МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

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

ГОРОДСКАЯ ОЧИСТНАЯ СТАНЦИЯ

пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине
«**Технология очистки сточных вод**»
для студентов специальности
1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение
и охрана водных ресурсов»

Репозиторий БрГТУ

Брест 2018

УДК 628.2.001.2 (075.8)
ББК 38.761.2
П47

Пособие подготовлено для студентов вузов специальности 1-70 04 03 “Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов”, изучающих курс “Технология очистки сточных вод”.

В учебном пособии рассматриваются вопросы проектирования и расчёта городских очистных сооружений канализации. Рассмотрено несколько примеров технологических и гидравлических расчётов городских очистных станций различной производительности с разными составами сооружений. Примеры сопровождаются схемами, справочными и нормативными данными.

Составители: С.Г. Белов, к.т.н., доцент
Т.И. Акулич, старший преподаватель
С.В. Андреюк, старший преподаватель

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

Репозиторий БрГТУ

Учреждение образования
© «Брестский государственный технический университет», 2018

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 5

1. СОСТАВ И ОБЪЁМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА 5

2. РАСЧЁТ СООРУЖЕНИЙ СТАНЦИИ ОЧИСТКИ 6

3. ПРИМЕР РАСЧЁТА №1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 129300 М^3/СУТКИ 7

3.1 Описание и расчет сооружений, входящих в состав очистной станции 11

3.1.1 Расчет сооружений для механической очистки сточных вод 11

3.1.2 Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод 19

3.1.3 Расчет сооружений для дезинфекции сточных вод..... 26

3.1.4 Расчет сооружений для доочистки сточных вод 31

3.2 Расчет сооружений для обработки осадка сточных вод 33

3.2.1 Песковые бункера 33

3.2.2 Илоуплотнители 35

3.2.3 Метантенки 36

3.2.4 Обезвоживание осадков вакуум-фильтрованием 38

3.2.5 Аварийные иловые площадки..... 41

3.2.6 Термическая сушка под вакуумом 42

3.2.7 Проверка эффективности работы первичных отстойников и аэротенков с учётом приёма иловых вод..... 43

4. ПРИМЕР РАСЧЁТА №2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 26600 М^3/СУТКИ 48

4.1 Расчет сооружений очистной станции 52

4.1.1 Расчет сооружений механической очистки сточных вод..... 52

4.1.2 Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод 61

4.1.3 Расчет сооружений для дезинфекции сточных вод..... 64

4.1.4 Сооружения доочистки 69

4.2 Расчет сооружений для обработки осадка сточных вод 72

4.2.1 Песковые площадки..... 72

4.2.2 Обезвоживание осадков вакуум-фильтрованием..... 73

4.2.3 Аварийные иловые площадки..... 75

4.2.4 Термическая сушка 76

Репозиторий БрГТУ

5. ПРИМЕР РАСЧЁТА №3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 28100 М^3/СУТКИ 81
5.1 Описание и расчет сооружений, входящих в состав очистной станции. ...84
5.1.1. Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод 84

6. РАЗРАБОТКА ГЕНПЛАНА ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ 95

7. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОФИЛЕЙ ПО ХОДУ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ 95

Приложение 1**.** Растворимость кислорода в чистой воде при давлении 0,1 МПа (табл.3.5 [6]) 96

Приложение 2. Характеристика решеток 96

Приложение 3. Решетки «Степ Скрин» 97

Приложение 4. Данные к проектированию аэротенков 97

Приложение 5. Типоразмеры лотков Паршаля 99

Приложение 6. Справочные данные для расчёта и проектирования сооружений по обработке осадка 100

Приложение 7. Генплан ОС (пример №1) 101

Приложение 8. Профиль по воде (пример №1) 105

Приложение 9. Ситуационный план (пример №1) 107

Приложение 10. Генплан ОС (пример №2) 108

Приложение 11. Профиль по ходу движения воды (пример №2) 112

Приложение 12. Ситуационный план (пример №2) 113

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ 114

Репозиторий БрГТУ

ВВЕДЕНИЕ

За последние годы в области очистки городских сточных вод проделана большая работа: разработаны новые технологии очистки сточных вод и обработки образующихся в процессе очистки осадков, созданы новые конструкции сооружений и оборудования, предложены новые методы расчета. Однако всё это ещё не находится в стадии совершенства и поэтому необходимо продолжить совершенствование проектно-сметного дела, повысить качество проектной документации, предусмотреть широкое применение прогрессивных научно-технических отечественных достижений, внедрение зарубежного передового опыта, повысить качество подготовки специалистов.

Это обязывает будущих специалистов в области водоснабжения, водоотведения, рационального использования и охраны водных ресурсов глубже овладевать знаниями, творчески подходить к решению вопросов, связанных с их будущей работой.

Данный курсовой проект предназначен для углубления, закрепления и обобщения знаний, полученных студентами во время теоретического обучения по дисциплине «Технология очистки сточных вод», а также приобретения практических навыков проектирования городских очистных станций.

Репозиторий БРГТУ

1. СОСТАВ И ОБЪЁМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект выполняется на тему «Городская очистная станция»

В состав проекта входят: пояснительная записка и чертежи. В **пояснительной записке** должны быть освещены следующие вопросы:

1. Определение расходов, поступающих на очистную станцию.
2. Определение средних концентраций загрязнений общего стока, эквивалентного и приведенного числа жителей.
3. Установление допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах.
4. Выбор метода очистки сточных вод и состава сооружений.
5. Составление технологической схемы очистной станции.
6. Описание и расчет сооружений, входящих в состав очистной станции (по движению воды и осадков).
7. Вспомогательные здания и сооружения очистной станции.
8. Разработка генерального плана станции очистки сточных вод.
9. Гидравлический расчет коммуникаций очистной станции.
10. Высотное проектирование: составление профиля по движению «воды».
11. Конструирование одного из сооружений очистной станции (по указанию руководителя).

Пояснительная записка должна также включать реферат, введение, список используемой литературы.

Пояснительная записка оформляется в соответствии со стандартом университета.

Объём пояснительной записки в среднем составляет 60 страниц.

В начале записки прикладывается задание на разработку проекта, выданное руководителем.

Графическая часть проекта составляет 2-3 листа чертежей формата А1:

1. Генплан очистной станции, выполненный в масштабе 1:500 или 1:1000 с указанием всех основных и вспомогательных зданий, сооружений, коммуникаций, дорог, насыпей и выемок. При этом иловые площадки и биопруды могут быть размещены на данном генплане только частично. Но они обязательно должны быть показаны полностью на ситуационном плане, который вычерчивается с нанесением части жилой застройки, ГКНС и водоёма в масштабе 1:5000, 1:10000 или 1:25000.
2. Чертёж одного из сооружений очистной станции (по указанию руководителя), выполненный в масштабе 1:50 или 1:100.
3. Профиль по ходу движения воды, выполненный в масштабах горизонтальном 1:500 или 1:1000 и вертикальном 1:100. По желанию студента профиль может быть выполнен отдельным чертежом, представленным в соответствующем разделе пояснительной записке.

Графическая часть оформляется в соответствии с ГОСТ 21.604-82.

Чертежи и пояснительная записка должны быть подписаны студентом.

2. РАСЧЁТ СООРУЖЕНИЙ СТАНЦИИ ОЧИСТКИ

Расчет сооружений станции очистки производится после подготовительных этапов:

1) определение расходов сточных вод, поступащих на очистную станцию;
2) определение средних концентраций загрязнений общего стока;
3) установление допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах;

Репозиторий БрГТУ

4) выбор метода очистки и состава сооружений.

Пример определения расходов сточных вод, средних концентраций загрязнений общего стока, установления допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, выбор метода очистки и состава сооружений представлены в литературе [18].

Расчеты очистных сооружений следует проводить в соответствии с рекомендациями ТКП 45-4.01-202-2010 [4], ТКП 45-4.01-262-2012 [5]. Если допускаются отклонения от ТКП, требуется аргументированное обоснование этого со ссылками на соответствующую литературу. Рекомендуемая литература, которую следует использовать при расчётах сооружений, – [4-7, 13].

Ниже приводятся три примера расчёта сооружений городских очистных станций.

Пример расчёта №1 – это городская станция большой производительности с использованием для биологической очистки сооружений – аэротенков.

Пример расчёта №2 – это станция средней производительности с использованием для биологической очистки сооружений – биофильтров.

Пример расчёта №3 – это станция средней производительности, на которой реализуется совместное удаление органических загрязнений и биогенных элементов (азота и фосфора) биологическим методом.

В рассматриваемых примерах используются разные сооружения не только биологической очистки, но также разные конструкции сооружений механической очистки и разные технологические схемы обработки осадков.

При проектировании сооружений очистной станции следует стремиться к использованию типовых сооружений, так как это приводит к снижению себестоимости очистки сточных вод, упрощает строительство и эксплуатацию.

В тех случаях, когда применение таких сооружений ведёт к большому завышению расчётного объёма, используют сооружения нестандартных размеров. В последнее время зачастую используется зарубежное оборудование, имеющее определённые достоинства и повышающее надёжность работы очистной станции. В конечном итоге выбор типа сооружений и оборудования определяется технико-экономическим сравнением вариантов.

3. ПРИМЕР РАСЧЁТА №1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 129300 М^3/СУТКИ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ:

Местонахождение объекта канализования – Гродненская область

Количество жителей в городе – N=400 тыс. чел

Норма водоотведения – $q_п$=270 л/(сут·чел)

Температура городских сточных вод – $t_{гсв}$=15^{0}С

Концентрация нефтепродуктов городских сточных вод – 0,18 мг/дм^3

Концентрация СПАВ (анион) городских сточных вод – 0,35 мг/дм^3

Данные по промышленному предприятию:

Количество производственных сточных вод – $Q_{ПР}$=21300 м^3/сут

Режим работы предприятия (количество смен) - 3

Коэффициент неравномерности – 1,8

Качественный состав производственных сточных вод:

$БПК_5$ =441,7 мг/дм^3

ХПК = 250 мг/дм^3

Концентрация взвешенных веществ – $С_{взв.}$ = 200 мг/дм^3

Репозиторий БРГТУ

Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 20 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 24 мг/дм^3
Фосфор общий $P_{общ.}$ = 3 мг/дм^3
Среднемесячная температура сточных вод – $t_П$=16^{0}С
Данные по водотоку:
Наименьший среднемесячный расход воды водотока года 95% обеспеченности в створе у места выпуска сточных вод – Q=13,5 м^3/с
Средняя глубина – $H_{СР}$=2,6 м
Средняя скорость течения – $V_{СР}$=0,55 м/с
длина реки по фарватеру –$L_ф$=0,5 км
длина реки по прямой – $L_{ПР}$=0,5 км
тип водоема – река рыбохозяйственная 2 категории
Качественный состав воды водотока:
температура воды – $t_Р$ = 13^{0}С
растворенный кислород – O_2=6,4 мг/дм^3
$БПК_5$ = 2,8 мг/дм^3
ХПК = 4 мг/дм^3
Концентрация взвешенных веществ – $C_{взв.}$=10 мг/дм^3
Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 0,18 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 2,4 мг/дм^3
Фосфор общий $P_{общ.}$ = 0,09 мг/дм^3
Концентрация нефтепродуктов – 0,01 мг/дм^3
Концентрация СПАВ (анион) – 0,08 мг/дм^3

В результате выполнения расчетов по определению расходов сточных вод, средних концентраций загрязнений общего стока, установления допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также выбора метода очистки и состава сооружений, приведенных в [18], для данного примера, получены следующие расчетные данные.

Расходы сточных вод:

$$Q^{ср}_{сут} = 129300 \text{ м}^3/\text{сут}; \quad Q^{ср}_{час} = 5387{,}5 \text{ м}^3/\text{ч}; \quad q^{ср}_{сек} = 1496 \text{ л/с},$$

$$Q^{max}_{час} = 6781{,}5 \text{ м}^3/\text{ч}; \quad Q^{min}_{час} = 3411{,}5 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$$q^{max}_{сек} = 1{,}884 \text{ м}^3/\text{с}; \quad q^{min}_{сек} = 0{,}948 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q^{max}_{сек} = 1884 \text{ л/с}; \quad q^{min}_{сек} = 948 \text{ л/с}.$$

Средние концентрации загрязнений общего стока, допустимые концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также степень очистки представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Качественная характеристика сточных вод

Наименование показателя	Значение показателя		Степень очистки, %
	до очистки	после очистки	
Взвешенные вещества, мг/дм^3	234,04	20	91,5
$БПК_5$, мгO_2/дм^3	258,38	15	94,2
ХПК, мгO_2/дм^3	404,17	70	82,7
Азот аммонийный, мг/дм^3	28,04	н/н	-
Азот общий, мг/дм^3	34,58	15	56,6
Фосфор общий, мг/дм^3	6,06	2	67
Нефтепродукты, мг/дм^3	0,18	0,13	27,8
СПАВ (анион), мг/дм^3	0,35	0,14	60

Репозиторий БрГТУ

Принципиальная схема очистной станции представлена на рисунке 3.1 а.

После завершения расчетов сооружений очистной станции дополняем принципиальную схему необходимыми данными и получаем технологическую схему, которая представлена на рисунке 3.1 б.

ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

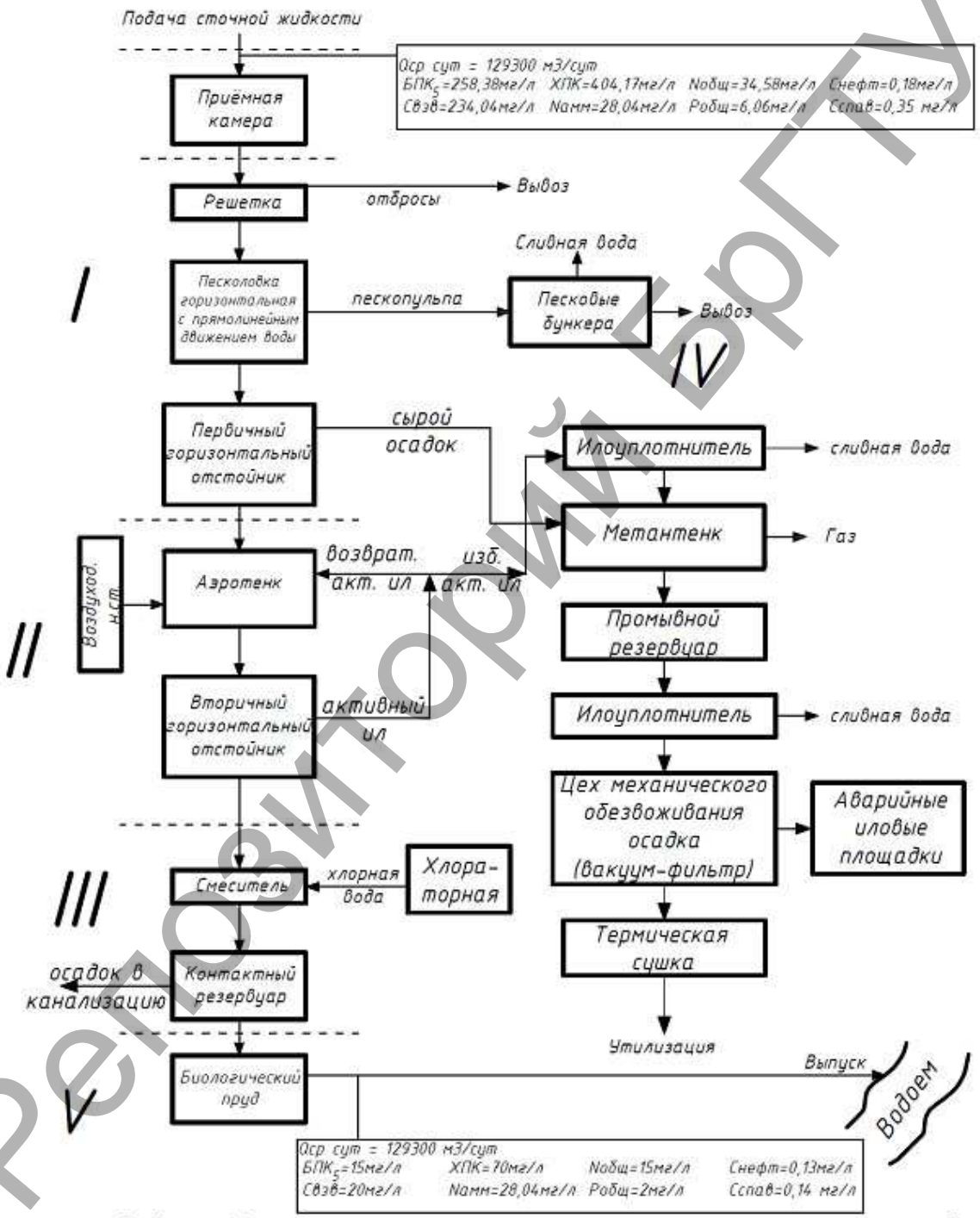


Рисунок 3.1 а– Принципиальная схема очистных сооружений:

