточных водах от железнодорожной станции $C_{жд}^{ст}$, мг/л	90 55	85 45	70 50	75 42	80 40
Концентрация органических загрязнений по БПК ₂₀ в сточных водах от железнодорожной станции $C_{жд}$, мг/л	90	85	70	75	80
Приток смеси сточных вод на главную насосную станцию: а) максимальный, м ³ /ч; б) минимальный, м ³ /ч	400 100	430 120	600 110	630 150	540 90
Среднезимняя температура смеси сточных вод, °С	12	12	10	12	12
Среднемесячная температура смеси сточных вод за летний период, °С	20	20	18	20	20
Среднегодовая температура смеси сточных вод, °С	16	15	14	16	15
Метод очистки сточных вод	Полная биологическая очистка смеси сточных вод				
Сооружение, конструкцию которого надлежит разработать	Сооружение для биологической очистки	Песколовка	Первичный отстойник	Иловые площадки	Вторичный отстойник

Окончание табл. 1

7	8	9	10	11	12
90	230	175	200	240	230
100	140	100	100	125	130
90 38	95 35	100 45	98 42	88 38	100 35
90	95	100	98	88	35
500 130	460 120	570 140	530 130	570 100	380 68
10	10	12	12	14	10
20	21	22	20	23	20
15	17	18	16	19	16
в искусственно созданных условиях со снижением БПК ₂₀ сточных вод до $L_t = 15$ мг/л					
Сооружение биологической очистки	Песколовка	Сооружения для сбраживания осадка	Вторичный отстойник	Первичный отстойник	

Пояснительная записка должна содержать:

1. Исходные данные для проектирования и основные решения, принятые в проекте. В этом параграфе записки студент освещает климатические, топографические и геологические условия в районе строительства, количество населения в поселке, расходы сточных вод от поселка и промышленных предприятий, состав и степень их загрязненности и другие сведения, полученные студентом из основного задания и собранные им в процессе проектирования [1]; здесь же дается краткое описание основных проектных решений, принятых студентом.

2. Определение концентрации загрязнений бытовых сточных вод и смеси сточных вод, поступающих на очистные сооружения; определение эквивалентного и приведенного числа жителей.

3. Выбор состава очистных сооружений (схема очистной станции).

4. Расчет и описание очистных сооружений, предусмотренных выбранной схемой очистки. Расчет очистных сооружений должен сопровождаться простейшими схемами сооружений, выполненными в карандаше в одну линию с указанием основных размеров.

5. Описание генплана очистной станции и расчет высотной установки очистных сооружений на станции.

Все расчеты, приведенные в пояснительной записке, должны быть выполнены с учетом требований действующих нормативных указаний.

Пояснительная записка должна быть краткой, содержать лишь самые необходимые пояснения и обоснования принятых решений. Записка должна быть написана от руки чернилами синего или черного цвета и подписана автором.

Чертежи

Графическая часть курсового проекта должна содержать:

1. Генеральный план очистной станции, вычерченный в масштабе 1:500-1:1000 с указанием всех основных размеров и вспомогательных сооружений, соединительных трубопро-

водов и лотков между сооружениями, дорог, насыпей, выемок, элементов благоустройства и т. д.

2. Профили движения сточных вод и осадков по очистным сооружениям и коммуникациям; масштаб: горизонтальный 1:500-1:1000, вертикальный 1:1000.

3. Чертежи конструкции одного из сооружений очистной станции, по заданию, в масштабе 1:50-1:100.

Чертежи выполняются на ватмане тушью или карандашом и их подписывает автор.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

Проектирование очистных сооружений системы водоотведения начинается с тщательного изучения заданных исходных данных и знакомства со специальной литературой, из которой студент получает сведения, необходимые для проектирования: существующие методы очистки и область их применения, выбор метода очистки и состава очистных сооружений, назначение, устройство и расчет очистных сооружений, их компоновка в плане и высотное расположение их относительно друг друга и т. д.

Ниже приводятся краткие методические указания по проектированию очистных сооружений.

Расчет расходов сточных вод

Для проектирования очистных сооружений необходимо иметь данные о количестве сточных вод и режиме их поступления по часам суток.

С методикой расчета расходов сточных вод и режимов их поступления в течение суток студенты детально знакомятся при выполнении курсовых проектов по водоотводящей сети и насосным станциям. Поэтому для исключения дублирования и облегчения работы студентов расходы сточных вод, необходимые при проектировании очистных сооружений, даются в задании на проектирование (см.табл. 1).

В задании даны суточные расходы сточных вод от промышленных предприятий $Q_{\text{пр}}$ и железнодорожной станции $Q_{\text{жд}}$. Дано число жителей в поселке N и удельное водоотведение в л/сут на одного жителя n , зная которые студент может легко подсчитать суточный расход бытовых вод от поселка $Q_{\text{быт}}$ в м³/сут по формуле

$$Q_{\text{быт}} = \frac{nN}{1000} \quad (1)$$

Общий суточный расход сточных вод, поступающих на очистные сооружения, $Q_{\text{сут}}$ составит

$$Q_{\text{сут}} = Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{жд}} \quad (2)$$

В задании приведены максимальный и минимальный часовые притоки сточных вод на главную насосную станцию.

Определение концентрации загрязнений сточных вод

Для расчета очистных сооружений необходимо знать концентрации загрязнений сточных вод по взвешенным веществам и по БПК_{полн}. Под концентрацией загрязнений C понимается количество загрязнений, приходящихся на единицу объема сточных вод, и исчисляемое обычно в мг/л.

Концентрации загрязнений производственных стоков известны из задания. Концентрации загрязнений бытовых сточных вод $C_{\text{быт}}$ в мг/л определяются в зависимости от количества загрязнений a , поступающих в систему водоотведения в граммах на 1 чел. в сутки и заданного удельного водоотведения n в л/сут на 1 жителя по формуле

$$C_{\text{быт}} = \frac{a \cdot 1000}{n} \quad (3)$$

Поскольку на очистные сооружения поступает смесь бытовых и производственных стоков, то следует определить среднюю концентрацию загрязнений смеси сточных вод $C_{\text{см}}$ по взвешенным веществам и по БПК_{полн} в мг/л по формуле

$$C_{\text{см}} = \frac{C_{\text{быт}} Q_{\text{быт}} + C_{\text{пр}} Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}} Q_{\text{жд}} + \dots}{Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{жд}} + \dots}, \quad (4)$$

где $C_{\text{быт}}$, $C_{\text{пр}}$, $C_{\text{жд}}$ — концентрации вычисляемого вида загрязнений соответственно в бытовых и производственных стоках, а также в стоках железнодорожной станции, мг/л;

$Q_{\text{быт}}$, $Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{жд}}$ — суточные расходы сточных вод соответственно от населенного пункта, промышленного предприятия и железнодорожной станции, м³/сут.

При расчете очистных сооружений в ряде случаев требуется знание приведенного числа жителей $N_{\text{прив}}$; для определения приведенного числа жителей необходимо вычислить эквивалентное число жителей $N_{\text{эquiv}}$, т.е. такое фиктивное число жителей, при котором в сточную воду вносилось бы столько же загрязнений, сколько от заданного количества производственных стоков.

Эквивалентное и приведенное число жителей определяется как по взвешенным веществам, так и по БПК_{полн} по формулам:

$$N_{\text{эquiv}} = \frac{C_{\text{пр}} Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}} Q_{\text{жд}} + \dots}{a}, \quad (5)$$

$$N_{\text{прив}} = N_{\text{эquiv}} + N, \quad (6)$$

где N — число жителей в населенном пункте.

Выбор состава очистных сооружений

Заданием на проектирование предусмотрена полная биологическая очистка сточных вод в искусственных условиях со снижением БПК_{полн} до 15 мг/л (см. табл. 1).

Биологическая очистка сточных вод в искусственно созданных условиях может производиться на аэротенках и биофильтрах. Перед подачей воды на сооружения биологической очистки ее необходимо подвергнуть механической очистке. При повышенных требованиях к очистке сточных вод биоло-

гически очищенная вода часто подвергается дополнительной очистке на фильтрах различных конструкций, биологических прудах и других сооружениях.

Состав очистных сооружений, обеспечивающих нужную степень очистки, может быть правильно выбран только на основании всестороннего анализа данных о потребной степени очистки сточных вод, о производительности станции, топографических, климатических и грунтовых условиях района строительства и т. д.

Для выбора наиболее рационального и целесообразного состава очистных сооружений, как правило, составляют несколько вариантов, производят их технико-экономическое сравнение и на основе этого принимают окончательное решение.

При выполнении курсового проекта студент должен разработать один из возможных вариантов комплекса очистных сооружений.

В составе очистных сооружений обязательно должны предусматриваться *решетки* или *решетки-дробилки*. Поскольку главная насосная станция находится по заданию на территории очистной станции, то решетки или решетки-дробилки целесообразно располагать в приемном резервуаре насосной станции.

На всех очистных станциях необходимо устраивать *песколовки*, задерживающие минеральные примеси. Тип песколовок (горизонтальные, тангенциальные, аэрируемые) необходимо выбирать с учетом производительности очистной станции и других факторов в соответствии с рекомендациями СНиПа. Около песколовок следует предусмотреть песковые площадки для подсушивания песка или песковые бункера для отмывки песка от органических примесей и обезвоживания его. С целью осветления сточных вод в составе очистной станции должны быть предусмотрены *отстойники*. Тип отстойника выбирается в зависимости от расхода сточных вод, местных условий и требуемого эффекта снижения взвеси [1]. При этом нужно помнить, что остаточное содержание взвеси в осветленной воде,

подаваемого на биофильтры или аэротенки на полную очистку, не должно превышать 150 мг/л.

Обычные первичные отстойники (вертикальные, горизонтальные, радиальные и двухъярусные) чаще всего обеспечивают понижение содержания взвеси на 50%. Для получения более высокого эффекта осветления воды в таких отстойниках приходится увеличивать продолжительность отстаивания воды в них, а следовательно, и число отстойников, что не всегда целесообразно с экономической и эксплуатационной точек зрения. Поэтому в условиях повышения эффекта осветления сточных вод сверх обеспечиваемого обычными первичными отстойниками иногда прибегают к устройству преаэраторов, осветлителей и биокоагуляторов. Преаэраторы обычно предусматривают перед первичными отстойниками на станциях с аэротенками; устройство преаэраторов позволяет дополнительно повысить эффект задержания взвеси в первичных отстойниках на 20—25%, а также снизить БПК_{полн} на 15%; биокоагуляторы обеспечивают увеличение эффективности задержания загрязнений (по БПК_{полн} и взвешенным веществам) на 20—25% по сравнению с первичными отстойниками.

Для полной биологической очистки сточных вод в искусственных условиях применяются биофильтры (капельные и высоконагружаемые) и аэротенки.

Капельные биофильтры обычно применяются на очистных станциях производительностью до 1000 м³/сут, причем при БПК_{полн} сточных вод до 220 мг/л они предусматриваются без рециркуляции, а при БПК_{полн} более этой величины — с рециркуляцией. Высоконагружаемые биофильтры (аэрофильтры) обычно применяются на очистных станциях производительностью до 50000 м³/сут, а иногда и более. При БПК_{полн} сточных вод до 300 мг/л они устраиваются без рециркуляции, а при БПК_{полн} свыше 300 мг/л — с циркуляцией.

Аэротенки могут применяться на очистных станциях практически любой производительности. При БПК_{полн} до 150 мг/л они устраиваются без регенерации циркулирующего активного ила, а при превышении этой величины — с регенерацией

циркулирующего ила. Аэротенки могут устраиваться с пневматической, механической и смешанной аэрацией. В отечественной практике наибольшее распространение получили аэротенки с пневматической аэрацией. По конструкции они могут быть однокоридорными, двухкоридорными, трехкоридорными и четырехкоридорными. Однокоридорные аэротенки применяют на станциях небольшой производительности при работе их без регенерации ила; трехкоридорные аэротенки также удобны для работы без регенерации ила и применяются на станциях большой производительности. Двухкоридорные аэротенки удобно применять с регенерацией ила, когда объем регенераторов составляет 50 % от общего объема сооружений. Четырехкоридорные аэротенки являются наиболее гибкими в работе, они могут применяться как на станциях без регенерации ила, так и на станциях с 25, 50 и 75 % регенерацией ила.

После сооружений биологической очистки в составе станции должны быть предусмотрены сооружения для повторного отстаивания сточных вод (вторичные отстойники) и дезинфекции их (хлораторная, смеситель и контактные резервуары).

На очистных станциях с биофильтрами без рециркуляции воды вторичные отстойники можно одновременно использовать и как контактные резервуары.

На станциях с аэротенками контактными резервуары нельзя объединять со вторичными отстойниками.

Для сбраживания осадка на небольших очистных станциях лучше предусматривать *двухъярусные отстойники* или *осветлители-перегниватели*, а на больших станциях — *метантенки*.

При подаче избыточного активного ила из вторичных отстойников после аэротенков для сбраживания в метантенки в составе очистных сооружений следует предусмотреть илоуплотнители или сгустители осадка.

Для уменьшения объема метантенков и снижения стоимости очистной станции избыточный активный ил из вторичных отстойников после аэротенков целесообразно подвергать аэробной стабилизации в стабилизаторах осадка. Конструк-

тивно *аэробные стабилизаторы* осадка аналогичны аэротенкам. Аэробной стабилизации можно подвергать также смесь избыточного ила из вторичных отстойников и осадка из первичных отстойников, в этом случае полностью отпадает надобность в устройстве метантенков.

Для обезвоживания осадка в состав очистных сооружений включают иловые площадки или сооружения для механического обезвоживания осадка и его термической сушки. В зависимости от местных условий могут применяться иловые площадки на естественном основании с дренажем и без дренажа, на искусственном асфальто-бетонном основании с дренажем, площадки-уплотнители или каскадные площадки с отстаиванием и поверхностным удалением иловой воды. Для механического обезвоживания осадка можно использовать вакуум-фильтры, центрифуги или камерные фильтропрессы.

При повышенных требованиях к степени очистки сточных вод необходимо предусматривать сооружения для глубокой очистки (доочистка) биологически очищенных сточных вод. В качестве сооружений для глубокой очистки сточных вод могут быть применены фильтры с зернистой загрузкой различных конструкций, сетчатые барабанные фильтры, биологические сооружения для насыщения сточных вод кислородом.

Более подробно с вопросом выбора состава очистных сооружений студент должен ознакомиться по специальной литературе.

Расчет очистных сооружений, входящих в состав очистной станции

Очистные сооружения, входящие в состав очистной станции, рассчитывают по формулам и данным, имеющимся в специальной литературе, с учетом всех указаний, приведенных ниже.

Первоначально рассчитываются все сооружения по ходу воды: решетки, песколовки, отстойники, сооружения биологической очистки, вторичные отстойники, сооружения для дезинфекции сточных вод (смеситель, хлораторная, контактные

резервуары), выпуски сточных вод; затем рассчитываются сооружения для обработки осадка: метантенки, иловые площадки, илоуплотнители и т. д.

Главная насосная станция, иловые насосные станции и воздухоподогреватели в настоящем проекте не разрабатываются, но студент должен четко знать их назначение и технологическую схему работы.

Количество отдельных сооружений на очистной станции назначается, как правило, четным, например: две песколовки, четыре отстойника, два биофильтра, четыре вторичных отстойника и т. д. (иногда возможны исключения).

Расчет решеток начинают с подбора размеров подводящих лотков, поскольку от глубины потока воды в них зависит живое сечение решеток. Расчетным расходом для лотков является расход [1]

$$q_{\text{расч}} = 1,4 q_{\text{макс}}$$

Размеры подводящих лотков определяют по таблицам гидравлического расчета канализационных труб, исходя из обеспечения самоочищающихся скоростей в них (от 0,7 м/с до 1—1,5 м/с) и удобства эксплуатации. Сечение лотков принимают прямоугольным, ширину лотков обычно назначают больше глубины потока воды в них.

Решетки рассчитывают на максимальный приток сточных вод на насосную станцию, а песколовки и все сооружения, расположенные за ними — на расход, подаваемый насосами.

Порядок расчета решеток и песколовки изложен в специальной литературе.

Расчет отстойников сводится к определению их числа и размеров.

Сущность и порядок расчета двухъярусных отстойников изложены в части II пособия.

Вертикальные, горизонтальные и радикальные первичные отстойники следует рассчитывать по кинетике выпадения взвешенных веществ с учетом необходимого эффекта осветления.

При этом рекомендуется следующий порядок расчета.

Зная концентрацию смеси сточных вод по взвешенным веществам $C_{\text{см}}^{\text{ВВ}}$ мг/л, определяют потребный эффект осветления воды в отстойниках Θ в % по формуле

$$\Theta = \frac{C_{\text{см}}^{\text{ВВ}} - 150}{C_{\text{см}}^{\text{ВВ}}} \cdot 100. \quad (7)$$

Затем по таблице СНиПа [1] определяют соответствующую величинам $C_{\text{см}}^{\text{ВВ}}$ и Θ продолжительность отстаивания воды t в цилиндре глубиной $h=500$ мм. После этого в соответствии с рекомендациями СНиП принимают число первичных отстойников m (не менее двух) и назначают глубину проточной части отстойников H в м (для вертикальных отстойников $H=2,7 \div 3,8$ м, для горизонтальных $H=1,5 \div 4$ м; для радиальных $H=1,5 \div 5$ м) и по формуле, приведенной в СНиПе, определяют гидравлическую крупность частиц взвеси u_0 в мм/с. Найдя u_0 , принимают остальные размеры отстойников, т.е. длину горизонтальных отстойников ℓ в м ($\ell=8 \div 12 H$), диаметр вертикальных и радиальных отстойников D в м, затем по формулам, приведенным в СНиПе определяют производительность одного отстойника q в м³/ч. Далее, зная расчетный расход сточных вод Q м³/ч, определяют потребное число отстойников m по формуле

$$m = \frac{Q}{q}. \quad (8)$$

Число первичных отстойников согласно СНиП должно быть не менее двух, а вторичных — трех, при несоответствии числа отстойников m изменяют их размеры.

Диаметр вертикальных отстойников обычно принимается не более 9 м, а радиальных — не менее 18 м.

Объем осадка $W_{\text{ос}}$ в м³/сут, выпадающего в первичных отстойниках, определяют по формуле

$$W_{\text{ос}} = \frac{Q_{\text{сут}} C_{\text{см}}^{\text{ВВ}} \Theta}{\rho(100 - p) \cdot 10^6}, \quad (9)$$

где $Q_{\text{сут}}$ — суточный расход сточных вод, поступающих на очистные сооружения, м³/сут;

p — влажность осадка, при самотечном удалении осадка $p = 95\%$;

ρ — плотность осадка, $\rho \approx 1 \text{ т/м}^3$.

Расчет осветлителей с естественной аэрацией рекомендует-ся производить в такой последовательности.

Прежде всего следует принять габаритные размеры вертикальных отстойников, на базе которых будут устроены осветлители, т. е. их диаметр D , расчетную высоту зоны осаждения H , высоту борта h_0 , угол наклона стенок днища к горизонту a , высоту усеченного конуса отстойника h_{yc} и общую строительную высоту $H_{стр}$.

Обычно $D = 4-9 \text{ м}$; для получения минимального числа сооружений целесообразно принимать D наибольшим. Высота H может быть принята в пределах от 2,7 до 3,8 м, h_0 около 0,3-0,5 м, $a = 50^\circ$. Тогда:

$$h_{yc} = \frac{D - 0,4}{2} \operatorname{tga}, \quad (10)$$

$$H_{стр} = h_0 + H + h_{yc}. \quad (11)$$

Затем назначается число осветлителей n и определяются размеры камеры флокуляции.

Согласно СНиП ≥ 2 , желательно четное число.

Диаметр центральной трубы осветлителя d , м, определяется по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4q}{n\pi v_{mp}}}, \quad (12)$$

где q — расчетный расход сточных вод, поступающих на очистные сооружения, $\text{м}^3/\text{с}$;

$V_{тр}$ — скорость движения сточных вод в центральной трубе осветлителя, м/с ;

$V_{тр} = 0,5-0,7 \text{ м/с}$.

Высота центральной трубы осветлителя принимается обычно $h_{ц\text{ тр}} = 2-3 \text{ м}$, а диаметр тарельчатого отражательного щита, расположенного под ней, составляет $d+1 \text{ м}$.

Затем назначается рабочая высота цилиндрической части камеры флокуляции $h_{ц}$ и высота усеченной части камеры флокуляции $h_{yc\phi} = 1$ м, а $h_{ц} = 3-4$ м, чтобы общая глубина камеры флокуляции составляла 4—5 м.

Диаметр нижнего сечения усеченной части камеры флокуляции D_{yc} определяется по формуле

$$D_{yc} = \sqrt{\frac{4q}{n\pi v_B}}, \quad (13)$$

где v_B — средняя скорость выхода воды из камеры флокуляции, м/с;

$$v_B = 8-10 \text{ мм/с.}$$

Диаметр камеры флокуляции D_{ϕ} определяют из уравнения:

$$\frac{qt}{n} + \frac{\pi D_{\phi}^2}{4} h_{тр} = \frac{\pi D_{\phi}^2}{4} h_{ц} + \frac{1}{12} \pi h_{yc\phi} (D_{\phi}^2 + D_{\phi} D_{yc} + D_{yc}^2), \quad (14)$$

где t — время пребывания сточных вод в камере флокуляции, с, $t = 20$ мин.

Далее следует определить скорость движения воды в отстойной зоне осветлителя v_o по формуле

$$v_o = \frac{q}{n \frac{\pi}{4} (D^2 - D_{\phi}^2)}.$$

Скорость в отстойной зоне осветлителя должна находиться в пределах $v_o = 0,8-1,5$ мм/с. Если v_o не соответствует требуемым значениям, то нужно либо изменить принятое число осветлителей n , либо габаритные размеры отстойников, на базе которых устроены осветлители и пересчитать размеры камеры флокуляции.

Объем осадка W_{oc} в м³/сут, выпадающего в осветлителях, определяют по формуле

$$W_{oc} = \frac{Q_{сут} C_{см}^{БВ} \Theta}{\rho(100 - p) \cdot 10^6}, \quad (16)$$

где Θ — эффект задержания взвешенных веществ в осветлителях, %; $\Theta = 70$ %.

Остальные величины в формуле (16) те же, что и в формуле (9).

Остаточная концентрация загрязнений сточных вод, уходящих из осветлителей на сооружения биологической очистки, по БПК_{полн} будет $C_{\text{см.ост}}^{\text{БПК}_{\text{полн}}} = 0,85 C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{\text{полн}}}$, а по взвешенным веществам — $C_{\text{см.ост}}^{\text{ВВ}} = 0,3 C_{\text{см}}^{\text{ВВ}}$.

Биокоагуляторы устраиваются в виде вертикальных отстойников с встроенными внутрь их камерами биокоагуляции. Габаритные размеры отстойников либо определяются аналогично выше изложенному, либо принимаются по типовым проектам.

Расчет биофильтров заключается в определении рабочей высоты загрузки биофильтра H_{af} в м, суточной гидравлической нагрузки сточных вод на 1 м² площади биофильтра q_{af} в м³/м² в сутки, удельного расхода воздуха для вентиляции биофильтра q_a в м³/м³ сточных вод и размеров биофильтра в плане. Желательно произвести также расчет оросительной системы биофильтров.

Расчет биофильтров следует производить по методике, рекомендованной СНиП. Порядок расчета высоконагружаемых биофильтров по этой методике изложен в примере (см. часть II). Расчет оросительной системы биофильтров с реактивными оросителями приведен в примере (см. часть II).

Расчет аэротенков сводится к определению их числа и размеров, а также расчету воздухопроводов и подбору воздуходувок.

Существует много методов расчета аэротенков. При выполнении проекта расчет аэротенков следует производить в соответствии с рекомендациями СНиП.

При БПК_{полн} смеси сточных вод, поступающих на очистную станцию, $\ell_{tn} = C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{\text{полн}}}$ менее 150 мг/л, устраивают аэротенки-вытеснители без регенерации активного ила, а при $\ell_{tn} = C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{\text{полн}}}$ более 150 мг/л — с регенерацией активного ила.

При расчете аэротенков-вытеснителей без регенерации ила первоначально определяют период аэрации сточных вод t в аэротенке (ч) по формуле, приведенной в СНиПе. Время t во всех случаях должно приниматься не менее двух часов.

Затем определяют потребный рабочий объем аэротенков W в м³ по формуле

$$W=Qt, \quad (17)$$

где Q — среднечасовой приток вод за время t в м³/ч (в часы максимального притока).

Далее назначают число самостоятельных секций аэротенков n ($n \geq 2$), рабочую глубину аэротенка $H=3\div 6$ м, ширину аэротенка $B=(1\div 2)H$ и определяют длину одной секции аэротенка ℓ (м) по формуле

$$\ell = \frac{W}{nBH}. \quad (18)$$

Соотношение $\ell : B$ рекомендуется назначать не менее 10.

После этого выбирают тип аэротенка (одно-, двух-, трех-, или четырехкоридорный) и определяют длину коридора ℓ_k по формуле

$$\ell_k = \frac{\ell}{m}, \quad (19)$$

где m — число коридоров в каждой секции аэротенка.

Удельный расход воздуха q_{air} в м³/м³ сточных вод следует определить по формуле, приведенной в СНИПе, а общее количество воздуха, подаваемого в аэротенки, W_B в м³/ч, определяют по формуле

$$W_B = q_{\text{air}} Q. \quad (20)$$

При проектировании аэротенков с регенерацией ила первоначально определяют продолжительность аэрации смеси сточных вод и циркулирующего ила в аэротенке t_{at} в ч по формуле

$$t_{at} = \frac{25}{\sqrt{a_i}} \lg \frac{\ell_{en}}{\ell_{ex}}, \quad (21)$$

где a_r — доза циркулирующего ила в аэротенке, г/л;
 ℓ_{en} — БПК_{полн} поступающих в аэротенки сточных вод, мг/л;

ℓ_{ex} — БПК_{полн} очищенной воды, мг/л.

Затем определяют общую продолжительность окисления снятых загрязнителей t_o в ч по формуле:

$$t_o = \frac{\ell_{en} - \ell_{ex}}{R_i a_r (1 - S) \rho}, \quad (22)$$

где a_r — доза ила в регенераторе, г/л; определяется по СНиП;

R_i — степень рециркуляции активного ила; определяются по СНиП;

S — влажность ила, принимается по СНиП;

ρ — удельная скорость окисления загрязнений в мг/л БПК_{полн} на 1 г беззольного вещества ила за 1 ч; определяется в соответствии с рекомендациями СНиП.