I – сооружения механической очистки сточных вод
II – сооружения биологической очистки сточных вод
III – сооружения для дезинфекции сточных вод
IV – сооружения по обработке осадка сточных вод
V – сооружения доочистки сточных вод

Репозиторий БрГТУ

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

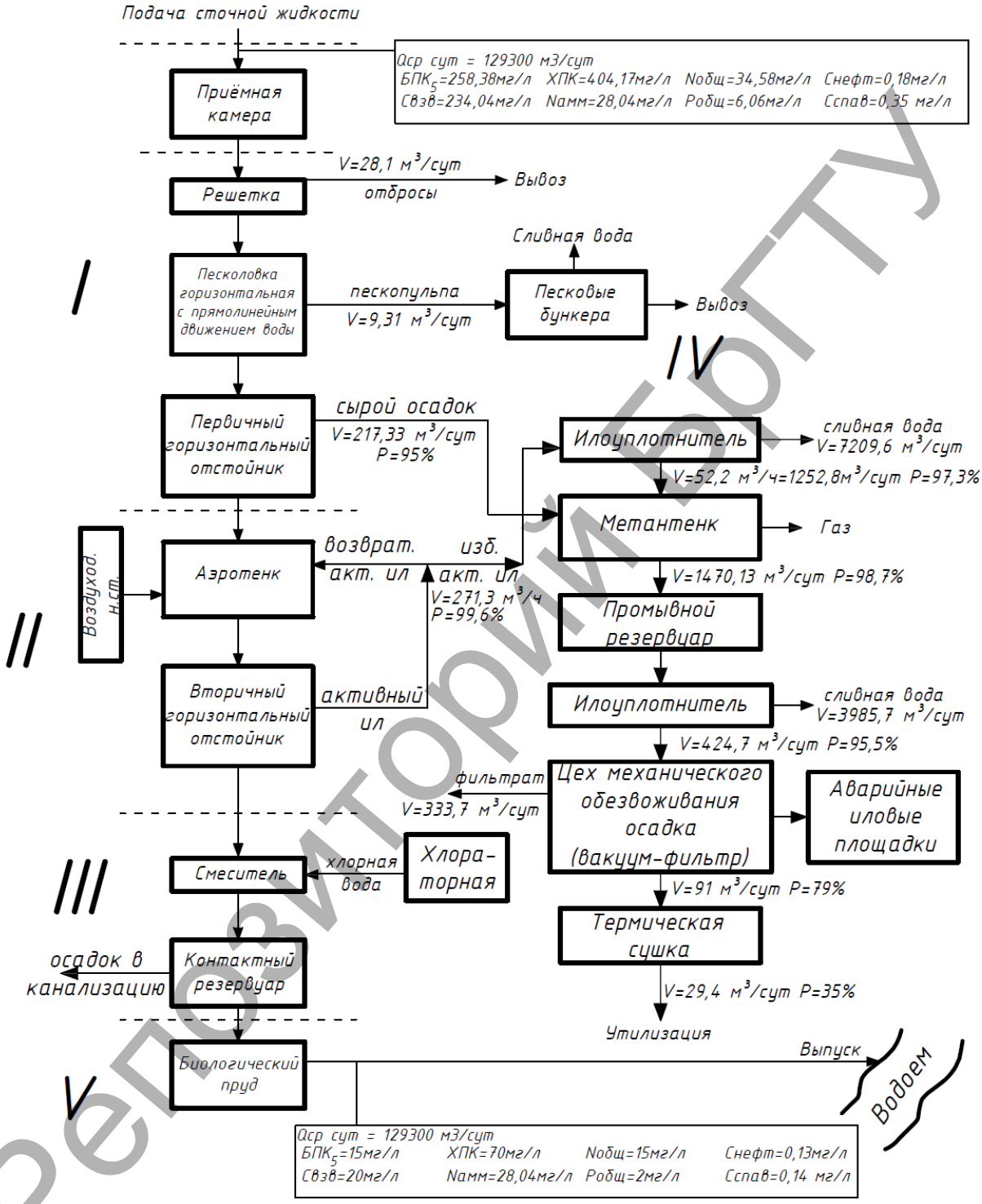


Рисунок 3.1 б– Технологическая схема очистных сооружений:

I – сооружения механической очистки сточных вод
II – сооружения биологической очистки сточных вод
III – сооружения для дезинфекции сточных вод
IV – сооружения по обработке осадка сточных вод
V – сооружения доочистки сточных вод

Репозиторий БГТУ

3.1 ОПИСАНИЕ И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ

3.1.1 Расчет сооружений для механической очистки сточных вод

3.1.1.1 Приемная камера

Приемная камера предназначена 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.

Выбор типоразмера камеры в зависимости от пропускной способности, диаметра и количества напорных трубопроводов производится по табл. 5.1 [7].

Сточные воды с расчетным расходом $q_{макс}$=1,884 м^3/с поступают на очистную станцию по двум ниткам напорного водовода диаметром 1200 мм каждая со скоростью v=0,83 м/с. В этом случае согласно табл.5.1 [7], принимаем приемную камеру марки ПК-2-120а с размерами: А=2000 мм, В=3200 мм, Н=3200 мм. Приемная камера показана на рисунке 3.2.

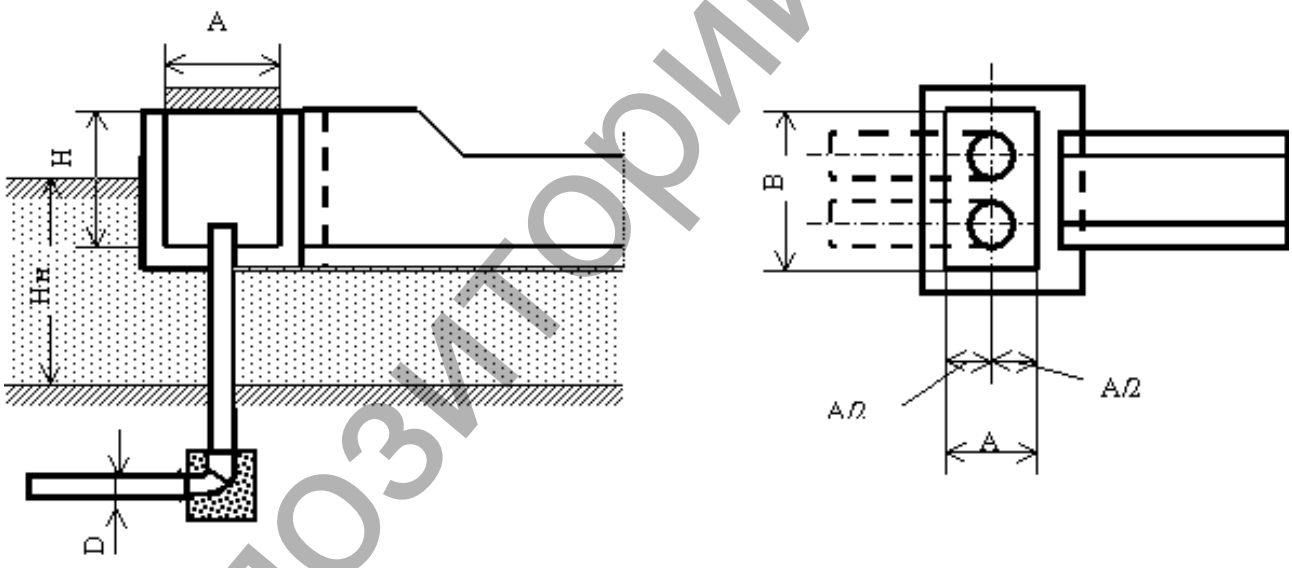


Рисунок 3.2 – Приемная камера канализационных очистных сооружений при напорной подаче сточных вод

3.1.1.2 Решетки

Решетки применяются для задержания из сточных вод крупных загрязнений и являются сооружениями, подготавливающими сточные воды к дальнейшей, более полной очистке.

Выбираем тип решетки, пользуясь литературой [6, 7, 10-13]. Данные по выбору решеток приводятся в приложениях 2, 3 пособия.

Расчетная схема решетки представлена на рисунке 3.3.

Репозиторий БрГТУ

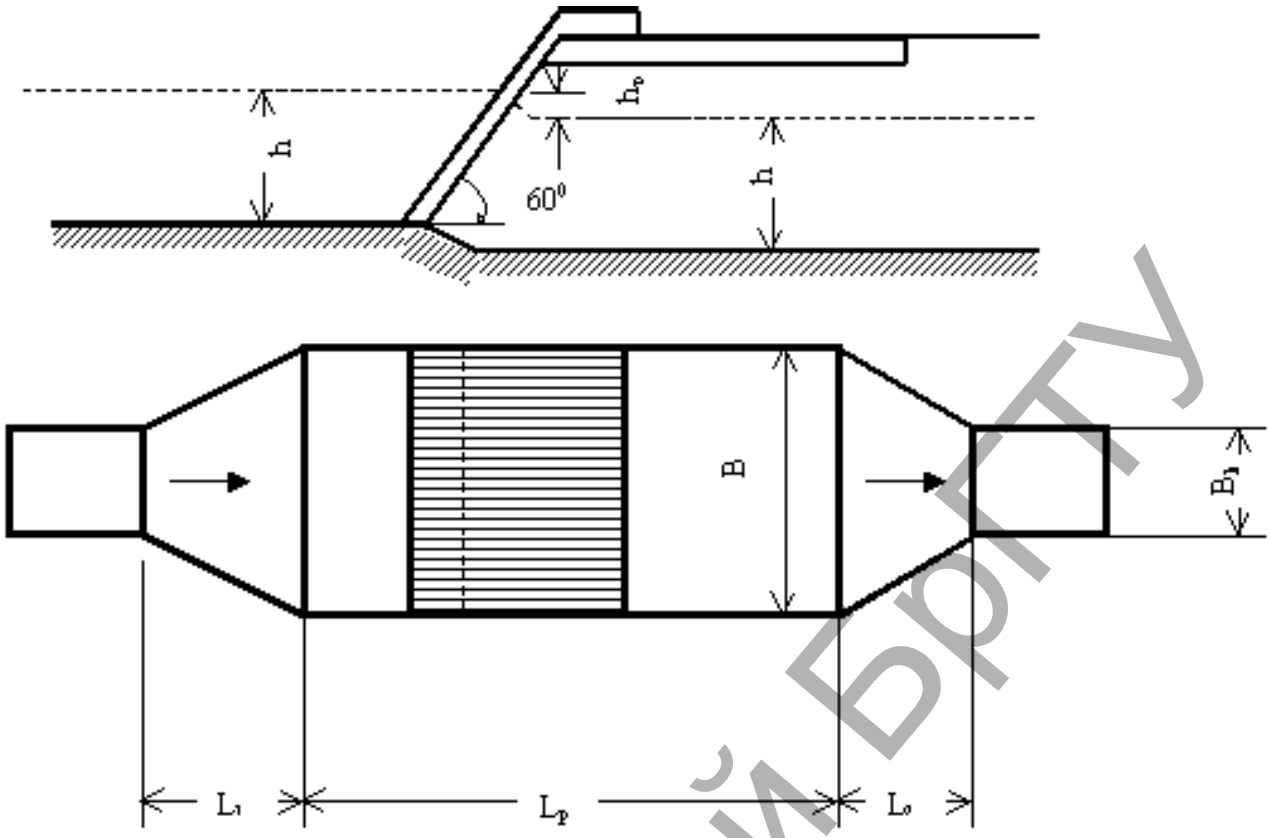


Рисунок 3.3 – Расчетная схема решетки

К расчету примем решетку ступенчатого типа.

Количество прозоров в решетке n можно определить по формуле:

$$n_{pr} = \frac{q \cdot K_{sti}}{b_r \cdot h_r \cdot V_r}, \text{шт.},$$

где q – максимальный расход сточных вод, м^3/с;

K_{sti} – коэффициент, учитывающий стеснение потока граблями, K_1=1,05-1,1;

b_r – ширина прозоров, принимается 3 мм;

h_r – глубина воды перед решеткой, принимается 0,5-1,0 м;

V_r – скорость движения воды в прозорах, принимается 1,0-1,4 м/с;

$$n_{pr} = \frac{1{,}884 \cdot 1{,}05}{0{,}003 \cdot 0{,}9 \cdot 1} = 733 \text{ шт}.$$

Общая ширина решеток:

$$B_r = S_s(n_{pr} - 1) + b_r \cdot n_{pr}, \text{м},$$

где S_s – толщина пластин, м (принимается 3-6 мм);

$$B_r = 0{,}003 \cdot (733 - 1) + 0{,}003 \cdot 733 = 4{,}4 \text{ м}.$$

Принимаем 3 рабочих и 1 резервную ступенчатые решетки STEP SCREEN SSL (приложение 3 данного пособия):

– модель: SSL2000;

– длина: 2500 мм;

– высота: 2420 мм;

Репозиторий БрГТУ

– эффективная ширина: 1470 мм;
– величина прозоров: 3 мм;
– толщина пластин: 3 мм;
– максимальный уровень воды перед решеткой: 1000 мм
– высота сбросов: 1270 мм.

Далее выполняем гидравлический расчет подводящего канала, пользуясь [8]. Данные гидравлического расчета подводящего канала приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с		
	$q_{ср}$=444 л/с	q_{max}=628 л/с	q_{min}=316 л/с
Уклон i	0,0008	0,0008	0,0008
Ширина B, м	1,0	1,0	1,0
Наполнение h, м	0,535	0,694	0,415
Скорость v, м/с	0,83	0,90	0,76

Поскольку рабочих решеток три, то подводящий канал к каждому из них рассчитывается на треть расчетного расхода. При определении размеров сечения канала следует учитывать, что наиболее выгодным является прямоугольное сечение, у которого отношение ширины к высоте равно 2.

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

$$v_{кан} = \frac{q_{min}}{B \cdot h_{min} \cdot N} = \frac{0,948}{1,0 \cdot 0,415 \cdot 3} = 0,76 \text{ м/с}$$

Потери напора в решетке определяем по формуле:

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

где К – коэффициент, учитывающий увеличение потерь напора в решетке вследствие засорения её отбросами, К=3;

ξ – коэффициент местного сопротивления решетки:

$$\xi = \beta \cdot \left(\frac{S_s}{b_r} \right)^{4/3} \cdot \sin\alpha,$$

где α – угол наклона решетки к горизонту, $\alpha=60^0$.

$$\xi = 2,42 \cdot \left(\frac{0,003}{0,003} \right)^{4/3} \cdot 0,866 = 2,1$$

$$h_p = 2,1 \cdot \frac{0,9^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 3 = 0,26 \text{ м}$$

На величину потерь следует понизить дно камеры за решеткой.

Определяем размеры камеры решетки в плане:

$$l_{r1} = 1,37 \cdot (B_{r1} - B_{kr}) = 1,37 \cdot (1,47 - 1) = 0,64 \text{ м}$$

$$l_{r2} = \frac{l_{r1}}{2} = \frac{0,64}{2} = 0,32 \text{ м}$$

$$l_{r3} = 1,8 \cdot B_{kr} + \frac{h_k}{tg\alpha} = 1,8 \cdot 1 + \frac{0,694}{tg60} = 2,2 \text{ м}$$

Репозиторий БрГТУ

Так как длина решетки составляет 2,5 м, то примем l_{r3} = 3,0 м.

Общая строительная длина камеры решеток:

$$L = l_{r1} + l_{r2} + l_{r3} = 0,64 + 0,32 + 3 \approx 4 \text{ м}$$

Суточный объем отбросов, снимаемый с решеток:

$$W_{ot} = \frac{q_{ot} \cdot N_{пр}^{взв}}{365 \cdot 1000}, м^3 / сут .,$$

где q_{ot} – объем отбросов, приходящийся на одного человека в год, (q_{ot} = 22 л/(чел·год) табл. 6.1 [4]);

$N_{пр}^{взв}$ – приведенное население по взвешенным веществам, чел.

$$W_{ot} = \frac{22 \cdot 465539}{365 \cdot 1000} = 28,1 м^3 / сут$$

Масса отбросов, снимаемых с решеток за сутки:

$$P_{r1} = \frac{W_{ot} \cdot 870}{1000}, т ,$$

где 870 кг/м^3 – плотность отбросов (п. 6.2.1 [4]).

$$P_{r1} = \frac{28,1 \cdot 870}{1000} = 24,4 т$$

или за час:

$$P_{r2} = \frac{P_{r1}}{24} \cdot K_{ot} = \frac{24,4}{24} \cdot 2 = 2,033 т = 2033 кг ,$$

где K_{ot} – коэффициент часовой неравномерности поступления (п. 5.1.13 [5]).

3.1.1.3 Горизонтальные песколовки с прямолинейным движением воды

Песколовки предназначаются для выделения из сточной воды тяжелых минеральных примесей.

Схема песколовки представлена на рисунке 3.4.