Далее определяют продолжительность регенерации циркулирующего ила t_r в ч по формуле

$$t_r = t_o - t_{at} \quad (23)$$

Объем аэротенка W_{at} в м³, регенератора W_r , в м³ определяют по формулам:

$$W_{at} = t_{at} (1 + R_i) Q; \quad (24)$$

$$W_r = t_r R_i Q, \quad (25)$$

где Q — то же, что в формуле (17).

Общий объем аэротенков с регенераторами W определяют по формуле

$$W = W_{at} + W_r \quad (26)$$

Дальнейший расчет ведут аналогично предыдущему случаю.

Расчет воздухопроводов аэротенков сводится к определению их диаметров и потерь напора в них и производится аналогично расчету тупиковых сетей. Диаметры воздухопроводов назначаются, исходя из обеспечения скоростей движения воздуха в стояках, подводящих воздух в каналы под фильтросы, 4—5 м/с, а остальной распределительной сети — 10—15 м/с. Потери напора в воздухопроводах складываются из потерь на трение по длине и местных сопротивлений.

Вторичные отстойники служат для задержания активного ила, поступающего с очищенной водой из аэротенков (на станциях с аэротенками), ила для задержания биологической

пленки, поступающей с водой из биофильтров. По конструкции они могут быть вертикальными, горизонтальными и радиальными. На станциях небольшой производительности обычно устраивают вертикальные вторичные отстойники, на больших и средних станциях — горизонтальные и радиальные.

Расчет вторичных отстойников должен производиться с учетом рекомендаций СНиПа; методика расчета вторичных отстойников после биофильтров приведена в части II.

Обеззараживать сточные воды надлежит хлором, гипохлоритом натрия, полученным на месте или прямым электролизом сточных вод. Расход хлора определяется по его расчетной дозе и расходу сточных вод. Для дозировки хлора в целях безопасности работы следует использовать вакуумные хлораторы. Смешение сточных вод с хлором может осуществляться смесителями любого типа; при расходах сточных вод до 1400 м³/сут для этой цели обычно используют ершовые смесители, а при больших расходах — лотки Паршаля.

Для контакта воды с хлором на станциях с биофильтрами обычно используются вторичные отстойники, а на станциях с аэротенками устраивают специальные контактные резервуары (горизонтальные и вертикальные), размеры которых определяют, исходя из 30-минутной продолжительности контакта воды с хлором.

Для уплотнения избыточного активного ила на станциях с аэротенками и метантенками обычно применяют *вертикальные* или *радиальные илоуплотнители*.

Расчетным расходом для илоуплотнителей является максимальный часовой приток избыточного активного ила q_{\max} , который может быть определен в м³/ч по формуле

$$q_{\max} = \frac{(0,8B + 0,3\ell_{en})Q_{\max} \cdot 100}{\rho(100 - p_1) \cdot 10^6}, \quad (27)$$

где Q_{\max} — максимальный приток сточных вод на очистную станцию, м³/ч (дан в задании);

p_1 — влажность активного ила, выпадающего в осадок

во вторичных отстойниках, % ($p_1=99,6\%$);

ρ — плотность избыточного активного ила, т/м^3 ($\rho \approx 1 \text{ т/м}^3$);

ℓ_{en} — БПК_{полн} сточных вод, поступающих в аэротенк, мг/л ($\ell_{en} = C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{\text{полн}}}$);

B — количество взвешенных веществ в сточной воде, поступающей в аэротенк, в мг/л ,

$$B = \frac{100 - \Theta}{100} C_{\text{см}}^{\text{ВВ}}, \quad (28)$$

Θ — эффект задержания взвешенных веществ в первичных отстойниках, %.

Расчет метантенков для сбраживания осадка состоит в определении их числа и размеров.

Если для отстаивания сточных вод и сбраживания осадка в составе очистной станции предусмотрены осветлители-перегниватели, представляющие собой комбинированные сооружения, состоящие из осветлителей и концентрически расположенных вокруг них перегнивателей, то первоначально следует рассчитать осветлители, т. е. определить их число m , диаметр, высоту и суммарный объем каждого осветлителя $W_{\text{осв}}$, а затем приступить к расчету перегнивателей. Расчет осветлителей производят в соответствии с рекомендациями, изложенными выше. Число перегнивателей m принимают равными числу осветлителей.

Полезный объем камеры перегнивания осадка для одного осветлителя-перегнивателя $W_{\text{пер}}$ в м^3 следует определить по формуле

$$W_{\text{пер}} = \frac{W_{\text{сут}} \cdot 100}{md}, \quad (29)$$

где $W_{\text{сут}}$ — суточное количество осадка, поступающего в перегниватели (на станциях с биофильтрами принимается равным сумме суточных объемов осадка, образующихся в осветлителях и вторичных отстойниках, а на станциях с аэротенками — сумме суточного объема осадка, образующегося в осветлителях, и суточного объема избыточного ила

из вторичных отстойников); м³/сут;

d — суточная доза загрузки осадка в перегнивателях, %.

Габаритные размеры перегнивателя, т. е. его диаметр $D_{\text{пер}}$ в м, полезную высоту цилиндрической части перегнивателя $h_{\text{цил}}$ в м и высоту усеченного конуса $h_{\text{ус}}$ в м следует определять, исходя из суммарного объема осветлителя $W_{\text{осв}}$ и перегнивателя $W_{\text{пер}}$ по формуле

$$W_{\text{осв}} + W_{\text{пер}} = \frac{\pi D_{\text{пер}}^2}{4} h_{\text{цил}} + \frac{1}{12} \pi h_{\text{ус}} (D_{\text{пер}}^2 + 0,4 D_{\text{пер}} + 0,4^2), \quad (30)$$

где
$$t_{\text{ус}} = \frac{D_{\text{пер}} - 0,4}{2} \text{tg}30^\circ.$$

Размеры перегнивателя рекомендуется устанавливать в следующем порядке: определить сумму $W_{\text{осв}} + W_{\text{пер}}$, принять величину $h_{\text{цил}}$ и найти $D_{\text{пер}}$ из уравнения (30). При устойчиве перегнивателей из сборных железобетонных элементов высоту цилиндрической части перегнивателя обычно принимают 6 м (исходя из размера типовых элементов), полезная высота цилиндрической части перегнивателя с учетом борта в этом случае может быть принята $h_{\text{цил}} = 5,5$ м.

Расчет иловых площадок сводится к определению числа и размеров карт площадок для подсушивания осадка. Размеры карт должны быть проверены на условия намораживания осадка в зимний период. Порядок расчета иловых площадок приведен в рассмотренном примере, часть II.

*Компоновка генерального плана очистной станции,
расчет высотной установки очистных сооружений
и составление профилей по воде и илу*

К компоновке генерального плана очистной станции студент, может приступить лишь после расчета всех очистных сооружений входящих в схему очистки, т.е. после определения их числа и размеров. Параллельно с компоновкой генерального плана студент производит гидравлический расчет лотков и трубопроводов, соединяющих отдельные очистные сооружения станции между собой и составляет профили станции по направлению течения воды и ила.

Генеральный план станции и высотная установка сооружений взаимосвязаны и должны быть составлены так, чтобы обязательно обеспечивалось самотечное движение воды по очистным сооружениям. Движения ила по очистным сооружениям также желательно иметь самотечное, но это не всегда осуществимо. Так, например, ил из двухъярусных отстойников и осветлителей-перегнивателей на иловые площадки подается самотеком; ил из первичных отстойников в метантенки чаще всего приходится перекачивать с помощью насосов; сброженный ил из метантенков на иловые площадки поступает самотеком; активный ил (циркулирующий и избыточный) из вторичных отстойников после аэротенков перекачивается насосной станцией в аэротенки и илоуплотнители или в аэробные стабилизаторы; ил из вторичных отстойников после биофильтров также перекачивается насосами либо в метантенки, либо в двухъярусные отстойники или осветлители-перегниватели, где подвергается сбраживанию.

При компоновке генплана очистной станции рекомендуем исходить из следующих положений. При расположении очистных сооружений в плане следует стремиться к компактности, поскольку в этом случае уменьшается протяженность лотков и каналов, а значит, уменьшается стоимость строительства и эксплуатация сооружений.

Сооружения целесообразно располагать группами. Например, две песколовки, четыре отстойника, два биофиль-

тра и т. д. Разрывы между группами сооружений следует принимать минимальными по санитарным и противопожарным требованиям, однако принятые разрывы между сооружениями или группами их должны обеспечивать возможность очередности строительства, расширения сооружений и проезда транспорта для доставки материалов при ремонтах. Разрывы между одноименными сооружениями принимаются 2—3 м, а между отдельными группами разноименных сооружений обычно принимаются в пределах от 5 до 20—30 м. Метантенки располагают не ближе чем на 20 м от других сооружений. Газгольдеры для сбора и хранения газа (в схемах с метантенками) располагают на расстоянии 40—60 м от других сооружений.

Сооружения на генплане лучше располагать симметрично. В составе сооружений следует предусматривать устройства для равномерного распределения сточных вод по ним (распределительные лотки, распределительные чаши и камеры) для аварийного сброса сточной жидкости до и после сооружений механической очистки.

При компоновке очистной станции следует стремиться к объединению ряда сооружений в одном здании. Например, иловую насосную станцию для перекачки циркулирующего активного ила в схеме с аэротенками целесообразно объединить в одном здании с компрессорной станцией; иловую насосную станцию для перекачки ила из вторичных отстойников в схеме с биофильтрами целесообразно объединить в одном здании (с разными входами) с хлораторной; административные помещения и лабораторию следует также сосредоточить в одном здании. Всегда нужно стремиться к укрупнению сооружений и их блокировке.

Здание котельной целесообразно расположить в центре потребителей тепла. Гараж и мастерские следует объединить в одном здании.

При компоновке очистных сооружений в плане очень полезно сделать «масштабные шаблоны» очистных сооружений в плане. Передвигая такие шаблоны по площадке очистных

сооружений, студент быстрее может найти наиболее целесообразную компоновку очистных сооружений в плане.

При назначении высотной схемы сооружений следует стремиться к тому, чтобы все они располагались по естественному уклону местности; взаимное их расположение устанавливается с учетом потерь напора на коммуникациях (лотках и трубах) и самих сооружениях. При выборе высотной схемы очистных сооружений всегда следует стремиться к балансу земляных работ.

Так, например, в схеме с аэротенками — аэротенк, как самое большое сооружение, следует располагать наполовину заглубленным в землю; высотное расположение всех остальных сооружений определяется в зависимости от положения аэротенка. В схеме с биофильтрами — биофильтр, как правило, располагают водонепроницаемым днищем на поверхности земли (особенно в случае биофильтров с естественной вентиляцией), желательно под горкой, если такая есть, а все остальные сооружения располагают по расчету в зависимости от принятого положения биофильтра, но так, чтобы они частично располагались в подсыпке. Иловые площадки желательно располагать на сравнительно ровной местности. Потери напора следует определять по формуле:

$$h = h_{\text{дл}} + \sum h_{\text{м}} = i\ell + \sum \xi \frac{U^2}{2g}, \quad (31)$$

где $h_{\text{дл}}$ — потери напора по длине, м;
 $h_{\text{м}}$ — местные потери напора, м;
 i — гидравлический уклон, определяемый с помощью таблиц для гидравлического расчета канализационных сетей;
 ℓ — длина расчетного участка, м;
 U — средняя скорость движения воды, м/с;
 g — ускорение силы тяжести, м/с²;
 ξ — коэффициент местных сопротивлений.

Потери напора в самих очистных сооружениях должны быть либо найдены расчетом, либо при предварительных расчетах могут быть приняты по табл. 2.

Таблица 2

Наименование сооружений	Потери напора, м
1	2
Решетки	0,1-0,25
Песколовки	0,1-0,25
Отстойники:	
радиальные	0,4-0,6
горизонтальные	0,1-0,25
вертикальные	0,5-0,7
двухъярусные	0,1-0,25
Аэротенки	0,5-0,8
Биофильтры:	
со спринклерными и оросителями	$H_{\text{загр}}^* + (2,5+5)$
с реактивными оросителями	$H_{\text{загр}}^* + 1,5$
Контактные резервуары горизонтальные	0,1-0,3
Ершовый смеситель	0,3-0,4
Измерительный лоток Паршалля	$0,3H_{\text{л}}^{**}$

* $H_{\text{загр}}$ — высота загрузки биофильтра;

** $H_{\text{л}}$ — глубина слоя воды в лотке перед измерительным лотком.

Размеры лотков и трубопроводов (дюкеров) на территории станции определяются при гидравлическом расчете по таблицам из условия пропускá согласно требованиям СНиП максимального секундного расхода с коэффициентом 1,4, т.е. $q_{\text{л}} = 1,4q_{\text{max}}$.

При этом следует иметь в виду, что при определении расчетных расходов в лотках и трубах необходимо учитывать также циркулирующий активный ил (на станциях с аэротенками) и циркулирующую воду (на станциях с биофильтрами с рециркуляцией).