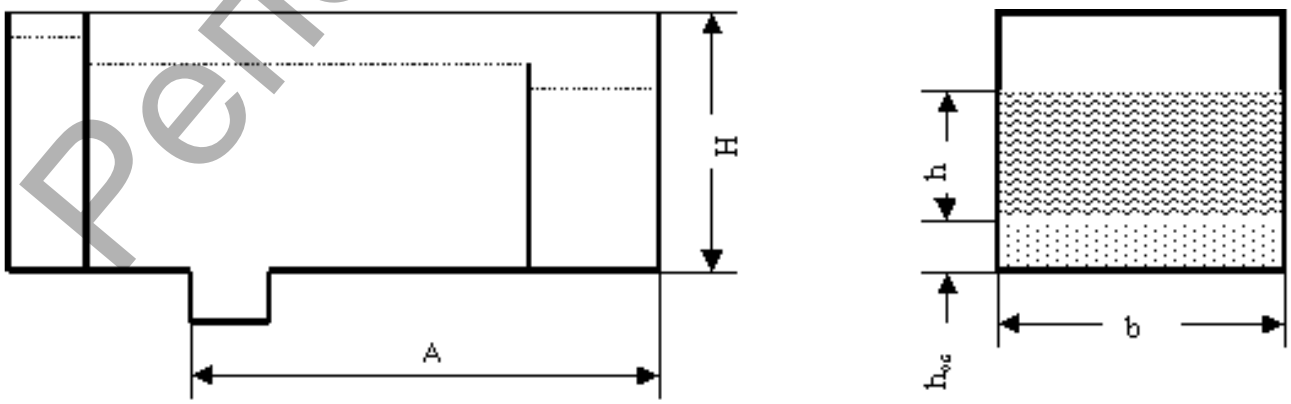


Рисунок 3.4 – Схема горизонтальной песколовки с прямолинейным движением воды

Репозиторий БрГТУ

Площадь живого сечения песколовки:

$$\omega_{p1} = \frac{q_{max}}{V_s \cdot n_p}, м^2,$$

где V_s – скорость движения сточных вод, м/с, по табл. 6.2 [4] V_s=0,3 м/с при максимальном притоке сточных вод;

n_p – число песколовок или их отделений, принимаем n_p=3.

$$\omega_{p1} = \frac{1,884}{0,3 \cdot 3} = 2,09 м^2$$

По таблицам [8] определяем размеры подводящего канала, результаты сводим в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с	
	q_{max}=628 л/с	q_{min}=316 л/с
Уклон i	0,0008	0,0008
Ширина B, м	1,25	1,25
Наполнение h, м	0,555	0,338
Скорость v, м/с	0,90	0,74

Ширина отделения песколовки:

$$B_{p1} = \frac{\omega_{p1}}{H_s} = \frac{2,09}{0,65} = 3,2 м,$$

где H_s – расчетная глубина песколовки, м (по табл. 6.2 [4] принимаем H_s=0,65 м).

Принимаем ширину отделения B_{p1}=3,2 м. Тогда наполнение в песколовке при максимальном расходе:

$$h_{max} = \frac{\omega_{p1}}{B_{p1}} = \frac{2,09}{3,2} = 0,65 м,$$

Длина песколовки:

$$L_s = \frac{K_s \cdot H_s \cdot V_s}{u_0}, м,$$

где K_s – коэффициент, определяемый для горизонтальной песколовки по формуле

$$K_s = \frac{u_0}{\sqrt{u_0^2 - \omega^2}},$$

где u_0 – гидравлическая крупность песка, м/с, принимаемая в зависимости от требуемого диаметра задерживаемых частиц песка (по табл. 6.2 [4] принимаем 0,0187 м/с),

ω – вертикальная турбулентная составляющая скорости, м/с, определяемая по формуле

Репозиторий БрГТУ

$$\omega = 0,05 \cdot V_s = 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ м/с}.$$

$$K_s = \frac{0,0187}{\sqrt{0,0187^2 - 0,015^2}} = 1,7.$$

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

Скорость протока сточных вод в песколовке при минимальном расходе, когда наполнение в ней 0,65-0,555+0,338=0,433 м, должна быть не менее 0,15 м/с:

$$v_{min} = \frac{q_{min}}{B_{p1} \cdot H_{min} \cdot n_p} = \frac{0,948}{3,2 \cdot 0,433 \cdot 3} = 0,23 \text{ м/с}.$$

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

$$T = \frac{L_s}{v_s} = \frac{18}{0,3} = 60 \text{ с}.$$

Для поддержания постоянной скорости движения сточных вод в песколовке 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 между дном песколовки и порогом водослива:

$$\Delta h_p = \frac{h_{max} - k_q^{2/3} \cdot h_{min}}{k_q^{2/3} - 1}, \text{ м},$$

где K_q – отношение максимального и минимального расходов: K_q=1,884/0,948=1,987;

h_{max}, h_{min} – глубина воды в песколовке соответственно при максимальном и минимальном расходах:

$$h_{min} = \frac{q_{min}}{n_p \cdot B_{p1} \cdot v_s} = \frac{0,948}{3 \cdot 3,2 \cdot 0,3} = 0,33 \text{ м},$$

$$\Delta h_p = \frac{0,65 - 1,987^{2/3} \cdot 0,33}{1,987^{2/3} - 1} = 0,22 \text{ м}.$$

Ширина водослива:

$$b_v = \frac{q_{max}}{m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (\Delta h_p + h_{max})^{3/2}}, \text{ м},$$

где m – коэффициент расхода, принимаемый в пределах 0,35÷0,38 (принимаем m=0,35).

$$b_v = \frac{1,884}{0,35 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot (0,22 + 0,65)^{3/2}} = 1,5 \text{ м}$$

Репозиторий БрГТУ

Объем осадочной части песколовки:

$$W = \frac{q_{ос} \cdot N_{пр}^{взв} \cdot T}{1000}, м^3,$$

где $q_{ос}$ – количество задерживаемого песка влажностью 60% и плотностью 1,5 т/м^3 на одного жителя в сутки, (по табл. 6.2 [4] принимаем $q_{ос}$ = 0,02 г/(чел·сут));

T – период между чистками песколовок, $T \leq 2$ сут, во избежание загнивания осадка;

$N_{пр}^{взв}$ – приведенное население по взвешенным веществам, чел.

$$W = \frac{0,02 \cdot 465539 \cdot 2}{1000} = 18,62 м^3$$

Высота слоя песка в песколовке составит:

$$h_{os} = \frac{W}{n_p \cdot B_{p1} \cdot L_s} = \frac{18,62}{3 \cdot 3,2 \cdot 18} = 0,16 м$$

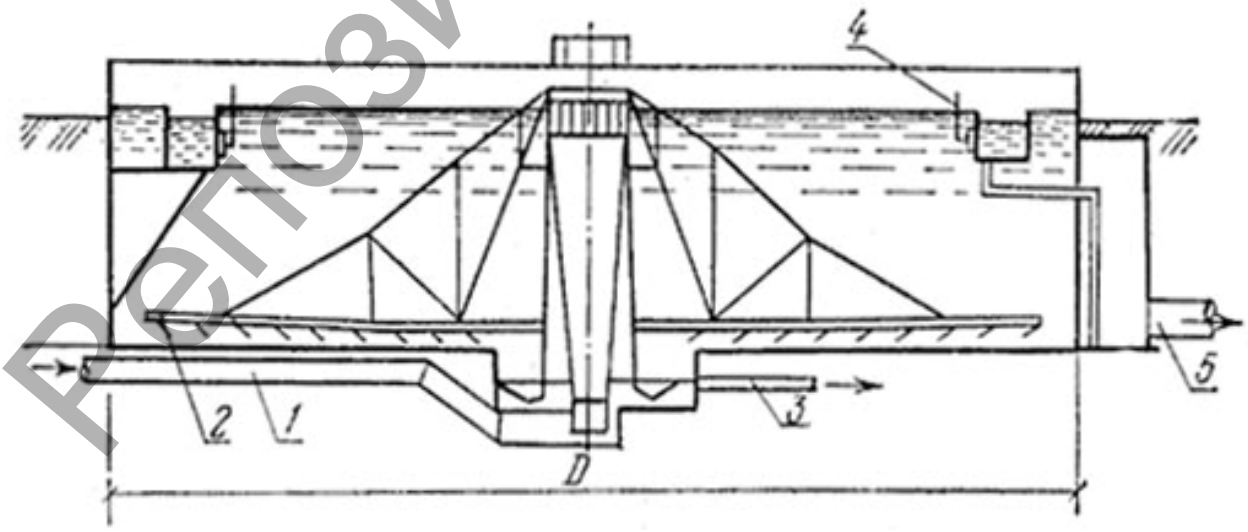
Полная строительная высота песколовки составит:

$$H_{str} = H_s + h_{os} + 0,5 = 0,65 + 0,16 + 0,5 = 1,31 м$$

3.1.1.4 Первичные радиальные отстойники

Отстойники применяют для удаления из сточных вод взвешенных веществ. Вертикальные отстойники применяются при пропускной способности станции до 20000 м^3/сут и при низком уровне грунтовых вод. Горизонтальные - независимо от уровня грунтовых вод при пропускной способности станции очистки свыше 15000 м^3/сут. Радиальные отстойники назначают, если пропускная способность станции более 20000 м^3/сут.

Схема первичного радиального отстойника показана на рисунке 3.5.



1 – подводящий трубопровод; 2 – илоскреб; 3 – иловая труба; 4 – полупогруженные доски; 5 – отводящий трубопровод

Рисунок 3.5 – Схема первичного радиального отстойника

Репозиторий БрГТУ

Расчетные параметры типовых радиальных отстойников представлены в табл. 3.4.

Таблица 3.4 – Расчетные параметры типовых радиальных отстойников

Диаметр отстойника, D_{set}, м	Диаметр впускного устройства, d_{en}, м	Высота зоны отстаивания, H_{set}, м	Строительная высота, H, м	Объем зоны отстаивания, $м^3$	Объем зоны осадка, $м^3$	№ типового проекта
1	2	3	4	5	6	7
18	1,23	3,1	3,4	788	110	902-2-469.89
24	1,5	3,1	3,4	1400	210	902-2-470.89
30	1,8	3,1	3,4	2190	340	902-2-473.89
40	2,5	3,65	4,0	4580	710	902-2-474.89

Расчет отстойников ведем по эффекту осветления воды.

Эффект осветления сточных вод в отстойниках:

$$Э = \frac{C_0 - C}{C_0} \cdot 100, \%,$$

где C_0 – исходная концентрация взвешенных веществ, $мг/дм^3$;

C – концентрация взвешенных веществ в сточной воде после отстойника, $мг/дм^3$, устанавливается по п.6.5.3.[4], для данного расчета принимается перед сооружениями биологической очистки $C \le 150$ $мг/дм^3$.

$$Э = \frac{234,04 - 150}{234,04} \cdot 100 = 36\%$$

Гидравлическая крупность задерживаемых частиц:

$$U_0 = \frac{1000 \cdot H_{set} \cdot K_{set}}{t_{set} \cdot \left(\frac{H_{set} \cdot K_{set}}{h_1} \right)^{n_2}}, мм/с,$$

где H_{set} – глубина проточной части в отстойнике, м (табл. 6.8 [4] и табл. 7.5 данного пособия);

K_{set} – коэффициент объемного использования отстойника (табл. 6.8 [4]);

t_{set} – продолжительность отстаивания, с, соответствующая заданному эффекту очистки и полученная в лабораторном цилиндре в слое h_1=0,5 м, (табл. 6.6 [4]);

n_2 – показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения, рисунок 6.1 [4];

$$U_0 = \frac{1000 \cdot 3,1 \cdot 0,45}{538,72 \cdot \left(\frac{3,1 \cdot 0,45}{0,5} \right)^{0,265}} = 1,97 мм/с$$

Производительность одного отстойника:

$$q_{set} = 2,8 \cdot K_{set} \cdot (D_{set}^2 - d_{en}^2) \cdot (U_0 - V_{tb}), м^3/ч,$$

где D_{set} – диаметр одного отстойника, м (табл. 3.4);

d_{en} – диаметр впускного устройства, м (табл. 3.4);

V_{tb}– турбулентная составляющая, принимаемая в зависимости от скорости потока в отстойнике, по табл. 6.9 [4]; для радиального отстойника по рекомендациям [6, стр. 30] при средней скорости на половине радиуса радиального отстойника V=3,3 мм/с:

Репозиторий БрГТУ

$$V_{tb} = 0,05 \cdot V = 0,05 \cdot 3,3 = 0,165 \text{ мм / с},$$

$$q_{set} = 2,8 \cdot 0,45 \cdot (30^2 - 1,8^2) \cdot (1,97 - 0,165) = 2039,5 \text{ м}^3 / \text{ч}.$$

Количество отстойников:

$$N = \frac{q_{max}}{q_{set}} = \frac{6781,5}{2039,5} = 4 \text{ шт}.$$

Проверяем скорость движения воды:

$$V = \frac{2 \cdot q_{max}}{N \cdot \pi \cdot D_{set} \cdot H_{set}} = \frac{2 \cdot 1,884}{4 \cdot 3,14 \cdot 30 \cdot 3,1} \approx 3,2 \text{ мм / с}.$$

Время пребывания воды в отстойнике:

$$T = \frac{N \cdot \pi \cdot D_{set}^2 \cdot H_{set}}{4 \cdot q_{max}} = \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 30^2 \cdot 3,1}{4 \cdot 1,884} = 4650 \text{ с} = 1,29 \text{ ч}.$$

Расход осадка из первичных отстойников определяется по формуле:

$$Q_{mud} = \frac{q_{ср.сут} \cdot (C_0 - C)}{(100 - p_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4}, \text{м}^3 / \text{сут}.,$$

где p_{mud} – влажность осадка, % (при самотечном удалении p_{mud}=95%, при удалении насосами p_{mud}=93,5-94% [4]);

γ_{mud} – плотность осадка, т/м^3 (принимается 1 т/м^3).

$$Q_{mud} = \frac{129300 \cdot (234,04 - 150)}{(100 - 95) \cdot 1 \cdot 10^4} = 217,33 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Принимаем 4 радиальных отстойника диаметром D_{set}=30 м, диаметр впускного устройства d_{en}=1,8 м, глубиной рабочей части H_{set}=3,1 м по типовому проекту 902-2-473.89 (табл. 3.4).

3.1.2 Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод

3.1.2.1 Аэротенки

Системы с активным илом допускается применять для биологической очистки бытовых и производственных сточных вод от органических и неорганических примесей, подверженных биохимическому разложению. Выбор технологической схемы очистки, состава и типа сооружений необходимо производить с учетом цели очистки (полная или частичная очистка от веществ, подверженных биохимическому разложению, нитрификация, денитрификация, удаление соединений фосфора, очистка от специфических примесей), с учетом требований к степени очистки, расхода очищаемых сточных вод и режима их поступления.

Сточные воды поступают в аэротенки, как правило, после сооружений механической очистки. Концентрация взвешенных веществ в осветленных сточных водах, подаваемых на сооружения биологической очистки с целью полной или частичной очистки от веществ, подверженных биохимической деструкции,

Репозиторий БрГТУ

не должна превышать 150 мг/дм^3 в осветленных сточных водах. Содержание взвешенных веществ в сточной воде, подаваемой на двухступенчатые аэротенки с полной минерализацией ила и в системы с биологическим удалением азота и фосфора, не нормируется и должно определяться технологическими требованиями.

Аэротенки могут быть одноступенчатыми и двухступенчатыми, при этом в том и другом случае их применяют как с регенерацией, так и без нее. Одноступенчатые аэротенки без регенерации применяют при $БПК_5$ сточной воды не более 100 мг/дм^3, с регенерацией - более 100 мг/дм^3 и при наличии вредных производственных примесей. Двухступенчатые аэротенки применяют при очистке высококонцентрированных сточных вод.

По структуре движения потоков очищаемой сточной воды и возвратного активного ила различают:

аэротенки-вытеснители – сточная вода и возвратный активный ил подаются сосредоточенно с одной из торцевых сторон аэротенка, а выпускаются также сосредоточенно с другой торцевой стороны;

аэротенки-смесители – подача и выпуск сточной воды и ила осуществляется равномерно вдоль длинных сторон коридора аэротенка;

аэротенки с рассредоточенной подачей сточной воды – сточная вода подводится в нескольких точках по длине аэротенка, а отводится сосредоточенно из его торцевой части; возвратный ил подается сосредоточенно в начало аэротенка.

Аэротенки – вытеснители целесообразно применять при $БПК_5$ поступающей сточной воды до 200 мг/дм^3, а аэротенки-смесители – при $БПК_5$ до 667 мг/дм^3.

Расчет сооружений биологической очистки следует вести по $БПК_5$ с учетом первичного отстаивания. Для действующих сооружений снижение содержания загрязнений следует принимать по фактической эффективности работы отстойников. Допускается принимать снижение содержания загрязнений в осветленной сточной воде по таблице 4.2 [4].