Распределительные лотки на очистных станциях обычно принимаются прямоугольного сечения; отношение глубины потока воды в них H к ширине лотка B принимается в пределах от 0,5 до 0,75, причем гидравлически наивыгоднейшее соотношение этих величин равно 0,5. Размеры лотков не должны быть менее $0,2 \times 0,2$ м; различных по ширине лотков на стан-

ции желательно иметь не более 3—4. Наполнение напорных трубопроводов принимается полным, а минимальный их диаметр 150 мм.

Минимальные скорости движения воды в лотках не должны быть менее «самоочищающих», при которых не происходит выпадения транспортируемой взвеси. Оптимальные скорости потока, м/с, зависят от характера сточной жидкости и принимаются в пределах:

для сырой сточной воды	0,9—1
для воды, прошедшей песколовку	0,75—1
для осветленной воды	0,6—1
для очищенной воды	0,5—1

Во избежание больших потерь напора максимальные значения скоростей желательно принимать не более 1—1,5 м/с. Скорости движения воды в дюкерах согласно СНиП должны быть не менее 1 м/с, а минимальный диаметр труб дюкера 150 мм. При транспортировании очищенной воды скорости в дюкерах могут быть несколько уменьшены.

Сопряжение труб и лотков при гидравлическом расчете высотного положения очистных сооружений следует производить с учетом местных потерь напора либо «по воде», либо «по дну» канала. При этом перепад «по воде» в точках сопряжения не должен быть меньше величины местных потерь напора, имеющих в начале последующего участка; отметки дна лотков так же, как и отметки поверхности воды, должны понижаться в направлении движения воды и только в отдельных случаях в точках сопряжения они могут оказаться одинаковыми.

Илопроводы на территории очистной станции устраиваются из труб и открытых лотков. Последние применяются для распределения ила на иловых площадках. Расчет илопроводов так же, как и расчет лотков и труб по движению воды, должен производиться с учетом местных сопротивлений. Величина гидравлического уклона в илопроводах должна определяться

по таблицам в зависимости от диаметра илопроводов и расхода ила в них. В целях упрощения допускается производить гидравлический расчет илопроводов без учета местных сопротивлений, принимая гидравлический уклон равным 0,01, чтобы обеспечить нормальную их работу.

Гидравлический расчет высотного расположения сооружений на очистных станциях с аэротенками рекомендуется начинать с определения положения аэротенков. Аэротенки как наиболее грандиозные сооружения обычно располагают наполовину заглубленными в грунт — этим определяется отметка воды в них. Отметки высотного положения всех остальных сооружений определяются при гидравлическом расчете уже в зависимости от принятой отметки воды в аэротенках.

Гидравлический расчет высотного расположения сооружений на станциях с биофильтрами рекомендуется начинать с определения положения биофильтра. Биофильтры, как правило, располагают водонепроницаемым дном на поверхности земли — это определяет отметку дна биофильтров; отметки высотного положения всех остальных сооружений при гидравлическом расчете определяют уже в зависимости от принятой отметки дна биофильтра. При этом, однако, следует следить за тем, чтобы остальные сооружения были частично заглублены в грунт, а частично находились в подсыпке и опирались на нетронутый грунт.

Указанная выше методика расчета высотного положения очистных сооружений требует от проектировщика определенных навыков в гидравлическом расчете и достаточно большого внимания. Во избежание ошибок студентом, еще не обладающим такими навыками, можно рекомендовать производить гидравлический расчет высотной схемы станции первоначально от какой-то условной отметки в приемной камере очистных сооружений, а затем, исходя из данных выше рекомендаций устанавливать желательные действительные отметки либо поверхности воды в аэротенках, либо дна биофильтров, после чего находить поправку условным отметкам и пересчитывать их в действительные.

После окончания расчета высотной установки очистной станции строятся профили движения воды по наиболее длинному пути от приемной камеры очистных сооружений до выпуска в водоем и профили движения ила от первичных и вторичных отстойников до сооружения для подсушивания осадка: масштабы профилей движения воды и ила по очистным сооружениям и коммуникациям рекомендуется принимать: горизонтальный — 1:500, вертикальный — 1:100.

Для практического ознакомления студентов с методикой расчета высотной установки очистных канализационных сооружений в части II настоящего задания приводится пример такого расчета и построения профилей для станции с биофильтрами. При этом распределение воды между сооружениями принято с помощью последовательно раздваивающихся лотков.

После построения профилей по воде и илу определяют границы насыпей и выемок и наносят их на генплан очистных сооружений; при этом вокруг сооружений должна предусматриваться площадка для прохода шириной 2–3 м.

Далее на генплан наносят дороги и проезды. Ширина дорог при одностороннем движении принимается 3,5 м, а при двухстороннем — 6 м.

При нанесении границ насыпей и выемок и при увязке высотного положения очистных сооружений расстановка их в плане может измениться.

При составлении высотной схемы нужно следить за тем, чтобы каждое сооружение имело необходимое основание на плотном нетронутом грунте. Если сооружение по каким-либо соображениям необходимо поместить целиком в насыпи (например, песколовку), то его нужно снабдить фундаментом, опирающимся на материковый грунт. При наличии дюкеров для подачи воды с одного сооружения на другое их следует прокладывать параллельно земле на глубине промерзания.

На генплан наносятся все вспомогательные сооружения (административное здание, лаборатория, котельная, гараж, мастерские), дороги, ограждения: показываются озеленение

площадки очистных сооружений: указываются трассы водопровода, канализации и теплосети на территории станции.

Генплан снабжается условными обозначениями и экспликацией зданий и сооружений.

Конструкция одного из сооружений очистной станции

Одно из сооружений очистной станции (в соответствии с заданием) должно быть выполнено в объеме технического проекта.

Чертеж выполняется в соответствии с результатами расчета и увязывается с расположением сооружения на генплане и профилем очистной станции.

Конструкция сооружений разрабатывается с учетом новейших достижений в практике проектирования и эксплуатации очистных сооружений и увязывается с данными о грунтах и грунтовых водах. Конструкция не должна быть целиком заимствована из типового проекта, но при разработке ее студент может использовать отдельные узлы и детали типовых проектов, привязывая их к местным конкретным условиям.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

Основная

1. Воронов Ю. В., Яковлев С. В. Водоотведение и очистка сточных вод. — М.: МГСУ, 2006.

Дополнительная

1. Канализация: Учеб. /Яковлев С. В. и др. /; М-ва высшего и среднего специального образования СССР 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1975. — 632с.

2. Дикаревский В. С., Караваев И. И., Краснянский И. И. Канализационные сооружения железнодорожного транспорта. — М.: Транспорт, 1973. — 284с.

3. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. Справочник проектировщика/Под ред. Самохина В. Н., 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1981.— 639с.

4. Дикаревский В. С., Караваев И. И. Водоохранные сооружения на железнодорожном транспорте.— М.: Транспорт, 1986.— 212с.

Справочно-информационная литература

1. Строительные нормы и правила. Канализация. Наружные сети и сооружения. СНиП 2.04.03-85.— М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1986, 72с.

2. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей. (Расчетные таблицы). 4-е изд. Л. : Стройиздат, 1968.— 208с.

3. Лукиных А. А. , Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле академика Н. Н. Павловского. 4-е изд. — М.: Стройиздат, 1974.— 159 с.

Часть II

Введение

В части II рассмотрен пример расчета и проектирования очистной станции с биофильтрами для конкретных местных условий. Пример включает определение расчетных расходов сточных вод и расчет всего комплекса очистных сооружений, предусмотренных технологической схемой очистки. Кроме того, в нем дано решение генплана очистной станции по очистке сточных вод. Приведенный генплан станции следует рассматривать как наглядный образец в помощь студентам-заочникам, не имеющим возможности в момент выполнения проекта по очистке сточных вод ознакомиться с существующими проектами. При выполнении проекта генплан очистной станции и высотное расположение сооружений на станции должны быть разработаны студентами самостоятельно, исходя из конкретных условий и индивидуальных заданий.

Исходные данные для рассмотренного примера приведены в графе 12 табл. 1 (см. Часть I).

Пример расчета и проектирования очистной станции системы водоотведения.

Определение расходов сточных вод.

Расход сточных вод, поступающих на очистку, складывается из расхода бытовых вод от населенного пункта и расходов от промышленных объектов и железнодорожной станции.

Суточный расход бытовых сточных вод от населенного пункта определяется по формуле:

$$Q_{\text{быт}} = \frac{n \cdot N}{1000} = \frac{200 \cdot 20000}{1000} = 4000 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Общий суточный расход сточных вод, поступающих на очистную станцию,

$$Q_{\text{сут}} = Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{ж.д.}} = 4000 + 1200 + 130 = 5330 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Определение концентрации загрязнений сточных вод

Концентрация загрязнений бытовых сточных вод составляет:

а) по взвешенным веществам

$$C_{\text{быт}}^{\text{в.в}} = \frac{a \cdot 1000}{n} = \frac{65 \cdot 1000}{200} = 325 \text{ мг/л.}$$

б) по БПК₂₀

$$C_{\text{быт}}^{\text{БПК}_{20}} = \frac{a \cdot 1000}{n} = \frac{40 \cdot 1000}{200} = 200 \text{ мг/л.}$$

Концентрация загрязнений смеси сточных вод, поступающих на очистную станцию, составляет:

а) по взвешенным веществам

$$\begin{aligned} C_{\text{см}}^{\text{вв}} &= \frac{C_{\text{быт}}^{\text{вв}} \cdot Q_{\text{быт}} + C_{\text{пр}}^{\text{вв}} \cdot Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}}^{\text{вв}} \cdot Q_{\text{жд}}}{Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{жд}}} = \\ &= \frac{325 \cdot 4000 + 150 \cdot 1200 + 100 \cdot 130}{4000 + 1200 + 130} = 280 \text{ мг/л.} \end{aligned}$$

б) по БПК

$$\begin{aligned} C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{20}} &= \frac{C_{\text{быт}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot Q_{\text{быт}} + C_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot Q_{\text{жд}}}{Q_{\text{быт}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{жд}}} = \\ &= \frac{200 \cdot 4000 + 230 \cdot 1200 + 35 \cdot 130}{4000 + 1200 + 130} = 280 \text{ мг/л.} \end{aligned}$$

Определение эквивалентного и приведенного числа жителей

Эквивалентное и приведенное число жителей составляет:

а) по взвешенным веществам

$$N_{\text{эkv}}^{\text{вв}} = \frac{C_{\text{пр}}^{\text{вв}} \cdot Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}}^{\text{вв}} \cdot Q_{\text{жд}}}{a} = \frac{150 \cdot 1200 + 100 \cdot 130}{65} = 2970 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{пр}}^{\text{вв}} = N_{\text{эkv}}^{\text{вв}} + N = 2970 + 20000 = 22970 \text{ чел.}$$

б) по БПК

$$N_{\text{экв}}^{\text{БПК}_{20}} = \frac{C_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot Q_{\text{пр}} + C_{\text{жд}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot Q_{\text{жд}}}{a} =$$
$$= \frac{230 \cdot 1200 + 35 \cdot 130}{40} = 7000 \text{ чел.};$$

$$N_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}} = N_{\text{экв}}^{\text{БПК}_{20}} + N = 7000 + 20000 = 27000 \text{ чел.}$$

Выбор состава очистных сооружений

Состав сооружений для очистки сточных вод намечен, исходя из производительности очистной станции ($Q_{\text{сут}} = 5330 \text{ м}^3/\text{сут}$), концентрации загрязнений сточных вод ($C_{\text{см}}$), потребной степени очистки сточных вод ($Z_{\text{сх}} = 15 \text{ мг/л}$), анализа местных условий, требований СНиП и показателей работы отдельных очистных сооружений. Технологическая схема очистной канализационной станции представлена на рис. 1.

Расчет очистных сооружений

Решетки. Предназначены для задержания из сточных вод крупных загрязнений (тряпки, бумага и др.). Они расположены в приемном резервуаре главной насосной станции, устройство которой предусматривается заданием на территории очистных сооружений. Максимальный приток сточных вод на главную насосную станцию по заданию $q_{\text{макс}} = 380 \text{ м}^3/\text{ч} = 106 \text{ л/с}$. Канал, подводящий воду к решеткам, рассчитан согласно СНиП на пропуск расхода $1,4 q_{\text{макс}} = 1,4 \cdot 106 = 148 \text{ л/с}$. Канал запроектирован в виде прямоугольного лотка шириной $B_{\text{к}} = 500 \text{ мм}$ с уклоном $\ell_{\text{к}} = 0,002$; глубина воды в канале $h_{\text{к}} = 350 \text{ мм}$, а скорость движения воды в канале $v_{\text{к}} = 0,86 \text{ м/с}$.

Решетки запроектированы из прямоугольных стержней со скругленными входными гранями толщиной $S = 10 \text{ мм}$. Ширина прозоров решеток принята $\epsilon = 16 \text{ мм}$.

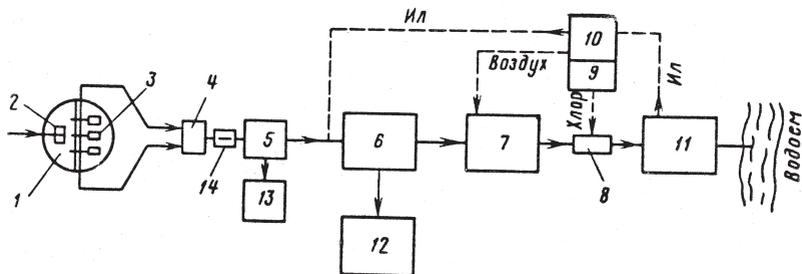


Рис. 1. Технологическая схема канализационной станции:

1 — приемный резервуар главной насосной станции; 2 — решетки; 3 — машинное отделение главной насосной станции; 4 — приемная камера; 5 — песколовки; 6 — двухъярусные отстойники; 7 — высоконагружаемые биофильтры; 8 — смеситель; 9 — хлораторная; 10 — воздуходувная и иловая насосная станции; 11 — вторичные отстойники (они же контактные резервуары); 12 — иловые площадки; 13 — песковые площадки; 14 — измерительный лоток

Глубина воды в каналах, где установлены решетки, принята $h_1 = h_k = 0,35$ м. Скорость движения воды в прозорах решетки принята $v_p = 1$ м/с ($v_p = 0,8 - 1$ м/с).

Число прозоров решетки:

$$n = \frac{q_{\max}}{v \cdot h_1 \cdot v_h} = \frac{0,106}{0,016 \cdot 0,35 \cdot 1} = 19.$$

Количество стержней в решетке:

$$n_{\text{ст}} = n - 1 = 19 - 1 = 18.$$

Ширина канала, в котором установлена решетка,

$$B = n \cdot v + n_{\text{ст}} \cdot S = 19 \cdot 0,016 + 18 \cdot 0,01 = 0,48 \text{ м.}$$

Потери напора в решетке:

$$h_p = K : \xi \frac{V_p^2}{2g} \sin \alpha = \frac{1^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 0,864 = 0,13 \text{ м,}$$

где K — коэффициент, учитывающий загрязнение решетки,

$K=3$;

α — угол наклона решетки к горизонту, принимается 60° ;

ξ — коэффициент местных сопротивлений:

$$\xi = \beta \left(\frac{S}{e} \right)^{4/3} = 1,83 \left(\frac{10}{16} \right)^{4/3} = 0,97,$$

β — коэффициент, зависящий от формы стержней решетки; для принятой формы стержней $\beta = 1,83$.

Количество отбросов, снимаемых с решеток,

$$W_{\text{отбр}} = \frac{a \cdot N}{365 \cdot 1000} = \frac{8 \cdot 20000}{365 \cdot 1000} = 0,44 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где a — количество отбросов, снимаемых с решеток, на 1 человека в л/год, принимается по СНиП;

N — число жителей в населенном пункте.

Так как количество задерживаемых на решетке отбросов более $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$, то в соответствии со СНиП, предусмотрена механизированная очистка решеток.

Число решеток принято 2, обе механизированные; одна рабочая, другая резервная.

Для ликвидации отбросов, задержанных на решетке, предусматривается установка молотковой дробилки Д-3 производительностью $300\text{--}500 \text{ кг/ч}$. Измельченные в дробилке отбросы сбрасывают в поток воды перед решеткой.

Песколовки. Песколовки предусмотрены для удаления из сточных вод тяжелых минеральных загрязнений, главным образом песка. По конструкции приняты хорошо зарекомендовавшие себя в эксплуатации горизонтальные песколовки с круговыми движениями воды. Расчетный расход сточных вод, поступающих на песколовки, $q_{\text{max}} = 380 \text{ м}^3/\text{ч} = 106 \text{ л/с}$ (производительность насосов). Число песколовок в соответствии с требованиями СНиП принято $n=2$ — обе рабочие. Схема песколовки приведена на рис. 2.

Наружный диаметр песколовок принят по аналогии с типовыми проектами $D_n = 4 \text{ м}$.

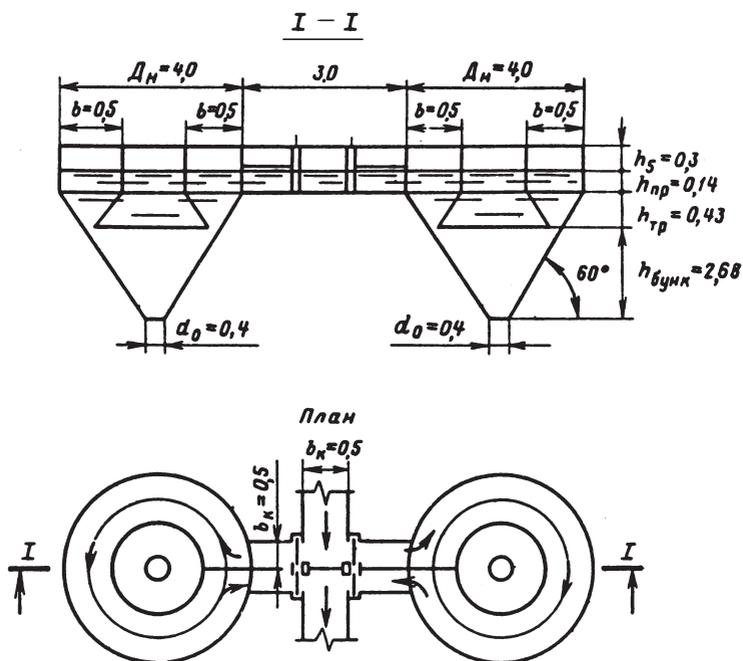


Рис. 2. Схема горизонтальной песколовки с круговым движением воды

Площадь живого сечения кольцевого желоба песколовки:

$$\omega = \frac{q_{\max}}{n \cdot v} = \frac{0,106}{2 \cdot 0,3} = 0,178 \text{ м}^2.$$

Ширина кольцевого желоба песколовки $v=0,5$ м, а уклон дна бункера песколовки к горизонту $\alpha=60^\circ$. При этом высота треугольной части кольцевого желоба песколовки:

$$h_{\text{тр}} = \frac{v}{2} \text{tg}\alpha = \frac{0,5}{2} \cdot 1,73 = 0,43 \text{ м}.$$

Площадь треугольной части кольцевого желоба:

$$\omega_{\text{тр}} = \frac{\vartheta \cdot h_{\text{тр}}}{2} = \frac{0,5 \cdot 0,43}{2} = 0,108 \text{ м}^2.$$

Площадь прямоугольной части желоба:

$$\omega_{\text{пр.}} = \omega - \omega_{\text{тр}} = 0,178 - 0,108 = 0,07 \text{ м}^2.$$

Высота прямоугольной части кольцевого желоба:

$$h_{\text{пр}} = \frac{\omega_{\text{пр.}}}{\vartheta} = \frac{0,07}{0,5} = 0,14 \text{ м}.$$

Полезная суммарная высота кольцевого желоба:

$$h_{\text{ж}} = h_{\text{тр}} + h_{\text{пр}} = 0,43 + 0,14 = 0,57 \text{ м}.$$

Высота бункера песколовки:

$$\begin{aligned} h_{\text{бунк}} &= \frac{(D_{\text{н}} - \vartheta) - d_0}{2} \text{tg} \alpha = \\ &= \frac{(4 - 0,5) - 0,4}{2} 1,73 = 2,68, \end{aligned}$$

где d_0 – диаметр усеченного основания бункера, обычно $d_0 = 0,4 - 0,5$ м.

Высота борта песколовки принята $h_6 = 0,3$ м.

Строительная высота песколовки:

$$H = h_6 + h_{\text{ж}} + h_{\text{бунк}} = 0,3 + 0,57 + 2,68 = 3,55 \text{ м}.$$

Длина кольцевого желоба песколовки Z по средней линии его:

$$L = \pi(D_{\text{н}} - \vartheta) = 3,14(4 - 0,5) = 11 \text{ м}.$$

Продолжительность протекания сточных вод по кольцевому желобу песколовки при максимальном притоке сточных вод:

$$t = \frac{L}{v} = \frac{11}{0,3} = 36,8, \text{ с}$$

что допустимо, поскольку t больше 30 с [1].

Количество песка, задерживаемого в песколовках $W_{\text{ос}}$.

$$W_{\text{ос}} = \frac{A \cdot N_{\text{пр}}^{\text{в.в}}}{1000} = \frac{0,02 \cdot 22970}{1000} = 0,46 \text{ м}^3 / \text{сут},$$

где A – количество задерживаемого песка в пересчете на 1 человека, согласно СНиП [1] $A=0,02$ л/сут на 1 человека.

Песок из песколовков предусмотрено удалять на песковые площадки с помощью гидроэлеваторов.

Двухъярусные отстойники. Поскольку суточный расход сточных вод, поступающих на очистные сооружения, составляет $5330 \text{ м}^3/\text{сут}$, т.е. небольшой (меньше $10000 \text{ м}^3/\text{сут}$), то в соответствии с практикой проектирования для отстаивания сточных вод и сбраживания осадка предусмотрены двухъярусные отстойники. По конструкции они приняты спаренными; количество отстойников запроектировано $n=6$; каждый отстойник имеет два отстойных желоба $n_{\text{ж}}=2$ и две септические камеры диаметром $D=9$ м. Расчетный расход сточных вод, поступающих на двухъярусные отстойники, $q_{\text{макс}}=380 \text{ м}^3/\text{ч}=106 \text{ л/с}$. Схема двухъярусных отстойников приведена на рис. 3.

Длина отстойных желобов в спаренных двухъярусных отстойниках:

$$L=2D+a=2 \cdot 9+1=19 \text{ м},$$

где a – расстояние между внутренними стенками септических камер в спаренных двухъярусных отстойниках, $a=1$ м.

Потребный объем всех отстойных желобов двухъярусных отстойников $W_{\text{ж}}$ составит в соответствии с требованиями СНиП

$$W_{\text{ж}}=q_{\text{макс}} \cdot t=380 \cdot 1,5=570 \text{ м}^3,$$

где t – продолжительность отстаивания воды в желобах двухъярусных отстойников, согласно СНиП $t=1,5$ ч.

Площадь живого сечения одного отстойного желоба:

$$\omega = \frac{W_{\text{ж}}}{L \cdot n \cdot n_{\text{ж}}} = \frac{570}{19 \cdot 6 \cdot 2} = 2,5 \text{ м}^2.$$

Ширина отстойного желоба $\varphi=2,6$ м ($\varphi \approx 2 \div 2,8$ м), а угол наклона его стенок к горизонту $\beta=50^\circ$, при этом высота треугольной части отстойного желоба:

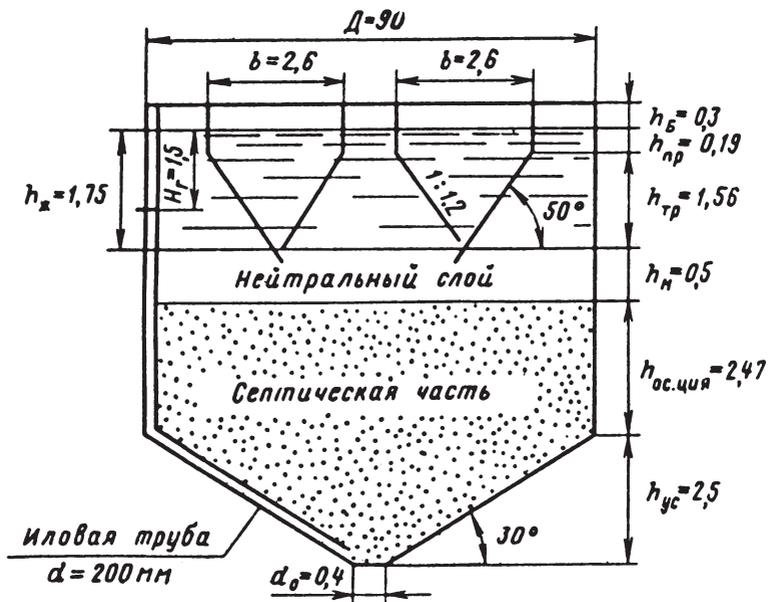


Рис. 3. Схема двухъярусного отстойника

$$h_{\text{тр}} = \frac{b}{2} \operatorname{tg} \beta = \frac{2,6}{2} \cdot 1,2 = 1,56 \text{ м}$$

Площадь живого сечения треугольной части желоба:

$$\omega_{\text{тр}} = \frac{b \cdot h_{\text{тр}}}{2} = \frac{2,6 \cdot 1,56}{2} = 2,02 \text{ м}^2$$

Площадь прямоугольной части отстойного желоба:

$$\omega_{\text{пр.}} = \omega - \omega_{\text{тр}} = 2,5 - 2,02 = 0,48 \text{ м}^2.$$

Высота прямоугольной части отстойного желоба:

$$h_{\text{пр}} = \frac{\omega_{\text{пр.}}}{b} = \frac{0,48}{2,6} = 0,19 \text{ м}.$$

Суммарная высота отстойного желоба:

$$h_{\text{ж}} = h_{\text{пр}} + h_{\text{тр}} = 0,19 + 1,56 = 1,75 \text{ м,}$$

что допустимо, поскольку согласно СНиП $h_{\text{ж}} = 1,2 + 2,5 \text{ м}$.

Площадь зеркала отстойников, не занятая желобами, равна:

$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} - n_{\text{ж}} \cdot \nu D = \frac{3,14 \cdot 9^2}{4} - 2 \cdot 2,6 \cdot 9 = 63,5 - 46,8 = 16,7 \text{ м}^2$$

или $\frac{16,7}{63,5} \cdot 100 = 26,3\%$ от общей площади зеркала отстойников, что допустимо, так как по СНиП свободная поверхность водного зеркала должна быть не менее 20%.