При времени отстаивания в первичном отстойнике 1,29 ч по таблице 4.2 [4] примем снижение концентрации загрязнений по $БПК_5$ на 30%, следовательно, $БПК_5$ сточных вод (после отстаивания на первичных отстойниках) $L_{en} = C_{общ}^{БПК_5} \cdot \frac{(100 - Э)}{100} = 258{,}38 \cdot \frac{(100 - 30)}{100} = 180{,}9$ мг / дм^3. $БПК_5$ очищенных вод L_{ex} = 15 мг/дм^3, температура сточной воды 15^{0}С. Дополнительные требования по удалению соединений азота и фосфора не устанавливаются.

Принимаем к проектированию аэротенк-вытеснитель с регенерацией.

Расчет аэротенка-вытеснителя с регенерацией ведем в следующей последовательности.

1. Степень рециркуляции активного ила

$$R_i = \frac{a_i}{\frac{1000}{I_i} - a_i} = \frac{3{,}5}{\frac{1000}{100} - 3{,}5} = 0{,}54,$$

где a_i – доза ила в аэротенке, г/л, по табл. 7.5.[4] a_i = 2,5 - 3,5 г/л;

I_i – иловый индекс, см^3/г, для городских сточных вод 60-150 см^3/г, предварительно принимаем 100 см^3/г.

Репозиторий БрГТУ

2. Продолжительность обработки воды в аэротенке, t_{at}, ч

$$t_{at} = \frac{2,5}{\sqrt{a_i}} \cdot \lg \frac{L_{mix}}{L_{ex}} = \frac{2,5}{\sqrt{3,5}} \cdot \lg \frac{122,7}{15} = 1,2 \text{ ч},$$

где L_{mix} – БПК$_5$, мг/дм^3, определяемая с учетом разбавления циркуляционным расходом активного ила по формуле

$$L_{mix} = \frac{L_{en} + L_{ex} \cdot R_i}{1 + R_i} = \frac{180,9 + 15 \cdot 0,54}{1 + 0,54} = 122,7 \text{ мг / дм}^3.$$

3. Продолжительность окисления органических веществ, t_0, ч, при проектировании аэротенков с регенераторами определяется по формуле:

$$t_0 = \frac{L_{en} - L_{ex}}{R_i \cdot a_r \cdot (1 - s) \cdot \rho},$$

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

$$a_r = a_i \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot R_i} + 1 \right) = 3,5 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot 0,54} + 1 \right) = 6,74 \text{ г / л},$$

ρ – удельная скорость окисления, мг БПК$_5$/(г/ч), определяется по формуле:

$$\rho = \rho_{max} \cdot \frac{L_{ex} \cdot C_0}{L_{ex} \cdot C_0 + K_l \cdot C_0 + K_0 \cdot L_{ex}} \cdot \frac{1}{1 + \varphi \cdot a_r},$$

где ρ_{max} – максимальная скорость окисления, мг БПК$_5$/(г·ч), по табл. 7.6 [4] ρ_{max} = 57 мг БПК$_5$/(г·ч);

C_0 – концентрация растворенного кислорода в аэротенке, мг/дм^3, принимается по п. 7.6.22.6 [4] = 2 мг/дм^3;

K_l – константа, характеризующая свойства органических загрязняющих веществ, мг БПК$_5$/дм^3, по табл. 7.6 [4] K_l = 22 мг БПК$_5$/дм^3;

K_0 – константа, характеризующая влияние кислорода, мг O_2/дм^3, по табл. 7.6 [4] K_0 = 0,625 мг O_2/дм^3;

φ – коэффициент ингибирования продуктами распада активного ила, дм^3/г, по табл. 7.6 [4] φ = 0,07 дм^3/л.

$$\rho = 57 \cdot \frac{15 \cdot 2}{15 \cdot 2 + 22 \cdot 2 + 0,625 \cdot 15} \cdot \frac{1}{1 + 0,07 \cdot 6,74} = 13,9 \text{ мг БПК}_5 \text{ / (г} \cdot \text{ч)};$$

s – зольность ила, по табл. 7.6 [4] s = 0,3

$$t_0 = \frac{180,9 - 15}{0,54 \cdot 6,74 \cdot (1 - 0,3) \cdot 13,9} = 4,7 \text{ ч}.$$

4. Продолжительность регенерации, t_r, ч, определяется по формуле:

$$t_r = t_0 - t_{at} = 4,7 - 1,2 = 3,5 \text{ ч}.$$

5. Продолжительность пребывания воды в системе “аэротенк-регенератор”

$$t_{a-r} = (1 + R_i) \cdot t_{at} + R_i \cdot t_r = (1 + 0,54) \cdot 1,2 + 0,54 \cdot 3,5 = 3,7 \text{ ч}.$$

Репозиторий БрГТУ

6. Для уточнения илового индекса определим среднюю дозу ила в системе “аэротенк-регенератор”:

$$a_{i\,mix} = \frac{(1+R_i)\cdot t_{at}\cdot a_i + R_i\cdot t_r\cdot a_r}{t_{a-r}} = \frac{(1+0{,}54)\cdot 1{,}2\cdot 3{,}5 + 0{,}54\cdot 3{,}5\cdot 6{,}74}{3{,}7} = 5{,}2\ \text{г / л}.$$

7. Нагрузка на 1 г беззольного вещества активного ила

$$q_i = \frac{24\cdot(L_{en}-L_{ex})}{a_{i\,mix}\cdot(1-S)\cdot t_{a-r}} = \frac{24\cdot(180{,}9-15)}{5{,}2\cdot(1-0{,}3)\cdot 3{,}7} = 295{,}6\ \text{мг БПК}_5\ \text{/ г}\cdot\text{сут}.$$

8. По табл. 7.7 [4] для городских сточных вод при нагрузке на ил 295,6 мг $БПК_5$/(г·сут) путем интерполяции получаем иловый индекс I_i = 86,3 $см^3$/г, что отличается от предварительно принятой величины I_i = 100 $см^3$/г, более чем на 10%. Поэтому следует уточнить степень рециркуляции активного ила и произвести новый расчет по вышеприведенным формулам.

$$R_i = \frac{3{,}5}{\frac{1000}{86}-3{,}5} = 0{,}43$$

$$t_{at} = \frac{2{,}5}{\sqrt{3{,}5}}\cdot \lg\frac{131}{15} = 1{,}3\ \text{ч}$$

$$L_{mix} = \frac{180{,}9+15\cdot 0{,}43}{1+0{,}43} = 131\,\text{мг / дм}^3.$$

$$a_r = 3{,}5\cdot\left(\frac{1}{2\cdot 0{,}43}+1\right) = 7{,}6\ \text{г / л},$$

$$\rho = 57\cdot\frac{15\cdot 2}{15\cdot 2+22\cdot 2+0{,}625\cdot 15}\cdot\frac{1}{1+0{,}07\cdot 7{,}6} = 13{,}4\ \text{мг БПК}_5\ \text{/ (г}\cdot\text{ч)}$$

$$t_0 = \frac{180{,}9-15}{0{,}43\cdot 7{,}6\cdot(1-0{,}3)\cdot 13{,}4} = 5{,}4\ \text{ч}$$

$$t_r = 5{,}4-1{,}3 = 4{,}1\,\text{ч}$$

$$t_{a-r} = (1+0{,}43)\cdot 1{,}3 + 0{,}43\cdot 4{,}1 = 3{,}6\ \text{ч}$$

$$a_{i\,mix} = \frac{(1+0{,}43)\cdot 1{,}3\cdot 3{,}5 + 0{,}43\cdot 4{,}1\cdot 7{,}6}{3{,}6} = 5{,}5\ \text{г / л}$$

$$q_i = \frac{24\cdot(180{,}9-15)}{5{,}5\cdot(1-0{,}3)\cdot 3{,}6} = 287{,}3\ \text{мг БПК}_5\ \text{/ г}\cdot\text{сут}.$$

По табл. 7.7 [41] при q_i = 287,3 мг $БПК_5$/(г·сут) иловый индекс I_i = 84,3 $см^3$/г. Дальнейшая корректировка расчетов не требуется. Определяем объем аэротенка и регенератора.

Репозиторий БрГТУ

9. Вместимость аэротенка W_{at}, м^3

$$W_{at} = t_{at} \cdot (1 + R_i) \cdot q_w = 1{,}3 \cdot (1 + 0{,}43) \cdot 6154 = 11440{,}3 \text{ м}^3,$$

где q_w – расчетный расход сточной воды, м^3/ч, определяется по среднечасовому притоку сточных вод за период аэрации в часы максимального притока. Период аэрации t_0=5,4 ч (6 ч), часы максимального притока с 6 до 13 ч (приняты на основании расчета подачи стоков на городскую очистную станцию по часам суток, см. табл. 7.1 [18])

$$q_w = \frac{5858{,}5 + 6781{,}5 + 5787{,}5 + 5858{,}5 + 5858{,}5 + 6781{,}5}{6} = 6154 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

10. Вместимость регенератора W_r, м^3

$$W_r = t_r \cdot R_i \cdot q = 4{,}1 \cdot 0{,}43 \cdot 6154 = 10849{,}5 \text{ м}^3.$$

11. При найденных объемах аэротенка и регенератора определяем процент регенерации

$$r = \frac{W_r \cdot 100}{W_{at} + W_r} = \frac{10849{,}5 \cdot 100}{11440{,}3 + 10849{,}5} = 48{,}7\% \approx 50\%.$$

Следовательно, следует применять двух- или четырехкоридорный аэротенк.

12. По приложению 4 данного пособия принимаем 6 секций четырехкоридорных аэротенков-вытеснителей (ТП 902-2-178) с шириной коридора 4,5 м, рабочей глубиной 4,4 м, длиной секции 54 м, объемом каждой секции 4275 м^3. Общий фактический объем аэротенков 25650 м^3, при требуемом 22289,8 м^3. Из общего объема каждой секции два коридора выделяем под аэротенк, два – под регенератор. Фактическое время пребывания обрабатываемых сточных вод в системе “аэротенк-регенератор” составит

$$t_ф = \frac{V_{общ}}{q} = \frac{25650}{6154} = 4{,}2 \text{ ч},$$

что практически равно расчетному времени $t_{a\text{-}r}$ = 3,6 ч.

13. Прирост активного ила P_i, мг/дм^3, при очистке сточных вод в системах с активным илом с целью удаления биохимически разлагаемых органических веществ без нитрификации, определяется по формуле

$$P_i = 0{,}8 \cdot C_{cdp} + K_g \cdot L_{en} = 0{,}8 \cdot 150 + 0{,}45 \cdot 180{,}9 = 201{,}4 \text{ мг} / \text{дм}^3,$$

где C_{cdp} – концентрация взвешенных веществ в воде, поступающей в аэротенк, мг/дм^3;

K_g – коэффициент прироста, для городских сточных вод K_g = 0,45.

Часовой приток избыточного активного ила определяется по формуле

$$q = \frac{P_i \cdot Q_{ср.сут.}}{24 \cdot C} = \frac{201{,}4 \cdot 129300}{24 \cdot 4000} = 271{,}3 \text{ м}^3 / \text{ч},$$

где $Q_{ср.сут.}$ – расчетный расход сточных вод, м^3/сут.;

C – концентрация избыточного активного ила при влажности 99,6%: C=4000 г/м^3 (табл. 12.2 [4]).

Репозиторий БРГТУ

14. Удельный расход кислорода на обработку сточной воды с целью деструкции органических веществ определяем по таблице 7.16 [4] с учетом температуры сточной воды и возраста ила.

Минимальный возраст активного ила t_{TS} в системах биологической очистки следует определять по таблице 7.11 [4] в зависимости от цели обработки сточной воды, нагрузки по органическим загрязнениям и расчетной температуры сточной воды.

Суточная нагрузка по $БПК_5$ рассчитывается по формуле

$$B_{сут} = \frac{Q_{сут} \cdot L_{en}}{1000} = \frac{129300 \cdot 180,9}{1000} = 23390 \text{ кг}БПК_5 / \text{сут}.$$

При температуре 12^0С (ближайшая к 15^0С), нагрузке св. 6000 кг $БПК_5$/сут по таблице 7.11 [4] принимаем t_{TS}=4 сут.

При температуре 15^0С, возрасте ила t_{TS}=4 сут по таблице 7.16 [4] принимаем удельный расход кислорода q_1 = 0,92 кг/кг $БПК_5$. Тогда расход на деструкцию органических веществ:

$$OV_C = q_1 \cdot B_{сут} = 0,92 \cdot 23390 = 21519 \text{ кг / сут}$$

Максимальную часовую потребность в кислороде следует определять с учетом неравномерности его потребления в течение суток по формуле (7.55) [4]

$$OV_h = \frac{k_C \cdot (OV_C - OV_D) + k_N \cdot OV_N}{24} = \frac{k_C \cdot OV_C}{24} = \frac{1,3 \cdot 21519}{24} = 1166 \text{ кг / ч},$$

где k_C – коэффициент часовой неравномерности потребления кислорода при обработке сточной воды с целью деструкции органических веществ, по таблице 7.17 [4] k_C = 1,3.

Требуемая подача кислорода в технологические емкости с активным илом при непрерывной аэрации находится по формуле (7.56) [4]:

$$q_0 = \frac{C_T}{C_T - C_0} \cdot OV_h = \frac{10,04}{10,04 - 2} \cdot 1166 = 1456 \text{ кг / ч},$$

где C_T – растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры и давления, принимается по приложению 1 данного пособия и равна C_T =10,04 мг/дм^3;

C_0 – концентрация кислорода в иловой смеси в технологической емкости, следует принимать равной 2 мг/дм^3.

Расход воздуха составит:

$$Q_{возд.} = \frac{q_0 \cdot 1000}{Q_{исп} \cdot h_a} = \frac{1456 \cdot 1000}{10,0 \cdot 4,1} = 35512 \text{ м}^3 / \text{ч},$$

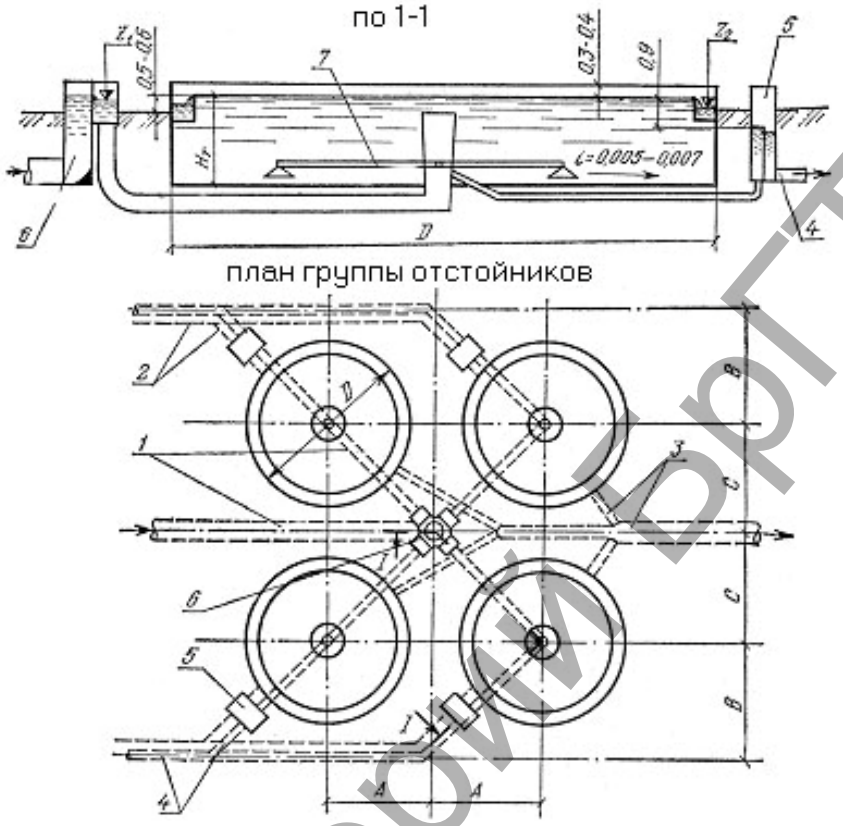
где h_a – глубина погружения аэраторов, $h_a = h_в - 0,3 = 4,4 - 0,3 = 4,1$ м;

$Q_{исп}$ – удельная подача кислорода на 1 м^3 воздуха на 1 м погружения аэратора, гO_2/м^{3}м, принимается для мелкопузырчатой аэрации 10,0 гO_2/м^{3}м (по паспортным данным аэраторов).

Репозиторий БрГТУ

3.1.2.2 Вторичные радиальные отстойники

Вторичные отстойники предназначены для выделения активного ила из иловой смеси, поступающей из аэротенков. Схема группы вторичных радиальных отстойников показана на рисунке 3.6.



1 – подводящий трубопровод; 2 – трубопровод опорожнения;
3 – отводящий трубопровод; 4 – трубопровод выпуска ила;
5 – иловая труба; 6 – распределительная чаша

Рисунок 3.6 – Схема группы вторичных радиальных отстойников

Расчетные параметры типовых радиальных отстойников представлены в табл. 3.5.

Таблица 3.5 – Расчетные параметры типовых вторичных радиальных отстойников

Диаметр отстойника, D_{set}, м	Диаметр впускного устройства, d_{en}, м	Высота зоны отстаивания, H_{set}, м	Строительная высота, H, м	Объем зоны отстаивания, $м^3$	Объем иловой зоны, $м^3$	№ типового проекта
1	2	3	4	5	6	7
18	1,5	3,1	3,4	788	160	902-2-446.88
24	2,0	3,1	3,4	1400	280	902-2-447.88
30	2,5	3,1	3,4	2190	440	902-2-475.89
40	3,0	3,65	4,0	4580	915	902-2-476.89

Вторичные отстойники всех типов после аэротенков надлежит рассчитывать по гидравлической нагрузке q_{ssa}, $м^3/(м^2\ ч)$, с учетом концентрации активного ила в аэротенке a_i, г/л, его индекса J_i, $см^3/г$ и концентрации ила в осветленной воде a_t, мг/л, по формуле

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot K_{ss} \cdot H_{set}^{0,8}}{\left(0,1 \cdot J_i \cdot a_i\right)^{0,5-0,01 a_t}}, м^3/(м^2 \cdot ч),$$

Репозиторий БрГТУ

где K_{ss} – коэффициент использования объема зоны отстаивания, принимаемый для радиальных отстойников равным 0,4, п. 7.8.3.[4];

a_t – следует принимать не менее 10 мг/л;

a_i – то же, не более 15 г/л.

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot 0,4 \cdot 3,1^{0,8}}{\left(0,1 \cdot 86 \cdot 3,5\right)^{0,5-0,01 \cdot 15}} = 1,35 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{ч})$$

Принимаем к проектированию вторичные радиальные отстойники аналогичные первичным диаметром D_{set}=30 м, рабочей глубиной H_{set}=3,1м, объемом зоны отстаивания $W_{з.о.}$=2190 м^3, иловой зоны $W_{ил.}$=440 м^3, по типовому проекту 902-2-475.89 (табл. 3.5).

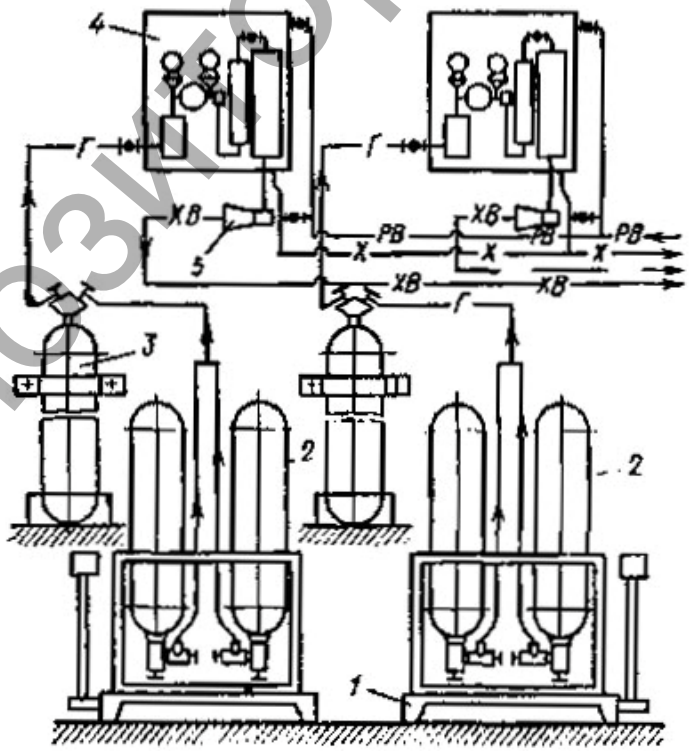
Количество отстойников:

$$n = \frac{4 \cdot q_{max.ч}}{\pi \cdot D_{set}^2 \cdot q_{ssa}} = \frac{4 \cdot 6781,5}{3,14 \cdot 30^2 \cdot 1,35} = 7 \text{ шт.}$$

3.1.3 Расчет сооружений для дезинфекции сточных вод

3.1.3.1 Хлораторная

Для уничтожения патогенных микробов и исключения заражения водоемов этими микробами сточные воды перед спуском в водоемы должны обеззараживаться (дезинфекция). Обеззараживание сточных вод следует производить хлором или другими хлорсодержащими реагентами (хлорной известью, гипохлоритом натрия, получаемом в виде продукта с химических предприятий, электролизом растворов солей или минерализованных вод, прямым электролизом сточных вод), озоном, ультрафиолетовым излучением. [4].



1 – весы; 2 – баллоны с жидким хлором;
3 – промежуточный баллон; 4 – хлоратор; 5 – эжектор
Рисунок 3.7 – Хлораторная установка с баллонами

Репозиторий БрГТУ

Установка для дезинфекции сточных вод хлором состоит из расходного склада хлора, узлов испарения жидкого хлора, дозирования газообразного хлора и образования хлорной воды. Для небольших установок хлор испаряют в той таре, в которой он хранится (табл.5.1 [3]). Если требуется более 30 кг/ч хлора, то применяют испарители с искусственным подогревом.

Под действием окружающего тепла хлор в баллонах (рис. 3.7) постепенно испаряется и в виде газа поступает в промежуточный баллон, где освобождается от капель жидкого хлора и механических примесей. Далее хлор-газ поступает в хлоратор-дозатор. Отдозированный хлор засасывается эжектором, перемешивается с рабочей водой и направляется в очищенную воду для дезинфекции.

Газообразный хлор дозируют вакуумными хлораторами или весовым способом. Возможно применение комбинированного способа: весового, совмещенного с дозированием хлораторами ручного регулирования. Серийно выпускаются хлораторы ЛОНИИ-100К ручного регулирования на производительность по хлору: 1,28…8,1 и 2,05…12,8 кг/ч. Также используются хлораторы с ручным, электрическим и пневматическим управлением типа ХВ-200 производительностью 2,5…25 кг/ч и типа ХВ-260 производительностью 12,5…125 кг/ч.

Для дезинфекции сточных вод рекомендуются следующие дозы активного хлора: после механической очистки – 10 г/м^3, после биологической, физико-химической и глубокой очистки – 3 г/м^3 [4]. Принимаем дозу хлора для дезинфекции вод $Д_{хл}$=3 г/м^3. Расход хлора за 1 ч при максимальном расходе:

$$q_{хл} = \frac{Д_{хл} \cdot Q_{max}}{1000} = \frac{3 \cdot 6781{,}5}{1000} = 20{,}34 \text{ кг / ч}.$$

Расход хлора в сутки:

$$q_{хл} = \frac{Д_{хл} \cdot Q_{ср.сут}}{1000} = \frac{3 \cdot 129300}{1000} = 387{,}9 \text{ кг / сут}.$$

В хлораторной предусматривается установка трех хлораторов ЛОНИИ-100К. Два рабочих хлоратора, один – резервный.

Количество баллонов-испарителей для обеспечения полученной производительности в 1 ч:

$$n_{бал} = \frac{q_{хл}}{S_{бал}} = \frac{20{,}34}{0{,}7} = 29 \text{ шт .},$$

где $S_{бал}$=0,7 кг/ч – выход из одного баллона табл. 5.1 [3].

Для уменьшения количества расходных баллонов в хлораторной устанавливаются стальные бочки-испарители диаметром D=0,746 м и длиной L=1.6 м. Такая бочка имеет емкость 500 л и вмещает до 625 кг хлора. Съем хлора с 1 м^2 боковой поверхности бочек составляет $S_{хл}$=3 кг/ч. Боковая поверхность бочки составит с 3,65 м^2.

Съем хлора с одной бочки:

$$q_б = F_б \cdot S_{хл} = 3{,}65 \cdot 3 = 10{,}95 \text{ кг / ч}.$$

Для обеспечения подачи хлора в количестве 20,34 кг/ч нужно иметь 20,34/10,95=2 бочки испарителя. Чтобы пополнить расход хлора из бочки, его переливают из стандартных баллонов емкостью 55 л, создавая разряжение в бочках путем отсоса хлор-газа эжектором. Это позволяет увеличить съем

Репозиторий БрГТУ

хлора до 5 кг/ч с одного баллона и, следовательно, сократить количество одновременно действующих расходных баллонов до 20,34/5=4 шт.

Всего за сутки потребуется баллонов с жидким хлором 387,9/55=7 шт. Резервные баллоны принимаем в количестве 50% от суточной потребности, т. е. всего предусмотрено 11 баллонов. Каждая бочка размещается в горизонтальном положении на платформе циферблатных весов марки РП-3Г13 размером в плане 1500х1500 мм, что обеспечивает весовой контроль расхода хлора.

При суточном расходе хлора более трех баллонов при хлораторной предусматривается хранение трехсуточного запаса хлора, в нашем случае 21 шт. Основной запас хлора хранится вне очистной станции на расходном складе, рассчитанном на месячную потребность в хлоре.

В данном случае составит:

$$n_{бал} = \frac{387,9 \cdot 30}{55} = 212 \text{ шт}.$$

В соответствии с действующими нормами для размещения оборудования и хлора в баллонах предусматривается строительство здания, состоящего из двух помещении: хлордозаторной и расходного склада хлора. Хлордозаторная оборудуется двумя выходами: один – через тамбур и второй – непосредственно наружу (со всеми дверями, открывающимися наружу). Расходный склад хлора изолируют от хлордозаторной огнестойкой стеной без проемов.

В хлордозаторной помещаем три хлоратора ЛОНИИ-100К и три баллона (грязевика) вместимостью 50 л. Каждый хлоратор, баллон (грязевик) и одни весы с бочками-испарителями, расположенные на расходном складе, образуют самостоятельную технологическую схему для испарения и дозирования хлора, работающую периодически.

Хлордозаторная обеспечивается подводом воды питьевого качества с давлением не менее 0,4 МПа и расходом

$$Q = q_{хл} \cdot q_{в} = 20,34 \cdot 0,4 = 8,134 \text{ м}^3 / \text{ч},$$

где $q_в$=0,4 м^3/кг – норма водопотребления, м^3 на 1 кг хлора.

3.1.3.2 Смеситель

Для смешения хлорной воды со сточной жидкостью применяют различного типа смесители. Наиболее простым является ершовый смеситель, используемый при производительности 12÷1400 м^3/сут. При больших расходах применяют дырчатые смесители, водоизмерительные лотки, смесители с перемешиванием сжатым воздухом, перепадные колодцы.

Принимаем к проектированию смеситель типа лоток Паршаля.

Типоразмеры и расчётные данные лотка Паршаля приводятся в приложении 5 данного пособия:

– типоразмеры лотка Паршаля: B=1200мм; B^1=1200мм; b=1000мм; A=1,73м; C=1,30м; D=1,68м; E=1,70м; F=0,90м; y=0,149м; n=0,7м; L=6,50м;

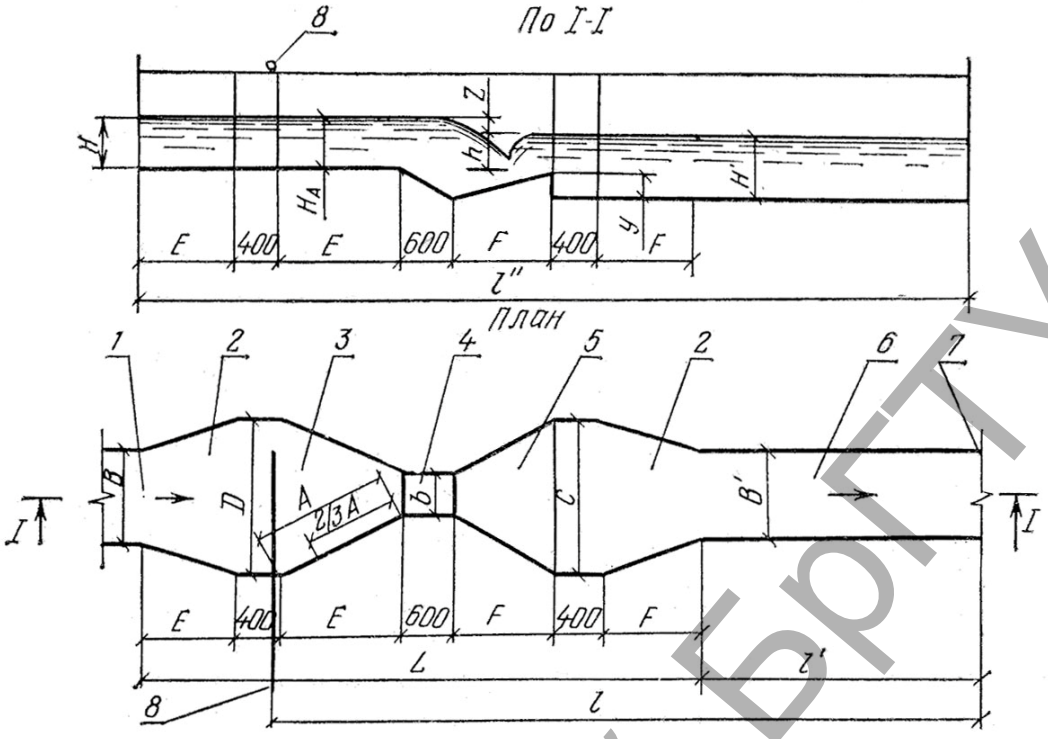
– расчетные данные лотков Паршаля: наполнение в точке замера: $H^A_{макс}$=1,0м, $H^A_{мин}$=0,38м; ширина горловины b=1000мм; n=1.572;

подводящий лоток: B=1200мм, H=1,00м, v=1,16м/с, i=0,002;

отводящий лоток: B`=120мм, H`=0,80м, v`=2,14м/с, i`=0,005, l=8,9.

Лоток Паршаля показан на рисунке 3.8.

Репозиторий ВГТУ



1 – подводящий лоток; 2 – переход; 3 – подводящий раструб;
4 – горловина; 5 – отводящий раструб; 6 – отводящий лоток;
7 – створ полного перемешивания; 8 – подача хлорной воды

Рисунок 3.8 – Схема смесителя типа лоток Паршаля

3.1.3.3 Контактные резервуары

Продолжительность контакта хлора с очищаемой водой должна составлять 30 мин (п.8.6 [4]). В качестве контактных резервуаров применяют отстойники.

Для обеспечения контакта хлора со сточной водой запроектируем контактные резервуары по типу горизонтальных отстойников. Объем резервуаров:

$$V_{k.p.} = \frac{Q_{max} \cdot T}{60} = \frac{6781{,}5 \cdot 30}{60} = 3390{,}75 \text{ м}^3,$$

где T=30 мин – продолжительность контакта хлора со сточной водой.