Суммарный потребный объем септических камер двухъярусных отстойников:

$$W_{\text{общ}} = KW_{\text{ил}} N_{\text{пр}}^{\text{в.в.}} = \frac{1,7 \cdot 65 \cdot 22970}{1000} = 2540 \text{ м}^3$$

где $W_{\text{ил}}$ — объем септической камеры двухъярусных отстойников на одного человека в год, л; согласно СНиП $W_{\text{ил}} = 65$ л/чел. в год;

K — коэффициент, учитывающий поступление в двухъярусные отстойники осадка из вторичных отстойников, но СНиП при полной биологической очистке на высоконагружаемых биофильтрах $K = 1,7$.

Объем одной септической камеры спаренных двухъярусных отстойников:

$$W = \frac{W_{\text{общ}}}{2n} = \frac{2540}{2 \cdot 6} = 212 \text{ м}^3.$$

При одиночных двухъярусных отстойниках $W = \frac{W_{\text{общ}}}{n}$.

Днище двухъярусного отстойника запроектировано в виде усеченного конуса с основанием $d_0 = 0,4 \text{ м}$ и углом наклона к горизонту $\alpha = 30^\circ$.

Высота усеченного конуса двухъярусного отстойника h_{yc} определена по формуле

$$h_{\text{yc}} = \frac{D - d_0}{2} \operatorname{tg} \alpha = \frac{9 - 0,4}{2} \cdot 0,58 = 2,5 \text{ м.}$$

Объем усеченного конуса двухъярусного отстойника:

$$W_{yc} = \frac{1}{12} \pi h_{yc} (D^2 + D \cdot d_0 + d_0^2) = \frac{1}{12} \cdot 3,14 \cdot 2,5 \cdot (9^2 + 9 \cdot 0,4 + 0,4^2) = 55,5 \text{ м}^3.$$

Высота слоя осадка в цилиндрической части септической камеры двухъярусного отстойника:

$$h_{oc.цил.} = \frac{4(W - W_{yc})}{\pi \cdot D^2} = \frac{4(212 - 55,5)}{3,14 \cdot 9^2} = 2,47 \text{ м}.$$

Высота нейтрального слоя от низа осадочных желобов до осадка в септической камере принята $h_n = 0,5 \text{ м}$, а высота борта отстойника – $h_6 = 0,3 \text{ м}$.

Общая строительная высота двухъярусного отстойника H составит:

$$H = h_6 + h_{ж} + h_n + h_{oc.цил.} + h_{yc} = 0,3 + 1,75 + 0,5 + 2,47 + 2,5 = 7,52 \text{ м}.$$

Эффект задержания взвешенных веществ в двухъярусных отстойниках принят по СНиП $\Theta = 50\%$, при этом концентрация взвеси в воде, поступающей на высоконагружаемые биофильтры, вычисляется по формуле

$$\frac{C_{см}^{в.в.} (100 - \Theta)}{100} = \frac{280(100 - 50)}{100} = 140 \text{ мг/л},$$

что допустимо, так как меньше 150 мг/ч.

Суточный объем свежего осадка, выпадающего в двухъярусном отстойнике,

$$\begin{aligned} W_{свр} &= \frac{C_{см.}^{в.в.} \cdot Q \cdot \Theta}{\rho(100 - \rho_1) \cdot 10^6} + \frac{A \cdot N_{пр}^{БПК} 20}{\rho(100 - \rho_2) \cdot 10^4} = \\ &= \frac{280 \cdot 5330 \cdot 50}{1(100 - 95) \cdot 10^6} + \frac{28 \cdot 27000}{1(100 - 96) \cdot 10^4} = 34 \text{ м}^3/\text{сут}, \end{aligned}$$

где ρ – плотность осадка, т/м³; принято $\rho \approx 1 \text{ т/м}^3$;

ρ_1 – влажность свежего осадка, %; $\rho_1 = 95\%$;

ρ_2 – влажность осадка, поступающего в двухъярусные отстойники из вторичных отстойников после высоконагружаемых биофильтров, %; по СНиП $\rho_2 = 96\%$;

A – количество избыточной биологической пленки, вы-

падающей во вторичных отстойниках после высоконагружаемых биофильтров в г/сут на 1 человека; согласно СНиП $A=28$ г/сут на 1 человека.

В септических камерах двухъярусных отстойников происходит распад органической части осадка на 40—50%; в результате чего объем его уменьшается в 2 раза, кроме того, происходит уплотнение осадка и влажность его снижается до $\rho_3=90\%$. С учетом этих факторов суточный объем сброженного осадка:

$$W_{\text{сбр}} = \frac{C_{\text{см.}}^{\text{в.в.}} \cdot Q \cdot \vartheta}{\rho(100-\rho_1) \cdot 10^6} \cdot 0,5 \frac{(100-\rho_1)}{(100-\rho_3)} + \frac{A \cdot N_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}}}{\rho(100-\rho_2) \cdot 10^4} \cdot 0,5 \frac{(100-\rho_2)}{(100-\rho_3)} =$$

$$= \frac{280 \cdot 5330 \cdot 50}{1(100-95) \cdot 10^6} \cdot 0,5 \frac{(100-95)}{(100-90)} + \frac{28 \cdot 27000}{1(100-96) \cdot 10^4} \cdot 0,5 \frac{(100-96)}{(100-90)} = 7,58 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

$$\frac{C_{\text{см.}}^{\text{в.в.}} \cdot Q \cdot \vartheta}{\rho(100-\rho_1) \cdot 10^6} \cdot 0,5 \frac{(100-\rho_1)}{(100-\rho_3)} + \frac{A \cdot N_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}}}{\rho(100-\rho_2) \cdot 10^4} \cdot 0,5 \frac{(100-\rho_2)}{(100-\rho_3)} =$$

$$= \frac{280 \cdot 5330 \cdot 50}{1(100-95) \cdot 10^6} \cdot 0,5 \frac{(100-95)}{(100-90)} + \frac{28 \cdot 27000}{1(100-96) \cdot 10^4} \cdot 0,5 \frac{(100-96)}{(100-90)} = 7,58 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Удаление осадка из двухъярусных отстойников на иловые площадки принято производить один раз в 10 сут.

Высоконагружаемые биофильтры. Для полной биологической очистки сточных вод с доведением БПК₂₀ до 15 мг/л предусмотрены высоконагружаемые биофильтры (аэрофильтры), схема которых приведена на рис.4.

Поскольку БПК₂₀ сточных вод, поступающих на биофильтры, $\ell_{\text{en}} = C_{\text{см}}^{\text{БПК}_{20}} = 203 \text{ мг/л}$, т.е. меньше 300 мг/л, то согласно СНиП аэрофильтры могут быть устроены без рециркуляции сточных вод. При этом суточный расход сточных вод, поступающих на аэрофильтры, $Q_{\text{сут}} = 5330 \text{ м}^3/\text{сут}$, а максимальный секундный расход $q_{\text{max}} = 106 \text{ л/с}$. Расчетная среднесуточная температура сточных вод согласно заданию $T=10^{\circ}\text{C}$.

Для определения рабочей высоты загрузки биофильтра H_{af} , гидравлической нагрузки на биофильтр q_{af} и удельного расхода воздуха q_a следует вычислить коэффициент K_{af} по формуле

$$K_{\text{af}} = \frac{\ell_{\text{en}}}{\ell_{\text{ex}}} = \frac{203}{15} = 13,5.$$

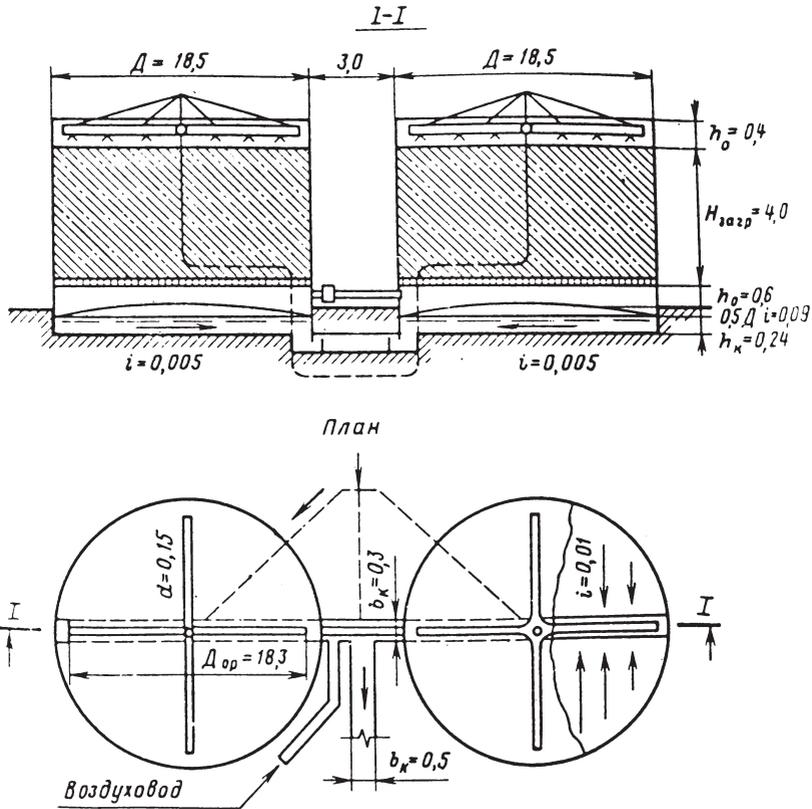


Рис. 4. Аэрофильтры

Согласно рекомендациям СНиП (табл. 38) определено, что $H_{af}=4\text{м}$; $q_{af}=10\text{м}^3/\text{м}^2$ площади биофильтра в сутки; $q_a=12\text{м}^3/\text{м}^3$ воды в сутки.

Суммарная потребная площадь аэрофильтров:

$$F = \frac{Q_{\text{сут}}}{q_{af}} = \frac{5330}{10} = 533\text{м}^2.$$

Потребный объем фильтрующей загрузки аэрофильтров:

$$W = FH_{af} = 533 \cdot 4 = 2132\text{м}^3.$$

Число секций биофильтров согласно СНиП принято $n=2$.
Площадь одной секции аэрофильтра:

$$f = \frac{F}{n} = \frac{533}{2} = 266,5 \text{ м}^2.$$

Аэрофильтры запроектированы круглыми в плане с реактивными оросителями.

Диаметр аэрофильтров D вычисляется по формуле:

$$D = \sqrt{\frac{4f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 266,5}{3,14}} = 18,5 \text{ м}.$$

Реактивные оросители запроектированы с четырьмя распределительными трубами ($n_{\text{тр}}=4$).

Напор H , необходимый для работы реактивного оросителя биофильтра, определяется по формуле:

$$H = q_1^2 \left(\frac{256 \cdot 1000^2}{m^2 \cdot d^4} - \frac{81 \cdot 1000^2}{D_{\text{тр}}^4} + \frac{294 \cdot D_{\text{ор}}}{1000 \cdot K_1^2} \right) =$$

$$= 13,3^2 \left(\frac{256 \cdot 1000^2}{100^2 \cdot 15^4} - \frac{81 \cdot 1000^2}{150^4} + \frac{294 \cdot 18300}{1000 \cdot 134^2} \right) = 660 \text{ мм} = 0,66 \text{ м},$$

что допустимо, так как H больше 0,5 м; обычно H принимается порядка 0,5–1 м.

Здесь q_1 – расход сточных вод, приходящийся на 1 оросительную трубку, л/с;

$$q_1 = \frac{q_{\text{max}}}{n \cdot n_{\text{тр}}} = \frac{106}{2 \cdot 4} = 13,3 \text{ л/с};$$

$D_{\text{ор}}$ – диаметр реактивного оросителя, мм.

$D_{\text{ор}} = D - 0,2 = 18,5 - 0,2 = 18,3 \text{ м};$

m – число отверстий на каждом плече оросителя:

$$m = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{D_{\text{ор}}}\right)^2} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{18300}\right)^2} = 100;$$

d – диаметр отверстий в трубах оросителя, мм; принимается таким, чтобы скорость истечения воды из отверстий была не менее 0,5 м/с; обычно $d=10-15$ мм; принято $d=15$ мм;

$D_{\text{тр}}$ – диаметр труб оросителя, мм; принимается таким, чтобы скорость в начале оросительных труб была от 0,5 до 1м/с; принято $D_{\text{тр}}=150\text{мм}$;

K_1 – модуль расхода, л/с; при $D_{\text{тр}}=150$ мм, $K_1=134$ л/с.

Значение модулей расхода приведено ниже

$D_{\text{тр}}$, мм	75	100	125	150	175	200	250
K_1 , л/с	19	43	86,5	134	209	300	560

Расстояние от оси реактивного оросителя до осей отверстий в оросительных трубах $ч$ определяется по формуле

$$r_i = R_{\text{ор}} \sqrt{\frac{i}{m}}$$

где i – порядковый номер отверстия, $i=1; 2$; и т.д.

$R_{\text{ор}}$ – радиус оросителя, м, $R_{\text{ор}} = \frac{D_{\text{ор}}}{2} = \frac{18,3}{2} = 9,15\text{м}$.