При скорости движения сточных вод в контактных резервуарах V=10 мм/с длина резервуара составит:

$$L = V \cdot T = \frac{10 \cdot 30 \cdot 60}{1000} = 18 \text{ м}.$$

Площадь поперечного сечения:

$$\omega = V_{k.p} / L = 3390{,}75 / 18 = 188{,}38 \text{ м}^2.$$

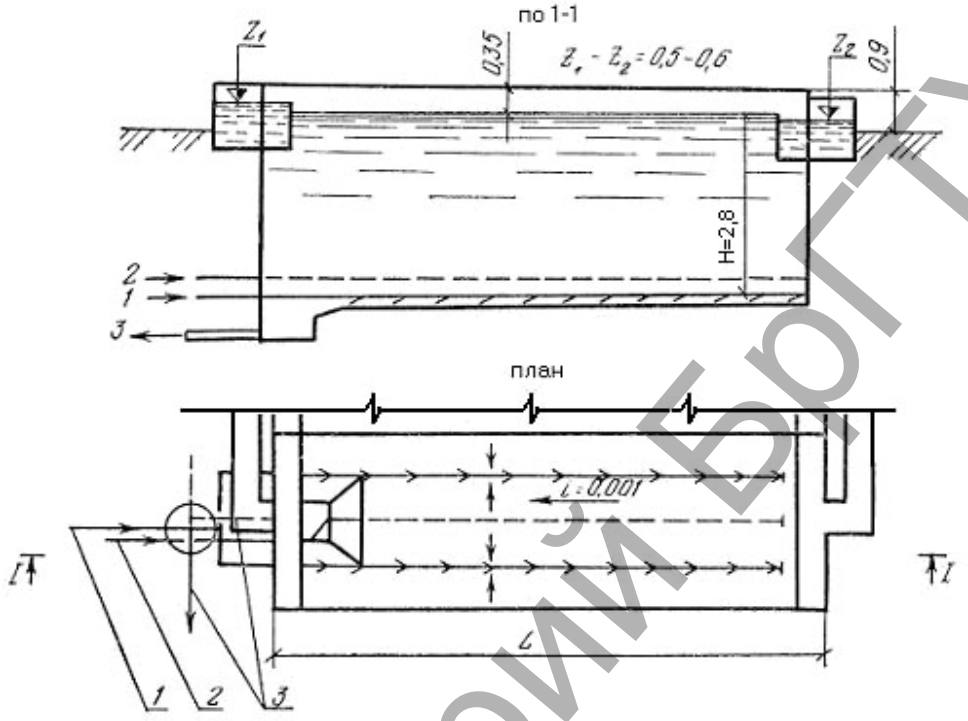
При глубине H=2,8 м и ширине каждой секции b=6 м число секций:

$$n = \frac{\omega}{b \cdot H} = \frac{188{,}38}{6 \cdot 2{,}8} = 11{,}2 = 12.$$

Репозиторий БрГТУ

Фактическая продолжительность контакта воды с хлором в час максимального притока воды:

$$T = \frac{V_{k.p}}{Q_{max}} = \frac{n \cdot b \cdot H \cdot L}{Q_{max}} = \frac{12 \cdot 6 \cdot 2{,}8 \cdot 18}{6781{,}5} = 0{,}54 \text{ ч} = 32 \text{ мин}.$$



1 – трубопровод технической воды;
2 – трубопровод сжатого воздуха; 3 – трубопровод опорожнения
Рисунок 3.9 – Схема одной секции контактного резервуара

Принимаем контактные резервуары, разработанные ЦНИИЭП инженерного оборудования. Они имеют ребристое днище, в лотках которого расположены смывные трубопроводы с насадками, а по продольным стенам смонтированы аэраторы и перфорированные трубы. Осадок удаляют один раз в 5…7 сут. При отключении секции осадок взмучивается технической водой, поступающей из насадков, и возвращается в начало очистных сооружений. Для поддержания осадка во взвешенном состоянии смесь в резервуаре аэрируют. Типоразмеры контактных резервуаров приведены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Горизонтальные контактные резервуары

№ типового проекта	Число секций	Рабочая глубина, м	Ширина секции, м	Рекомендуемые пределы изменения	
				длина секции, м	рабочего объема, м^3
1	2	3	4	5	6
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 три контактных резервуара по типовому проекту 902-3-231 (табл. 3.6). Число секций 4, рабочая глубина 2,8 м, ширина секции 6 м, длина секции 18 м. Схема одной секции резервуара показана на рисунке 3.9.

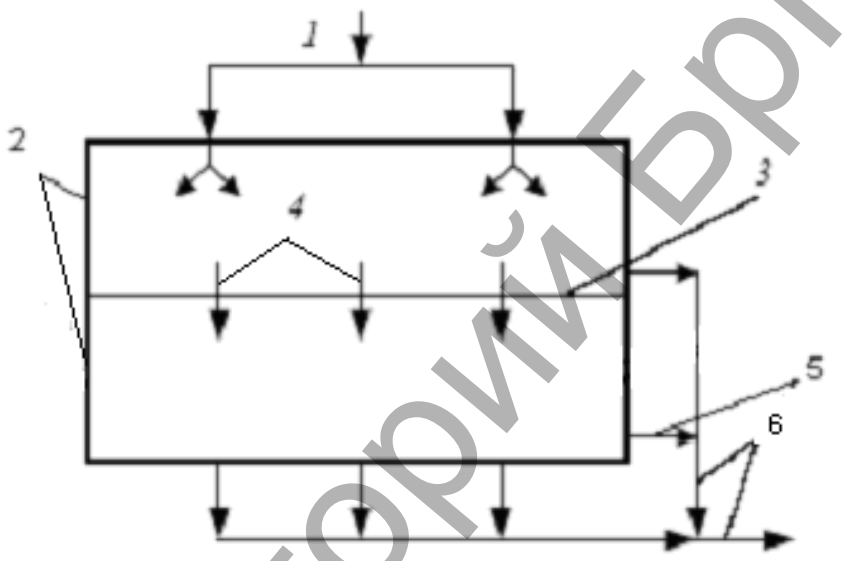
Репозиторий БрГТУ

3.1.4 Расчет сооружений для доочистки сточных вод.

3.1.4.1 Биологические пруды с механической аэрацией

Биологические пруды предназначены для окончательной биологической очистки и для доочистки сточных вод в комплексе с другими очистными сооружениями. Различают пруды с естественной и искусственной аэрацией. Аэрирование сточных вод в прудах с искусственной аэрацией осуществляется с помощью пневматических, механических или комбинированных аэраторов.

Принимаем к проектированию 2 секции двухступенчатых биологических прудов доочистки с искусственной аэрацией вод при помощи механических аэраторов, установленных на понтонах. Схема аэрируемых прудов показана на рис. 3.10.



1 – подача сточной воды; 2 – ступени пруда; 3 – валики; 4 – перепускные лотки; 5 – запасные выпуски из биопрудов; 6 – отводные каналы

Рисунок 3.10 – Схема одной секции биологических прудов

Время пребывания воды в прудах с искусственной аэрацией определяется по формуле:

$$t'_{lag} = \frac{N}{2{,}3 \cdot k_d} \cdot \left(\sqrt[N]{\frac{L_{en}}{L_{ex} - L_{fin}}} - 1 \right),$$

где k_d – динамическая константа скорости потребления кислорода:

$$k_d = \beta_1 \cdot k,$$

где β_1 – коэффициент, зависящий от скорости движения воды в пруде, создаваемой аэрируемыми устройствами (при скорости более 0,05 м/с β_1=7);

N – число последовательных ступеней пруда;

L_{en} – $БПК_5$ воды, поступающей в данную ступень пруда;

L_{ex} – $БПК_5$ воды, выходящей из данной ступени пруда;

L_{fin} – остаточная $БПК_5$, обусловленная внутриводоемными процессами и принимаемая летом 2–3 мг/л (для цветущих прудов – до 5 мг/л), зимой – 1–2 мг/л;

k – константа скорости потребления кислорода, $сут^{-1}$.

Репозиторий БрГТУ

Для прудов глубокой очистки k, сут$^{-1}$ следует принимать: для первой ступени – 0,07; для второй ступени – 0,06; для остальных ступеней пруда – 0,05–0,04; для одноступенчатого пруда – 0,06 (при температуре воды 20 °С).

Для температуры воды от 5 °С до 30 °С, значение k должно быть скорректировано по формуле:

$$k_т = k \cdot 1{,}047^{T-20}.$$

Для 1 ступени:

$$k_{т1} = 0{,}07 \cdot 1{,}047^{15-20} = 0{,}056,$$

$$k_{d1} = 7 \cdot 0{,}056 = 0{,}392.$$

Назначаем эффект очистки в первой ступени 40%, тогда L_{ex1} = 9 мг/л.

$$t'_{lag1} = \frac{2}{2{,}3 \cdot 0{,}392} \cdot \left(\sqrt[2]{\frac{15}{9-2}} - 1 \right) = 1{,}03 \text{ сут}$$

Для 2 ступени:

$$k = 0{,}06 \cdot 1{,}047^{15-20} = 0{,}048,$$

$$k_{d2} = 7 \cdot 0{,}048 = 0{,}336.$$

Принимаем L_{ex2} = 6 мг/л:

$$t'_{lag2} = \frac{2}{2{,}3 \cdot 0{,}336} \cdot \left(\sqrt[2]{\frac{9}{6-2}} - 1 \right) = 1{,}3 \text{ сут}.$$

Принимаем расход сточных вод на одну секцию пруда $Q_{ср.сут}^{1сек} = Q_{ср.сут} / 2 = 129300 / 2 = 64650 \text{ м}^3 / \text{сут}$.

Определяем размеры одной секции пруда.

Объем 1 ступени одной секции пруда:

$W_1 = Q_{ср.сут}^{1сек} \cdot t'_{lag1} = 64650 \cdot 1{,}03 = 66590 \text{ м}^3$

Объем 2 ступени одной секции пруда:

$W_2 = Q_{ср.сут}^{1сек} \cdot t'_{lag2} = 64650 \cdot 1{,}3 = 84045 \text{ м}^3$

Принимаем глубину 1 ступени пруда H_{lag1}=3 м, 2 ступени – H_{lag2}=3 м.

Площадь 1 ступени одной секции пруда:

$F_1 = W_1 / H_{lag1} = 66590 / 3 = 22197 \text{ м}^2$.

Площадь 2 ступени одной секции пруда:

$F_2 = W_2 / H_{lag2} = 84045 / 3 = 28015 \text{ м}^2$.

Принимаем размеры одной секции пруда в плане: 1 ступень - 150×148 м, 2 ступень - 150×187 м. Размеры второй секции принимаются аналогично.

Принимаем к проектированию в качестве аэрирующего устройства дисковый механический аэратор поверхностного типа с характеристиками: диаметр 1 м, производительность по кислороду Q_a=9,58 кг/ч, количество лопастей – 12, мощность 3,4 кВт, высота лопасти 13 см, длина лопасти 21 см.

Назначаем глубину погружения аэратора 0,1 м, тогда растворимость кислорода в воде составит:

$$C_p = \left(1 + \frac{h_a}{20{,}6}\right) \cdot C_T = \left(1 + \frac{0{,}1}{20{,}6}\right) \cdot 10{,}04 = 10{,}1 \text{ мг / л}.$$

Репозиторий БрГТУ

Количество аэраторов для каждой ступени определяем по формуле:

$$N_a = \frac{Z \cdot (L_{en} - L_{ex}) \cdot W}{24000 \cdot k_T \cdot k \cdot \left(\frac{C_p - C_{ex}}{C_p} \right) \cdot t_{lag} \cdot Q_a},$$

где L_{en} – БПК$_5$ воды, поступающей в данную ступень прудов, мг/л;

L_{ex} – БПК$_5$ воды, выходящей из данной ступени прудов, мг/л;

W – объем данной ступени прудов, м^3;

Z – удельный расход кислорода, мг/мг, снятой БПК$_5$ (при полной очистке Z=1,1 мг/мг);

$к_т$ – коэффициент, учитывающий температуру сточных вод;

$$к_т = 1 + 0{,}02 \cdot (T_{ср} - 20) = 1 + 0{,}02 \cdot (15 - 20) = 0{,}9;$$

к – коэффициент качества сточных вод (для городских сточных вод к=0,85);

C_{ex} – требуемая концентрация кислорода в воде, выходящей из пруда (принимается не менее 1-2 мг/л). Назначаем C_{ex}=2 мг/л.

$$N^1_a = \frac{1{,}1 \cdot (15 - 9) \cdot 66590}{24000 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{10{,}1 - 2}{10{,}1} \right) \cdot 1{,}03 \cdot 9{,}58} = 3 \text{ шт}.$$

$$N^2_a = \frac{1{,}1 \cdot (9 - 6) \cdot 84045}{24000 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{10{,}1 - 2}{10{,}1} \right) \cdot 1{,}3 \cdot 9{,}58} = 2 \text{ шт}.$$

Принимаем к проектированию две параллельно работающие секции двухступенчатых биологических прудов.

3.2 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ОБРАБОТКИ ОСАДКА СТОЧНЫХ ВОД

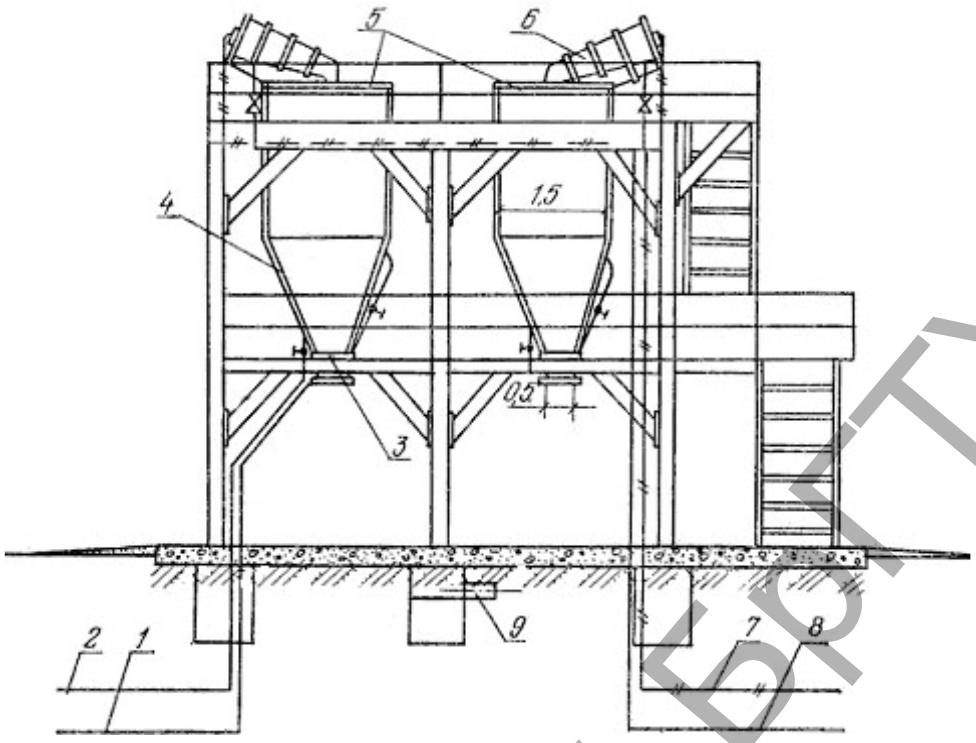
На проектируемой очистной станции образуются следующие виды осадков:

1. Отбросы, задерживаемые на решетках в количестве 28,1 м^3/сут (п. 3.1.1.2).
2. Песок из песколовок в количестве 9,31 м^3/сут (п. 3.1.1.3).
3. Сырой осадок из первичных отстойников в количестве 217,33 м^3/сут влажностью 95% (п. 3.1.1.4).
4. Избыточный активный ил из вторичных отстойников расходом 271,3 м^3/час влажностью 99,6% (пункт 3.1.2.1).

3.2.1 Песковые бункера

Песковые бункера предназначены для обезвоживания песка и приспособлены для последующей погрузки песка в автомашины. Бункера рассчитываются на 1.5÷9 суточное хранение песка. Чтобы избежать смерзания песка при открытом расположении бункеров, предусматривается обогрев их горячей водой. Схема установки песковых бункеров с гидроциклонами представлена на рисунке 3.11.

Репозиторий БГТУ



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

Рисунок 3.11 – Схема бункера для песка

Объем песка влажностью 60%, удаляемый через 2 суток из песколовки, составляет W=18,62 м^3.

Часовой расход песка принимаем равным 18,62 м^3/час, что составляет 5,17 л/с.

Удаление песка из песколовки предусматривается при помощи гидроэлеватора, который должен поднимать воду на высоту $H_г$=10 м (геометрическая высота подъема пульпы). Принимаем к проектированию пескопровод диаметром 150 мм. Потери напора в пескопроводе длиной 52 м составят h=1,2 м. Суммарный напор для подбора гидроэлеватора составит 10+1,2=11,2 м. По номограмме рис.1.28 [12] подбираем гидроэлеватор №1 с диаметром сопла 30 мм, диаметром горловины 55 мм. Количество пескопульпы по номограмме 27 л/с=97,2 м^3/ч.

Для удаления воды из пескопульпы служат гидроциклоны. Принимаем по 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^3/ч;
– потеря напора в гидроциклоне – 20 м;
– гидравлическая крупность частиц, задерживаемых гидроциклоном (при плотности 2 г/см^3 и исходной концентрации 2000 мг/л) – 4,6 мм/с.

Объем пульпы, поступающей в песковые бункера за сутки, составит:

$$Q_п = Q_в + \frac{W \cdot (100 - P_{вл})}{100}, м^3,$$

Репозиторий БРГТУ

где $Q_в$ – потеря воды с пульпой из гидроциклона, м^3

$$Q_в = 0,02 \cdot N_г \cdot q_г = 0,02 \cdot 2 \cdot 75 = 3 \text{ м}^3,$$

где $P_{вл}$ – влажность песка, %;

$q_г$ – производительность гидроциклона, м^3/ч;

$N_г$ – количество гидроциклонов, шт;

$$Q_{ï} = 3 + \frac{18,62 \cdot (100 - 60)}{100} = 10,5 \text{ ì}^3.$$

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

Предусматриваем опорожнение песковых бункеров один раз за 2 суток, тогда рабочая вместимость:

$$W_{á} = Q_{ï} \cdot Ò = 10,5 \cdot 2 = 21 \text{ ì}^3,$$

где Т – количество суток на которое предусматривается хранение песка, сут.

Принимаем 2 бункера со следующими техническими характеристиками:
– диаметр – 2500 мм,
– высота – 2500 мм,
– объем рабочий – 12 м^3.
– диаметр выходного отверстия шибера – 500 мм.

Подвод пульпы к бункерам и отвод воды в канализацию осуществляется трубопроводами d=150 мм.

3.2.2 Илоуплотнители

Илоуплотнители предназначены для уменьшения влажности (объема) избыточного активного ила. Они рассчитываются на максимальный часовой приток избыточного активного ила:

$$q_{max} = \frac{P_{max} \cdot Q_{ср.сут.}}{24 \cdot C}, \text{м}^3 / \text{ч},$$

где P_{max} – максимальный прирост активного ила:

$$P_{max} = 1,3 \cdot P_i = 1,3 \cdot (0,8 \cdot C_{cdp} + 0,45 \cdot L_{en}), \text{мг} / \text{дм}^3,$$

где P_i – прирост активного ила, мг/дм^3, принимается из расчета аэротенка (п.3.1.2.1), P_i = 201,4 мг/дм^3;

$Q_{ср.сут.}$ – расчетный расход сточных вод, м^3/сут;

С – концентрация избыточного активного ила при влажности 99,6%: С=4000 г/м^3 (табл. 12.2 [4]).

$$P_{max} = 1,3 \cdot 201,4 = 261,8 \text{ мг} / \text{дм}^3,$$

$$q_{max} = \frac{261,8 \cdot 129300}{24 \cdot 4000} = 352,6 \text{ м}^3 / \text{ч}.$$

Необходимый объем илоуплотнителя:

$$W = q_{max} \cdot T = 352,6 \cdot 11 = 3878,6 \text{ м}^3,$$

где Т – продолжительность уплотнения, ч, Т=9-11 ч (табл. 12.2 [4]).

Репозиторий БрГТУ

В качестве илоуплотнителей принимаем радиальные вторичные отстойники диаметром D_{set}=30 м, рабочей глубиной H_{set}=3,1 м, объемом зоны отстаивания $W_{з.о.}$=2190 м^3, иловой зоны $W_{ил.}$=440 м^3, по типовому проекту 902-2-475.89 (табл 3.5).

Количество отстойников:

$$N = \frac{W}{W_{з.о.}} = \frac{3878,6}{2190} = 2 .$$

Нагрузка на зеркало уплотнителя:

$$q_0 = \frac{q_{max}}{N \cdot \pi \cdot R^2} = \frac{352,6}{2 \cdot 3,14 \cdot 15^2} = 0,25 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{ч}) .$$

Нагрузка находится в пределах допустимой для радиальных отстойников

$$q_0 = 0,2 - 0,5 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{ч})$$

Расчетный расход уплотненного ила при его влажности 97,3%:

$$V_{ил.упл} = q_{max} \cdot \frac{100 - P_1}{100 - P_2} = 352,6 \cdot \frac{100 - 99,6}{100 - 97,3} = 52,2 \text{ м}^3 / \text{ч},$$

где P_1 и P_2 – влажность соответственно поступающего и уплотненного ила, табл. 12.2 [4]);

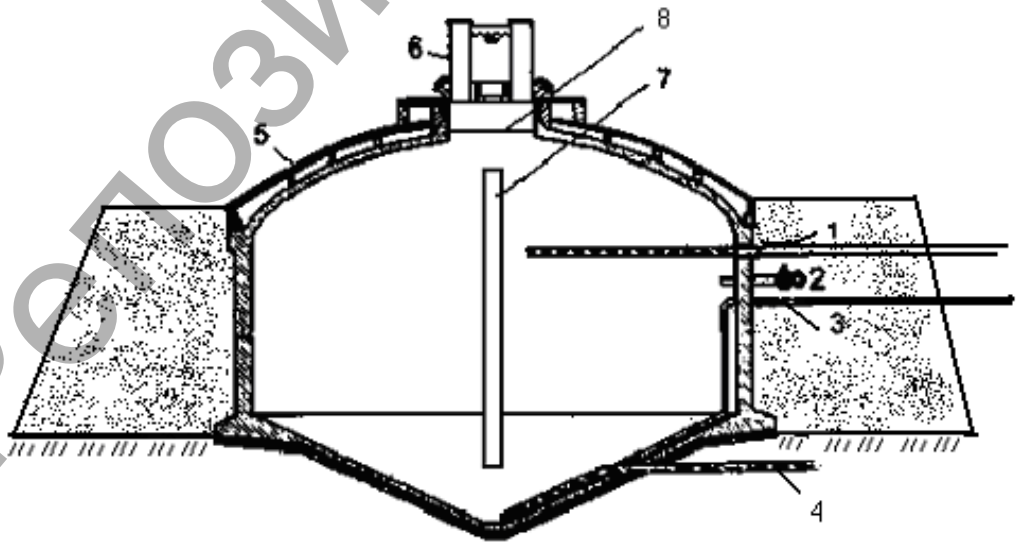
Максимальный объем жидкости, отделяющийся в процессе уплотнения:

$$q_ж = q_{max} \cdot \frac{P_1 - P_2}{100 - P_2} = 352,6 \cdot \frac{99,6 - 97,3}{100 - 97,3} = 300,4 \text{ м}^3 / \text{ч} .$$

Сливная вода, отделившаяся в процессе уплотнения, направляется на биологическую очистку.

3.2.3 Метантенки

Метантенки применяют для анаэробного сбраживания осадков сточных вод с целью стабилизации и получения метансодержащего газа брожения, при этом учитывают состав осадка, наличие веществ, тормозящих процесс сбраживания и влияющих на выход газа. Схема метантенка показана на рис. 3.12.



1 – подача осадка; 2 – паровой инжектор; 3 – выпуск сброженного осадка; 4 – опорожнение метантенка; 5 – теплоизоляция; 6 – система сбора и отвода газа; 7 – циркуляционная труба; 8 – уровень осадка

Рисунок 3.12 – Схема метантенка

Репозиторий БрГТУ

Принимаем мезофильный режим сбраживания. Определяем суточный расход смеси, сырого осадка и уплотненного избыточного активного ила, загружаемого в метантенк.

Расход осадка из первичных отстойников по сухому веществу:

$$О_{сух} = \frac{С^{взв}_{общ} \cdot Э \cdot К}{1000 \cdot 1000 \cdot 100} \cdot Q_{ср.сут} = \frac{234,04 \cdot 36 \cdot 1,1}{1000 \cdot 1000 \cdot 100} \cdot 129300 = 11,98 \text{ т / сут},$$

где $С^{взв}_{общ}$ – концентрация взвешенных веществ в сточной воде до отстаивания, мг/дм^3;

Э – эффект задерживания взвешенных веществ в первичных отстойниках, %;

К – коэффициент, учитывающий увеличение объема осадка за счет крупных фракций взвеси, не улавливаемых при отборе проб для анализа.

Расход избыточного активного ила:

$$U_{сух} = \frac{V_{ил.упл} \cdot (100 - Р_{ил}) \cdot \rho_{ил}}{100} = \frac{52,2 \cdot 24 \cdot (100 - 97,3) \cdot 1}{100} = 33,8 \text{ т / сут.},$$

где $V_{ил.упл}$ – расход уплотненного активного ила поступающего из илоуплотнителей, м^3/сут;

$Р_{ил}$ – влажность уплотненного активного ила, %;

$\rho_{ил}$ – плотность уплотненного ила, кг/ м^3.

Расход беззольного вещества сырого осадка:

$$О_{без} = \frac{О_{сух} \cdot (100 - В_Г) \cdot (100 - З_{ос})}{100 \cdot 100} = \frac{11,98 \cdot (100 - 5) \cdot (100 - 27)}{100 \cdot 100} = 8,31 \text{ т / сут}.$$

Расход беззольного вещества избыточного активного ила:

$$U_{без} = \frac{U_{сух} \cdot (100 - В_Г) \cdot (100 - З_{ил})}{100 \cdot 100} = \frac{33,8 \cdot (100 - 5) \cdot (100 - 25)}{100 \cdot 100} = 24,1 \text{ т / сут.},$$

где $В_г$ – гигроскопическая влажность сырого осадка и ила, %;

$З_{ос}$ и $З_{ил}$ – зольность сухого вещества соответственно сырого осадка и активного ила, %.

Общий расход смеси, загружаемой в метантенк:

$$V_{общ} = Q_{mud} + V_{ил.упл} = 217,33 + 1252,8 = 1470,13 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Средняя влажность смеси:

$$Р_{см} = 100 \cdot (1 - \frac{О_{сух} + U_{сух}}{Q_{mud} + V_{ил}}) = 100 \cdot (1 - \frac{11,98 + 33,8}{217,33 + 1252,8}) = 96,9 \%.$$

Объем метантенка:

$$W = \frac{V_{общ} \cdot 100}{Д_{mt}} = \frac{1470,13 \cdot 100}{9,9} = 14850 \text{ м}^3,$$

где $Д_{mt}$ – суточная доза загрузки осадка, %; принимается по табл. 12.3 [4].

Репозиторий БрГТУ

Типоразмеры метантенков принимаем по приложению 6. Принимаем 6 метантенков с диаметром 17,5 м с полезным объемом 2500 м^3 по типовому проекту 902-2-209.

Выход газа на 1 м^3 загружаемого осадка:

$$Q_Г = \frac{R_r \cdot (100 - P_{см}) \cdot (100 - З)}{1000 \cdot \rho}, м^3,$$

где R_r – распад беззольного вещества

$$R_r = R_{lim} - K_r \cdot Д_{mt} = 46,3 - 0,416 \cdot 9,9 = 42,18\ \%,$$

где R_{lim} – предел сбраживания беззольного вещества загружаемого осадка, %;

ρ – плотность газа, кг/ м^3;

З – зольность сухого вещества осадка, %;

K_r – коэффициент, зависящий от влажности осадка и режима сбраживания, принимается по табл. 12.5 [4]:

$$З = \frac{З_{ос} \cdot О_{сух} + З_{ил} U_{сух}}{О_{сух} + U_{сух}} = \frac{27 \cdot 11,98 + 25 \cdot 33,8}{11,98 + 33,8} = 25,5\ \%,$$

$$а = \frac{53 \cdot О_{без} + 44 \cdot U_{без}}{О_{без} + U_{без}} = \frac{53 \cdot 8,31 + 44 \cdot 24,1}{8,31 + 24,1} = 46,3\%,$$

$$Q_Г = \frac{42,18 \cdot (100 - 96,9) \cdot (100 - 25,5)}{1000 \cdot 1} = 9,74\ м^3.$$

Общий выход газа:

$$Г_{общ} = Q_Г \cdot V_{общ} = 9,74 \cdot 1470,13 = 14319,1 м^3 / сут.$$

Для хранения газа предусматриваем мокрые газгольдеры, вместимость которых принимается равной двух- четырехчасовому выходу газа. При трехчасовом выходе газа:

$$W_{газ} = \frac{Г_{общ} \cdot 3}{24} = \frac{14319,1 \cdot 3}{24} = 1789,9\ м^3.$$

Принимаем по приложению 8 три типовых однозвеньевых газгольдера диаметром 11,48 м и вместимостью 600 м^3.

Влажность осадка, выходящего из метантенков:

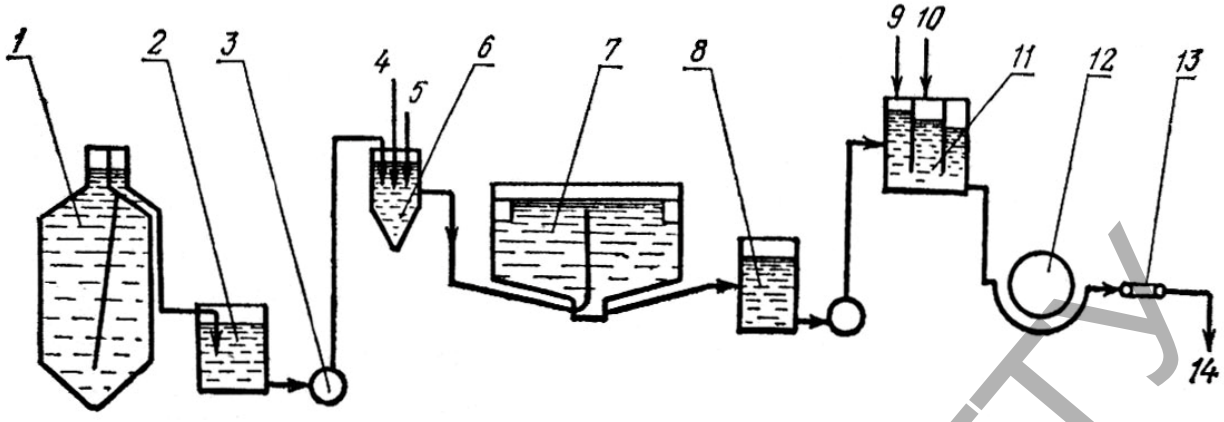
$$P_m = 100 - \frac{(100 - P_{см}) \cdot (100 - З) \cdot (100 - R_r)}{10000} =$$

$$= 100 - \frac{(100 - 96,9) \cdot (100 - 25,5) \cdot (100 - 42,18)}{10000} = 98,7\ \%.$$

3.2.4 Обезвоживание осадков вакуум-фильтрованием

Анаэробно сброженные осадки сточных вод имеют высокое удельное сопротивление, что затрудняет процесс их обезвоживания. Поэтому сброженный осадок перед механическим обезвоживанием подвергается промывке с последующим уплотнением и обработке химическими реагентами. Схема обезвоживания сброженных осадков вакуум-фильтрованием представлена на рис. 3.13.

Репозиторий БрГТУ



1 – метантенк, 2 – резервуар сброженного осадка, 3 – насос, 4 – промывная вода, 5 – сжатый воздух, 6 – резервуар промывки, 7 – уплотнитель, 8 – резервуар уплотненного осадка, 9 – раствор хлорного железа, 10 – раствор извести, 11 – дозатор осадка и смеситель с реагентами, 12 – вакуум-фильтры, 13 – транспортер, 14 – кек

Рисунок 3.13 – Схема обезвоживания сброженных осадков вакуум-фильтрованием

Суточный объем $V_{общ}$, подаваемого на обезвоживание, составляет 1470,13 м^3, влажность сброженного осадка $P_м$ = 98,7%.

Промывка осадка производится очищенной сточной (технической) водой. Суточный расход промывной воды на 1 м^3 осадка, сброженной в мезофильных условиях смеси осадка из первичных отстойников и избыточного активного ила n = 2-3 м^3, для термофильной сброженной смеси n = 3-4 м^3. Продолжительность промывки $T_{пр}$=15-20 мин.

Суточный объем смеси осадка и промывной воды:

$$W_{см} = V_{общ} \cdot (1+n) = 1470,13 \cdot (1+2) = 4410,4 \text{ м}^3 .$$

Объем промывных резервуаров:

$$W_{пр} = \frac{W_{см} \cdot T_{пр}}{24 \cdot 60} = \frac{4410,4 \cdot 20}{24 \cdot 60} = 61,3 \text{ м}^3 .$$

Принимаем 2 резервуара с рабочим объемом каждого 31 м^3. Перемешивание смеси осадка и промывной воды производится сжатым воздухом из расчета 0,5 м^3 на 1 м^3 смеси.

Расход воздуха для перемешивания:

$$V = \frac{W_{см}}{24} \cdot 0,5 = \frac{4410,4}{24} \cdot 0,5 = 91,9 \text{ м}^3 / \text{ч} .$$

Промывные резервуары размещаются в специальном помещении – камере промывки. Здесь же размещены 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:

$$W_{упл} = \frac{W_{см}}{24} \cdot 15 = \frac{4410,4}{24} \cdot 16 = 2940,1 \text{ м}^3 .$$

Репозиторий БрГТУ

Объем иловой части уплотнителей рассчитывается на хранение осадка влажностью 94-96 % в течение 2 сут:

$$W_{ил} = \frac{1470{,}13 \cdot (100 - 98{,}7) \cdot 2}{100 - 95{,}5} = 849{,}4 \text{ м}^3.$$

Общий объем уплотнителей:

$$W_{общ} = 2940{,}1 + 849{,}4 = 3789{,}5 \text{ м}^3.$$

В качестве уплотнителей промытого осадка принимаем 2 радиальных первичных отстойника диаметром 30 м с объемом каждого 2190+340=2530 м^3 (см. табл. 3.3)

Расход промытого и уплотненного осадка влажностью 95,5%:

$$W_{ос} = \frac{1470{,}13 \cdot (100 - 98{,}7)}{100 - 95{,}5} = 424{,}7 \text{ м}^3.$$

Расход сливной воды, отводимой из уплотнителей осадка:

$$Q_{сл} = W_{см} - W_{ос} = 4410{,}4 - 424{,}7 = 3985{,}7 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Концентрация загрязнений в сливной воде принимается: по взвешенным веществам -1000÷1500, по $БПК_5$ - 300÷600 мг/дм^3 (п. 12.8.4 [4]).