Соответственно получим:

$$r_1 = 9,15 \sqrt{\frac{1}{100}} = 0,915\text{м};$$

$$r_2 = 9,15 \sqrt{\frac{2}{100}} = 1,3\text{ м и т.д.}$$

Смеситель и хлораторная. Дезинфекция сточных вод предусмотрена жидким хлором. Доза хлора согласно СНиП принята $a=3\text{г/м}^3$.

Потребный максимальный часовой расход хлора:

$$W_{\text{max}} = a \cdot q_{\text{max}} = 3 \cdot 380 = 1140 \text{ г/ч} = 1,14 \text{ кг/ч}$$

Среднечасовой расход хлора:

$$W_{\text{ср}} = a \cdot \frac{Q_{\text{сут}}}{24} = 3 \cdot \frac{5330}{24} = 665 \text{ г/ч} = 0,665 \text{ кг/ч}.$$

Суточный расход хлора:

$$W_{\text{сут}} = W_{\text{ср}} \cdot 24 = 0,665 \cdot 24 = 16 \text{ кг/сут}.$$

Месячный расход хлора:

$$W_{\text{мес}} = W_{\text{сут}} \cdot 30 = 16 \cdot 30 = 480 \text{ кг/месяц}.$$

Для приготовления и дозирования раствора хлора в хлораторной предусмотрена установка двух вакуумных хлораторов ЛОНИИ-100 производительностью каждый 5кг/ч.

Один хлоратор рабочий, второй – резервный.

Для смешения воды с хлором предусмотрено устройство смесителя типа «лоток Паршаля», общая длина которого 9,47м, а ширина горловины – 230 мм; потери напора в смесителе составляют 0,14м.

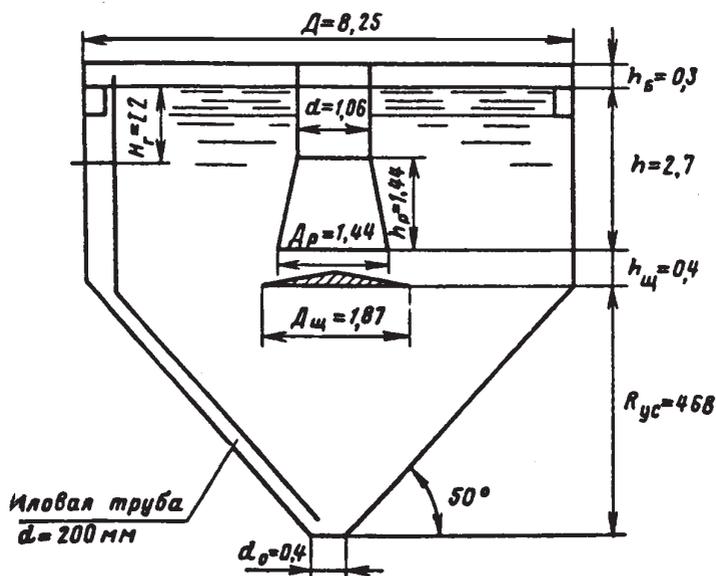


Рис. 5. Схема вторичного отстойника

Вторичные отстойники (они же контактные резервуары). Для осаждения избыточной биологической пленки, выносимой из биофильтров, и для контакта сточных вод с хлором предусмотрено устройство вертикальных вторичных отстойников. Схема устройства вторичного отстойника приведена на рис. 5.

Расчетный расход сточных вод, поступающих в отстойники,
 $q_{\max} = 106 \text{ л/с} = 380 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Суммарная площадь живого сечения центральных труб отстойников:

$$f = \frac{q_{\max}}{v_{\text{тр}}} = \frac{0,106}{0,03} = 3,55 \text{ м}^2,$$

где $v_{\text{тр}}$ – скорость в центральной трубе отстойников; согласно СНиП $v_{\text{тр}} \leq 30 \text{ мм/с}$

Суммарная площадь отстойной части всех отстойников:

$$F_0 = \frac{q_{\max}}{q_{\text{ссб}}} = \frac{380}{1,76} = 212 \text{ м}^2,$$

где $q_{\text{ссб}}$ – нагрузка на поверхность отстойника, $\text{м}^3/\text{м}^2$ в час;

$$q_{\text{ссб}} = 3,6 K_{\text{set}} u_0 = 3,6 \cdot 0,35 \cdot 1,4 = 1,76 \text{ м}^3/\text{м}^2 \text{ в час};$$

u_0 – гидравлическая крупность биопленки; при полной биологической очистке $u_0 = 1,4 \text{ мм/с}$;

K_{set} – коэффициент использования объема проточной части отстойника; согласно СНиП для вертикальных отстойников

$$K_{\text{set}} = 0,35.$$

Суммарная площадь живого сечения всех отстойников:

$$F = f + F_0 = 3,55 + 212 = 215,55 \text{ м}^2.$$

Проектом предусмотрено устройство четырех отстойников $n=4$ ($n \geq 3$ по СНиП).

Площадь живого сечения одного отстойника:

$$F^1 = \frac{F}{n} = \frac{215,55}{4} = 54 \text{ м}^2.$$

Диаметр отстойника:

$$D = \sqrt{\frac{4F^1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 54}{3,14}} = 8,25 \text{ м},$$

что допустимо, поскольку D меньше 9 м .

Площадь живого сечения трубы одного отстойника:

$$f^1 = \frac{f}{n} = \frac{3,55}{4} = 0,89 \text{ м}^2.$$

Диаметр центральной трубы отстойника:

$$d = \sqrt{\frac{4f'}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,89}{3,14}} = 1,06 \text{ м.}$$

Диаметр раструба центральной трубы:

$$D_p = 1,35 d = 1,35 \cdot 1,06 = 1,44 \text{ м.}$$

Высота раструба центральной трубы:

$$h_p = 1,35 d = 1,35 \cdot 1,06 = 1,44 \text{ м.}$$

Диаметр отражательного щита:

$$D_{щ} = 1,3 D_p = 1,3 \cdot 1,44 = 1,87 \text{ м.}$$

Глубина отстойной части отстойника h принята согласно СНиП 2,7м.

Высота щели между кромкой центральной трубы и отражательным щитом:

$$h_{щ} = \frac{q_{\max}}{\pi D_p v_{щ}} = \frac{0,106}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,44 \cdot 0,015} = 0,4 \text{ м,}$$

где $v_{щ}$ — скорость выхода вода из щели; согласно СНиП для вторичных отстойников $v_{щ} = 15 \text{ мм/с}$.

Основание вторичного отстойника запроектировано в виде усеченного конуса с углом наклона $\alpha = 50^\circ$ к горизонту [1].

Диаметр верхнего основания усеченного конуса принят $d_0 = 0,4 \text{ м}$. Высота усеченного конуса:

$$h_{yc} = \frac{D - d_0}{2} \operatorname{tg} \alpha = \frac{8,25 - 0,4}{2} \cdot 1,2 = 4,68 \text{ м.}$$

Объем усеченного конуса:

$$\begin{aligned} W_{yc} &= \frac{1}{12} \pi h_{yc} (D^2 + D \cdot d_0 + d_0^2) = \\ &= \frac{1}{12} \cdot 3,14 \cdot 4,68 (8,25^2 + 8,25 \cdot 0,4 + 0,4^2) = 87,5 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Общий объем осадка, образующегося во вторичных отстойниках после высоконагружаемых биофильтров:

$$W_{\text{ос}} = \frac{AN_{\text{пр}}^{\text{БПК}_{20}} \cdot 100}{10^6 \rho (100 - P_2)} = \frac{28 \cdot 27000 \cdot 100}{10^6 \cdot 1 \cdot (100 - 96)} = 18,8 \text{ м}^3,$$

где A – количество избыточной биологической пленки, образующейся во вторичном отстойнике, г/сут на 1 человека; согласно СНиП $A=28$ г/сут на 1 человека;

ρ_2 – влажность избыточной биологической пленки, %; согласно СНиП [1] $\rho_2=96\%$;

ρ – плотность осадка, г/м³ ($\rho \approx 1 \text{ т/м}^3$).

Объем осадка, приходящегося на один отстойник:

$$W_{\text{ос}}^I = \frac{W_{\text{ос}}}{n} = \frac{18,8}{4} = 4,7 \text{ м}^3.$$

Поскольку $W_{\text{ос}}^I$ значительно меньше W_{yc} , то осадок занимает только часть усеченного конуса, а потому нейтральный слой можно расположить в пределах усеченного конуса. Если $W_{\text{ос}}^I > W_{\text{yc}}$, то нейтральный слой

$h_{\text{н}}=0,3\text{м}$ располагают в цилиндрической части отстойника ниже отражательного щита. Высота борта отстойника принята $h_{\text{б}}=0,3\text{м}$.

Общая строительная высота отстойника:

$$H=h_{\text{б}}+h_0+h_{\text{щ}}+h_{\text{yc}}=0,3+2,7+60,4+4,68=8,08\text{м}.$$

Песковые площадки. Песковые площадки предусмотрены для подсушивания песка, удаляемого из песколовков. Суточное количество песка, удаляемого из песколовков, $W_{\text{ос}}=0,46\text{м}^3/\text{сут}$.

Годовое количество песка, поступающего на песковые площадки:

$$W_{\text{год}}=365 \cdot W_{\text{ос}}=365 \cdot 0,46=168\text{м}^3/\text{год}.$$

Годовая нагрузка песка на песковые площадки принята согласно СНиП $A=3\text{м}^3/\text{м}^2$ в год.

Полезная суммарная площадь песковых площадок:

$$F = \frac{W_{\text{год}}}{A} = \frac{168}{3} = 56\text{м}^2.$$

Число карт песковых площадок принято $n=2$.

Полезная площадь одной карты:

$$F^1 = \frac{F}{n} = \frac{56}{2} = 28 \text{ м}^2.$$

Размеры карт площадок в плане приняты 4×7 м.

Иловые площадки. Иловые площадки предназначаются для подсушивания сброженного осадка из двухъярусных отстойников. Так как грунт на площадке очистных сооружений песок и уровень грунтовых вод расположен на глубине более 1,5 м от поверхности земли, то площадки запроектированы на естественном основании; при высоком уровне грунтовых вод или при недостатке территории, а также при водонепроницаемом грунте устраивают площадки-уплотнители.

Суточное количество сброженного осадка, образующегося в двухъярусных отстойниках, $W_{\text{сбр}} = 7,58 \text{ м}^3/\text{сут}$.

Годовое количество сброженного осадка, поступающего на площадки:

$$W_{\text{год}} = W_{\text{сбр}} \cdot 365 = 7,58 \cdot 365 = 2760 \text{ м}^3/\text{год}$$

Полезная площадь иловых площадок

$$F_{\text{п}} = \frac{W_{\text{год}}}{h_{\text{год}} K} = \frac{2760}{2 \cdot 1} = 1380 \text{ м}^2,$$

где $h_{\text{год}}$ – годовая нагрузка осадка на иловые площадки; согласно табл. 64 СНиП $h_{\text{год}} = 2 \text{ м}$;

K – климатический коэффициент, согласно рис. 3 СНиП $K = 1$.

Ил из двухъярусных отстойников подается на иловые площадки один раз в десять суток, $W_{10 \text{ сут}} = 75,8 \text{ м}^3$ (из метантанков ил на площадки подается ежесуточно).

Площадь f , одновременно заливаемая илом:

$$F_{3.н.} = \frac{TW_{\text{сбр}} \cdot 0,75}{h_1} = \frac{50 \cdot 7,58 \cdot 0,75}{0,9} = 316 \text{ м}^2,$$

где h_e – единовременный слой напуска ила на площадки; обычно $h_e = 0,22 - 0,3 \text{ м}$; принято $h_e = 0,22 \text{ м}$.

Площадь одной карты иловых площадок принимается равной площади одновременно заливаемой территории, тогда число карт на иловых площадках:

$$n = \frac{F_n}{f} = \frac{1380}{345} = 4 \text{ карты},$$

что допустимо, поскольку согласно СНиП п. 4.

Размеры карт приняты $15\text{ м} \times 23\text{ м}$. Ширина карт иловых площадок на небольших станциях принимается обычно не более 10 м, а на средних и крупных до 35—40 м; длина карт практически может быть любой.

Площадь иловых площадок, занятая под зимнее замораживание:

$$F_{3.н.} = \frac{TW_{\text{сбр}} \cdot 0,75}{h_1} = \frac{50 \cdot 7,58 \cdot 0,75}{0,9} = 316\text{ м}^2,$$

где T — число дней в году с температурой ниже -10°C ; согласно рис. 3 СНиП $T=50$ дней;

0,75 — коэффициент, учитывающий зимнюю фильтрацию и вымораживание;

h_1 — высота слоя намораживания; принимается на 10 см меньше высоты валиков на площадках; так как высота оградительного валика на иловых площадках запроектирована $h_B=1\text{ м}$, то $h_1=h_B-0,1=1-0,1=0,9\text{ м}$.

Площадь площадок, занятая под зимнее намораживание:

$$\frac{F_{3.н.}}{F_n} \cdot 100 = \frac{316}{1380} \cdot 100 = 22,9\%,$$

что допустимо, так как согласно СНиП площадь карт, занятая под зимнее намораживание, должна быть не более 80% от полезной площади.

Решение генплана и высотной установки очистной станции.

Ниже приводится решение генплана и высотной установки очистной станции. Генплан очистной станции для рассматриваемого примера приведен на рис. 6, расчет высотной установки очистных сооружений по ходу воды дан в табл. 2., а профиль движения воды по очистным сооружениям представлен на рис. 7. Расчетные точки пронумерованы на генплане (рис. 6) арабскими цифрами.

Поскольку расчетный расход сточных вод для сооружений (производительность насосов) $q_{\text{max}}=380\text{ м}^3/\text{ч}=106\text{ л/с}$, то расчетный расход для лотков и трубопроводов очистной станции по СНиП принят $1,4 q_{\text{max}}=1,4 \cdot 106\text{ л/с}=148\text{ л/с}$.

Гидравлический расчет лотков, трубопроводов

Обозначение участка	Расчетный расход, л/с	Длина участка, м	Размеры лотков или труб, м		Скорость течения, м/с	Уклон	Потери напора по длине $h_{дл}$ и в сооружениях, м	Вид местного сопротивления
			ширина или диаметр	глубина слоя воды				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Приемная камера						
1-2	148	5	0,5	0,35	0,86	0,002	0,01	Вход в прямоугольный канал
2-3	74	1,5	0,3	0,29	0,82	0,003	0,01	Разделение потока
3-4		Песколовка					0,25	См. табл.2 ч.1
4-5	74	,5	0,3	0,29	0,82	0,003	0,01	
5-6	148	8	0,5	0,35	0,86	0,002	0,02	Слияние потоков Увеличение скорости
6-7		Измерительный лоток				$l = 5,1m$		См. табл.2 ч.1
7-8	148	5	0,5	0,35	0,86	0,002	0,01	-
8-9	74	28	0,3	0,29	0,82	0,003	0,08	Разделение потока Резкий поворот потока на 90^0 Тройник при протоке в прямом направлении

Таблица 2

и высотной установки очистных сооружений по воде

Формула для подсчета местных потерь напора	Величина местных потерь напора, м	Суммарные потери напора, м	Отметки, м			
			Поверхность воды		Дно лотка или трубы	
			начало	конец	начало	конец
10	11	12	13	14	15	16
			35,15	35,15		
$\zeta \frac{v_{1-2}^2}{2g} = 0,5 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02	0,03	35,13	35,12	34,78	34,77
$\zeta \frac{v_{1-2}^2}{2g} = 1,5 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,06	0,07	35,06	35,05	34,77	34,76
		0,25	34,92	34,92		
-	-	0,01	34,8	34,79	34,51	34,5
$\zeta \frac{v_{5-6}^2}{2g} = 3 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,11	0,14	34,67	34,65	34,32	34,3
$\zeta \frac{v_{5-6}^2 - v_{4-5}^2}{2g} = \frac{0,86^2 - 0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,11					
0,3-0,35	0,11	0,11	34,65	34,54	-	-
-	-	0,01	34,54	34,53	34,19	34,18
$\zeta \frac{v_{1-8}^2}{2g} = 0,5 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,06	0,19	34,47	34,34	34,18	34,05
$\zeta \frac{v_{8-9}^2}{2g} = 1,19 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,04					
	0,01					

1	2	3	4	5	6	7	8	9
9-10	49,4	11	0,3	0,21	0,76	0,003	0,03	Тройник на прямой проход с отводом в сторону ответвления
10-11	49,4*	11	0,3	0,21	0,76	0,003	0,3	Тройник на прямой проход
11-12	Двухъярусный отстойник						0,25	См. табл.2 ч.1
12-13	71	10	0,3	0,29	0,82	0,003	0,03	Тройник при протоке из отвода в магистраль при $v_1=v_3$ Тройник при протоке из отвода в магистраль при $v_2=0$
13-14	148	31	$d=0,4$	0,4	1,18	0,0053	0,17	Слияние потока Увеличение скорости Плавный поворот потока на 90° $\left(\frac{d}{R}=1\right)$

*Расход принят с учетом периодических изменений направления воды в желобах спаренных двухъярусных отстойников.

Продолжение табл.2

10	11	12	13	14	15	16
$\zeta \frac{v_{8-9}^2}{2g} = 0,1 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,01	0,04	34,26	34,23	34,05	34,02
$\zeta \frac{v_{10-11}^2}{2g} = 0,1 \frac{0,76^2}{2 \cdot 9,81}$	0,01	0,04	34,22	34,19	34,01	33,98
		0,25	34,06	34,06	-	-
$\zeta \frac{v_{12-13}^2}{2g} = 1,5 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,05	0,13	33,89	33,81	33,6	35,52
$\zeta \frac{v_{12-13}^2}{2g} = 1,5 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,05					
$\zeta \frac{v_{13-14}^2}{2g} = 3 \frac{1,18^2}{2 \cdot 9,81}$	0,21	0,44	35,56	33,37	-	-
$\zeta \frac{v_{13-14}^2 - v_{12-13}^2}{2g} = \frac{1,18^2 - 0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,04					
$\zeta \frac{v_{13-14}^2}{2g} = 0,29 \frac{1,18^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02					

1	2	3	4	5	6	7	8	9
14-15	74	15	$d=0,3$	0,3	1,05	0,0062	0,09	Разделение потока Плавный поворот потока на 45° $\left(\frac{d}{R}=0,6\right)$ Три плавных поворота на 90° $\left(\frac{d}{R}=1\right)$ Разделение потока
15-16	Биофильтр с высотой загрузки $H_{\text{загр}}=4\text{м}$, напором в оросительной системе $H=0,66\text{м}$, высотой поддона $h_H=0,6\text{ м}$							
16-17	-	9,25	Водонепроницаемое дно биофильтра			0,01	0,09	
17-18	74	18,5	0,3	0,24	1,04	0,005	0,09	
18-19	74	1,5	0,3	0,29	0,82	0,003	0,01	Истечение из-под щита Водослив с тонкой стенкой

*Фактическая отметка дна биофильтра принята исходя из условия расположения его на поверхности земли(с учетом планировки).

Продолжение табл.2

10	11	12	13	14	15	16
$\zeta \frac{v_{13-14}^2}{2g} = 1,5 \frac{1,18^2}{2 \cdot 9,81}$	0,11	0,34	33,25	33,030	-	-
$\zeta \frac{v_{14-15}^2}{2g} = 0,08 \frac{1,05^2}{2 \cdot 9,81}$	0,01					
$3\zeta \frac{v_{14-15}^2}{2g} = 3 \cdot 0,29 \frac{1,05^2}{2 \cdot 9,81}$	0,05					
$\zeta \frac{v_{14-15}^2}{2g} = 1,5 \frac{1,05^2}{2 \cdot 9,81}$	0,08					
4+0,66+0,6	5,26	5,26	33,03	27,77	-	27,77*
-	0,09	0,09	27,77	27,68	27,77	27,68
-	-	0,09	27,68	27,59	27,44	27,35
$\frac{Q_{17-18}^2}{\mu^2 \omega^2 2g} = \frac{0,074^2}{0,6^2 \cdot 0,087^2 \cdot 2 \cdot 9,81}$	0,10	0,29	27,31	27,30	27,02	27,01
$\sqrt[3]{\frac{Q_{18-19}^2}{m^2 b^2 2g} - \frac{v_{18-19}^2}{2g} + 0,1} =$ $= \sqrt[3]{\frac{0,074^2}{0,46^2 * 0,3^2 * 2 * 9,81} -$ $-\frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81} + 0,1}$	0,18					

1	2	3	4	5	6	7	8	9
19-20	148	10	0,5	0,35	0,86	0,002	0,02	Слияние потока Увеличение скорости
20-21	-	9,47	Смеситель				0,14	См. табл .4.62[2]
21-22	148	20	0,5	0,35	0,86	0,002	0,04	-
22-23	74	6	0,3	0,29	0,82	0,003	0,02	Разделение потока
23-24	37	6	0,3	0,2	0,61	0,002	0,01	Разделение потока
24-25	Вторичный отстойник						0,6	См. табл.2 ч.1
25-26	37	4	0,3	0,2	0,61	0,002	0,01	Слияние потоков
26-27	74	12	0,3	0,29	0,82	0,003	0,04	Слияние потоков Увеличение скорости
27-28	148	20	0,5	0,35	0,86	0,002	0,04	Слияние потоков Увеличение скорости

Продолжение табл.2

10	11	12	13	14	15	16
$\zeta \frac{v_{19-20}^2}{2g} = 3 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,11	0,14	27,18	27,16	26,83	26,81
$\zeta \frac{v_{19-20}^2 - v_{18-19}^2}{2g} = \frac{0,86^2 - 0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,01					
		0,14	27,16	27,02	26,81	26,67
		0,04	27,02	26,98	26,67	26,63
$\zeta \frac{v_{21-22}^2}{2g} = 1,5 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,06	0,08	26,92	26,90	26,63	26,61
$\zeta \frac{v_{22-23}^2}{2g} = 1,5 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,05	0,06	26,81	26,80	26,61	26,60
		0,06	26,20	26,20	-	-
$\zeta \frac{v_{25-26}^2}{2g} = 3 \frac{0,61^2}{2 \cdot 9,81}$	0,06	0,07	26,14	26,13	25,94	25,93
$\zeta \frac{v_{26-27}^2}{2g} = 0,5 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02	0,08	26,09	26,05	25,80	25,76
$\zeta \frac{v_{26-27}^2 - v_{25-26}^2}{2g} = \frac{0,82^2 - 0,61^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02					
$\zeta \frac{v_{27-28}^2}{2g} = 1,2 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,05	0,10	25,99	25,95	25,64	25,60
$\zeta \frac{v_{27-28}^2 - v_{26-27}^2}{2g} = \frac{0,86^2 - 0,82^2}{2 \cdot 9,81}$	0,01					

1	2	3	4	5	6	7	8	9
28-29	140	20	$d = 0,3$	0,3	2,1	0,0236	0,47	<p>Выход в колодец</p> <p>Вход в трубу</p> <p>Два плавных поворота на 30° $\left(\frac{d}{R} = 0,4\right)$</p> <p>Плавный по- ворот на 90° $\left(\frac{d}{R} = 1\right)$</p> <p>Выход в водоем</p>

*Разность отметок горизонта воды в колодце на выпуске и горизонта вы-
соких вод в источнике должна быть не меньше суммарных потерь напора в
выпуске.

Окончание табл.2

10	11	12	13	14	15	16
$\zeta \frac{v_{27-28}^2}{2g} = 1 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,04	0,94	25,80	ГВВ*= =25,01	25,50	
$\zeta \frac{v_{27-28}^2}{2g} = 1,2 \frac{0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,11					
$2\zeta \frac{v_{28-27}^2}{2g} = 2 \cdot 0,05 \cdot \frac{2,1^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02					
$\zeta \frac{v_{28-29}^2}{2g} = 0,29 \frac{2,1^2}{2 \cdot 9,81}$	0,07					
$\zeta \frac{v_{28-29}^2}{2g} = 1 \frac{2,1^2}{2 \cdot 9,81}$	0,23					

Таблица 3

Обозначение участка	Длина участка, м	Размеры лотков или труб, м		Уклон	Потери напора h , м	Отметки, м			
		ширина или диаметр	глубина слоя воды			Поверхность воды или ила		Дно лотка или трубы	
						начало	конец	начало	конец
		Двухъярусный отстойник				34,06	34,06	$34,06 - H_r - \frac{d}{2} = 34,06 - 1,5 - 0,1 = 32,46$	-
30-31	1	$d = 0,2$	0,2	0,01	0,01	32,66	32,65	32,46	32,45
31-32	59	$d = 0,2$	0,2	0,01	0,59	32,65	32,06	32,45	31,86
32-33	36	$d = 0,2$	0,2	0,0158*	0,36	32,06	31,49	31,86	-
33-34	39	0,2	0,2	0,01	0,39	$31,49 - h_{ог} = 31,49 - 0,2 = 31,29$	30,90	31,90	30,70
		Иловые площадки (поверхность дна)		$h_г = 1м$		-	-	$30,70 - h_г = 30,70 - 1 = 29,70^{**}$	

* Гидравлический уклон в дюкере для самотечного поступления ила на иловые площадки должен быть не менее 0,01; величина его равна
$$I_{3,2-3,3} = \frac{z_{3,2-3,3} - z_{3,3}}{36} = \frac{32,06 - 31,49}{36} = 0,0158$$

** Отметка дна иловых площадок 29,70 принята из условия частичного заглубления их в грунт (чтобы снятого грунта хватило на оградительные валики)

Примечание:

H_r - гидростатический напор для выдавливания осадка из отстойников, $H_r = 1,5$ м;

$h_{св}$ - напор, обеспечивающий свободное истечение ила из дюкера в распределительную камеру ила на иловых площадках; $h_{св} = 0,2$ м;

h_b - высота оградительного валика иловых площадок; $h_b = 1$ м.

Водоотведение и очистка сточных вод

Задание
и методические указания
к выполнению курсового проекта

Редактор *Д.Н.Тихонычев*
Корректор *В.В.Игнатова*
Компьютерная верстка *Л.В.Орлова*

Тип. зак.

Подписано в печать 23.05.08

Усл. печ. л. 4,25 + 2 вкл. (0,25 п.л.)

Изд. зак.167

Гарнитура NewtonС

Тираж 300 экз.

Формат 60×90¹/₁₆

Издательский центр и Участок оперативной печати
Информационно-методического управления РГОТУПС,
125993, Москва, Часовая ул., 22/2