При коагулировании сброженного осадка в качестве реагентов применяется хлорное железо и известь в виде 10%-го 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 $FeCl_3$:

$$P_{ж} = \frac{424{,}7 \cdot (100 - 95{,}5) \cdot 5}{100 \cdot 100} = 0{,}96 \text{ т / сут},$$

что по товарному продукту при содержании чистого хлорного железа 60 % составит

$$P_{ж.т} = \frac{0{,}96}{0{,}6} = 1{,}6 \text{ т / сут}.$$

Расход активной извести:

$$P_{изв} = \frac{424{,}7 \cdot (100 - 95{,}5) \cdot 16}{100 \cdot 100} = 3{,}1 \text{ т / сут}.$$

или по товарному продукту при содержании активной извести 70 %

$$P_{изв.т} = \frac{3{,}1}{0{,}7} = 4{,}4 \text{ т / сут}.$$

Для обезвоживания осадков городских сточных вод применяются барабанные вакуум-фильтры типа БОУ и вакуум-фильтры со сходящим полотном типа БсхОУ.

Рабочая площадь вакуум-фильтров:

$$F = \frac{W_{ос} \cdot (100 - P_1) \cdot 1000}{100 \cdot q \cdot T} = \frac{424{,}7 \cdot (100 - 95{,}5) \cdot 1000}{100 \cdot 20 \cdot 20} = 47{,}8 \text{ м}^2,$$

Репозиторий БрГТУ

где P_1 – влажность осадка, подаваемого на обезвоживание, %;

q – часовая пропускная способность вакуум-фильтра по сухому веществу осадка, кг/(м^2·ч), принимается по табл. 12.6 [4];

Т – время работы вакуум-фильтров в сутки, ч.

Принимаем 3 рабочих и 1 резервный вакуум-фильтр типа БсхОУ-20-2,6 с площадью фильтрующей поверхности каждого 20 м^2 (приложение 6).

Расход кека влажностью 79 % составляет

$$W_к = \frac{424,7 \cdot (100 - 95,5)}{100 - 79} = 91 м^3 / сут .$$

Расход образующегося фильтрата

$$Q_ф = W_{ос} - W_к = 424,7 - 91 = 333,7 м^3 / сут .$$

Фильтрат рекомендуется направлять в камеру промывки, так как содержащиеся в нем непрореагированные коагулянты способствуют снижению концентрации взвеси в сливной воде уплотнителей промытого осадка.

Подача вакуум-насосов определяется из условия расхода воздуха 0,5 м^3/мин на 1 м^2 площади фильтра. На каждый фильтр требуется вакуум-насос с подачей 0,5·20=10 м^3/мин.

Принимаем вакуум-насос марки ВВН-12 с подачей 12 м^3/мин.

Расход сжатого воздуха на отдувку кека составляет 0,1 м^3/мин на 1 м^2 площади фильтра. На каждый фильтр потребуется воздуходувка с подачей 0,1·20=2 м^3/мин. При трех рабочих вакуум-фильтрах могут быть приняты три воздуходувки марки ВВН-3 с подачей 3 м^3/мин. 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. Ее площадь:

$$F = \frac{W_k \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = \frac{91 \cdot 4,5 \cdot 30}{2} = 6143 м^2$$

Размеры площадки определяются при разработке генплана станции.

3.2.5 Аварийные иловые площадки

В качестве резервного метода обезвоживания принимаем сушку на аварийных иловых площадках с естественным основанием. Аварийные иловые площадки рассчитываются на 20% годового объема осадка.

Полезная площадь иловых площадок:

$$F_{ил} = \frac{0,2 \cdot V_{общ} \cdot T}{К}, м^2,$$

где $V_{общ}$ – расход сброженного осадка, подаваемого на обезвоживание, м^3/сут;

К – нагрузка на иловые площадки, табл. 12.8 [4], м^3/(м^2·сут).

$$F_{ил} = \frac{0,2 \cdot 1470,13 \cdot 60}{1,2} = 14701 м^2 .$$

Репозиторий БГТУ

Согласно пункту 12.9.3 [4] принимаем 4 карты, площадь каждой составляет 4000 м^2, размеры 40 х 100 м. Рабочая глубина карты 0,7 м. Общая строительная глубина карты 1 м.

3.2.6 Термическая сушка под вакуумом

Смесь кека, образовавшегося в результате обезвоживания осадка и активного ила вакуум-фильтрованием, подается на вакуум-сушильные установки. Процесс сушки происходит под вакуумом, создаваемым конденсацией вторичного пара в барометрическом конденсаторе и с помощью вакуум-насоса. В рубашку сушильного аппарата подается пар из котельной с температурой 140÷150^{o}С. Вследствие вакуума в аппарате кипение осадка и выпаривание влаги происходит при температуре 65÷70^{o}С.

Количество испаряемой воды:

$$W = Q \cdot \left(1 - \frac{100 - P_1}{100 - P_2}\right), м^3,$$

где Q – объем смеси, подаваемой на испарение, м^3;

P_1 – влажность осадка, подаваемого на сушку, %, после вакуум-фильтрования P_1 = 79%;

P_2 – влажность осадка после сушки, %, принимаем 35%.

$$W = 91 \cdot \left(1 - \frac{100 - 79}{100 - 35}\right) = 61{,}6\ м^3$$

Принимаем к проектированию вакуум-сушилки ВГСУ-3000, имеющие рабочий объем барабана W_a=30 м^3 и производительность по испаряемой влаге Р=3960 кг/ч, температура пара 160^{o}С. За 1 цикл в аппарате обрабатывается объем осадка, равный тройному рабочему объему аппарата, который равен половине его геометрического объема.

Объем осадка, обрабатываемого за 1 цикл сушки:

$$Q_ц = \frac{3 \cdot W_a}{2} = \frac{3 \cdot 30}{2} = 45\ м^3.$$

Количество воды, выпариваемой в аппарате за 1 цикл:

$$W_ц = Q_ц \cdot \left(1 - \frac{100 - P_1}{100 - P_2}\right) = 45000 \cdot \left(1 - \frac{100 - 79}{100 - 35}\right) = 30461{,}5\ кг.$$

Требуемое количество циклов для испарения суточного объема воды:

$$n_ц = \frac{W}{W_ц} = \frac{61600}{30461{,}5} = 2.$$

Продолжительность цикла сушки одного сушильного аппарата:

$$\tau = \frac{W_ц}{P} = \frac{30461{,}5}{3960} = 7{,}7\ ч.$$

Количество циклов на один аппарат в сутки:

$$n_1 = \frac{24}{\tau} = \frac{24}{7{,}7} = 3{,}1.$$

Репозиторий БрГТУ

Число сушилок:

$$n = \frac{n_ц}{n_1} = \frac{2}{3,1} = 0,65 = 1.$$

Принимаем одну рабочую и одну резервную сушилку.

Необходимый расход пара:

$$D = \frac{1,4 \cdot W}{24} = \frac{1,4 \cdot 61600}{24} = 3593,3 \text{ т / ч},$$

где 1,4 – коэффициент, учитывающий количество пара, необходимое для нагревания осадка до температуры кипения, и потери в окружающую среду.

3.2.7 Проверка эффективности работы первичных отстойников и аэротенков с учётом приёма иловых вод

Так как сливная вода подается, как правило, в приемную камеру очистных сооружений, необходимо учитывать дополнительную концентрацию загрязнений, поступающих с ней на очистку.

Объем жидкости, отделяющийся в процессе уплотнения, составляет:

$$q_ж = 300,4 \text{ м}^3 / \text{час} = 7209,6 \text{ м}^3 / \text{сут} \text{ (см. п. 3.2.2)},$$

$$Q_{сл} = 3985,7 \text{ м}^3 / \text{сут (см. п. 3.2.4)}.$$

Концентрация загрязнений в сливной воде принимается: по взвешенным веществам -1000÷1500, по $БПК_5$ - 300÷600 мг/дм^3 (п. 12.8.4 [4]).

Концентрация взвешенных веществ и $БПК_5$ в поступающем на очистку стоке:

$$C'^{взв.в}_{общ} = \frac{C^{взв.в}_{общ} \cdot Q_{ср.сут} + C^{взв.в}_{сл}(q_ж + Q_{сл})}{Q_{ср.сут} + (q_ж + Q_{сл})} =$$

$$\frac{234,04 \cdot 129300 + 1000 \cdot (7209,6 + 3985,7)}{129300 + (7209,6 + 3985,7)} = 295,1 \text{ мг / дм}^3;$$

$$C'^{БПК_5}_{общ} = \frac{C^{БПК_5}_{общ} \cdot Q_{ср.сут} + C^{БПК_5}_{сл}(q_ж + Q_{сл})}{Q_{ср.сут} + (q_ж + Q_{сл})} =$$

$$\frac{258,38 \cdot 129300 + 300 \cdot (7209,6 + 3985,7)}{129300 + (7209,6 + 3985,7)} = 261,7 \text{ мг / дм}^3.$$

Учитывая увеличение концентрации загрязнений в общем стоке, проверяем эффективность работы первичных отстойников и аэротенков.

При концентрации взвешенных веществ 234,04 мг/дм^3 эффект осветления сточных вод в первичных отстойниках составил 36 %.

Вынос взвеси при концентрации взвешенных веществ 295,1 мг/дм^3:

$$C' = \frac{295,1 \cdot (100 - 36)}{100} = 188,9 \text{ мг / дм}^3.$$

Так как вынос превышает 150 мг/дм^3, то производим перерасчет первичного отстойника.

Репозиторий БрГТУ

Эффект очистки сточных вод в отстойнике:

$$Э = \frac{295,1-150}{295,1}\cdot 100 = 49\%.$$

Гидравлическая крупность:

$$U_0 = \frac{1000\cdot 3,1\cdot 0,45}{633,4\cdot\left(\frac{3,1\cdot 0,45}{0,5}\right)^{0,21}} = 1,78 \text{ мм/с}.$$

Производительность одного отстойника:

$$q_{set} = 2,8\cdot 0,45\cdot(30^2 - 1,8^2)\cdot(1,78-0,165) = 1824,8 \text{ м}^3/\text{ч},$$

$$N = \frac{q_{max}}{q_{set}} = \frac{6781,5}{1824,8} = 4 \text{ шт}.$$

Для очистки сточных вод с увеличенной концентрацией загрязнений достаточно четырех принятых отстойников диаметром 30 м.

Примем снижение концентрации загрязнений по $БПК_5$ на 30%, следовательно, $БПК_5$ сточных вод (после отстаивания на первичных отстойниках) составит $261,7\cdot 0,7=183,2$ мг/дм^3.

Продолжительность аэрации смеси сточной воды и циркулирующего ила в аэротенке:

$$t_{at} = \frac{2,5}{\sqrt{3,5}}\cdot \lg\frac{132,6}{15} = 1,26 \text{ ч},$$

$$L'_{mix} = \frac{183,2+15\cdot 0,43}{1+0,43} = 132,6 \text{ мг/дм}^3.$$

Продолжительность окисления снятых загрязнений:

$$t_0 = \frac{183,2-15}{0,43\cdot 7,6\cdot(1-0,3)\cdot 13,4} = 5,49 \text{ ч}.$$

Время регенерации ила:

$$t_r = 5,49 - 1,26 = 4,23 \text{ ч}.$$

Продолжительность обработки воды:

$$t_{a-r} = (1+0,43)\cdot 1,26 + 0,43\cdot 4,23 = 3,62 \text{ ч}.$$

Необходимый объем аэротенка:

$$W_{at} = t_{at}\cdot(1+R_i)\cdot q_w = 1,26\cdot(1+0,43)\cdot 6154 = 11088,3 \text{ м}^3,$$

$$W_r = t_r\cdot R_i\cdot q = 4,23\cdot 0,43\cdot 6154 = 11153,5 \text{ м}^3,$$

$$W = 11088,3 + 11153,5 = 22241,8 \text{ м}^3.$$

Фактический объем принятых ранее аэротенков составляет 25650 м^3. Следовательно, объем аэротенков увеличивать не надо.

Репозиторий БрГТУ

Таблица 3.7 – Гидравлический расчет коммуникаций по ходу движения воды станции производительностью 129300 м^3/сут.

№ участка и название сооружения	Длина участка, м.	Форма сечения	Размер сечения или диаметр, мм	Расчётный расход, л/с.	Скорость, м/с.	Уклон или 1000i	Потери напора по длине, h_l, м	Вычисление местных сопротивлений	Величина местных сопротивлений, $h_{мест}$, м	Суммарные потери напора, м	Наименования местных сопротивлений
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1-2 приемная камера				1884			0			0,1	
2-3	1,4	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,00112			0,0011	
3-4	8,6	прям.	1000х694	628	0,9	0,0008	0,00688	$(1{,}5+0{,}24)\cdot\frac{0{,}9^2}{2\cdot 9{,}81}$	0,0718	0,0787	разветвл. на 3, поворот на 120
4-5 решетки				628			0			0,2000	
5-6	8,6	прям.	1000х694	628	0,9	0,0008	0,00688	$0{,}24\cdot\frac{0{,}9^2}{2\cdot 9{,}81}$	0,0099	0,0168	поворот на 120
6-7	1,4	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,00112	$0{,}53\cdot\frac{1{,}183^2}{2\cdot 9{,}81}$	0,0378	0,0389	слияние
7-8 песколовка							0			0,1200	
8-9	12,3	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,00984			0,0098	
9-10	6			1884			0			0,2000	
10-11	4	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,0032			0,0032	
11-12 распред. чаша				1884			0			0,6700	
12-13	18,4	кругл.	900	471	0,76	0,0008	0,01472			0,0147	
13-14 радиальн. отстойник				471			0			0,6000	
14-15	20,79	кругл.	900	471	0,76	0,0008	0,01663			0,0166	

Репозиторий БрГТУ

№ участка и название сооружения	Длина участка, м.	Форма сечения	Размер сечения или диаметр, мм	Расчётный расход, л/с.	Скорость, м/с.	Уклон или 1000i	Потери напора по длине, h_l, м	Вычисление местных сопротивлений	Величина местных сопротивлений, $h_{мест}$, м	Суммарные потери напора, м	Наименования местных сопротивлений
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15-16	12,94	кругл.	1100	942	0,988	0,00106	0,01372	$0,46 \cdot \frac{0,988^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0229	0,0366	боковой приток
16-17	23,21	кругл.	1400	1884	1,19	0,0011	0,02553	$2 \cdot 0,46 \cdot \frac{1,19^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0664	0,0919	2 боковых притока
17-18 аэротенк				1884			0			0,4500	
18-19	13,4	кругл.	1400	1884	1,19	0,0011	0,01474			0,0147	
19-20	70	кругл.	1200	1076,6	0,95	0,00087	0,0609	$(0,24+0,5) \cdot \frac{0,95^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0340	0,0949	поворот на 120, разветление
20-21 распред. чаша				1076,6			0			0,6700	
21-22	18,4	кругл.	700	269,14	0,7	0,00095	0,01748			0,0175	
22-23 радиальн. отстойник				269,14						0,6	
23-24	20,79	кругл.	700	269,14	0,7	0,00095	0,01975			0,0198	
24-25	12,94	кругл.	900	538,28	0,84	0,001	0,01294	$0,46 \cdot \frac{0,84^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0165	0,0295	боковой приток
25-26	39,41	кругл.	1200	1076,6	0,95	0,00087	0,03429	$(2 \cdot 0,46+0,24) \cdot \frac{0,95^2}{2 \cdot 9,8}$	0,0534	0,0876	2 боковых притока, поворот на 120
26-27	4	кругл.	1400	1884	1,19	0,0011	0,0044	$0,46 \cdot \frac{1,19^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0332	0,0376	боковой приток
27-28 вход из трубы в колодец				1884						0,5	

Репозиторий БрГТУ

№ участка и название сооружения	Длинна участка, м.	Форма сечения	Размер сечения или диаметр, мм	Расчётный расход, л/с.	Скорость, м/с.	Уклон или 1000i	Потери напора по длине, h_l, м	Вычисление местных сопротивлений	Величина местных сопротивлений, $h_{мест}$, м	Суммарные потери напора, м	Наименования местных сопротивлений
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
28-29	3	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,0024			0,0024	
29-30 смеситель	7			1884			0			0,2000	
30-31	6	прям.	1600х620	1884	1,183	0,0008	0,0048			0,0048	
31-32 контактный резервуар				1884						0,6	
32-33	60	кругл.	1500	1884	1,28	0,0009	0,054			0,054	
33-34	95	кругл.	1400	942	1,12	0,0009	0,0855	$(0,2+0,2)\cdot\frac{1,12^2}{2\cdot 9,81}$	0,0256	0,111	2 колодца
34-35 биологич. пруды				942						0,02	
35-36	95	кругл.	1400	942	1,12	0,0009	0,0855	$0,2\cdot\frac{1,12^2}{2\cdot 9,81}$	0,0128	0,098	колодец
36-37	102	кругл.	1500	1884	1,28	0,0009	0,0918	$0,2\cdot\frac{1,28^2}{2\cdot 9,81}$	0,0167	0,109	колодец

Репозиторий БрГТУ

4. ПРИМЕР РАСЧЁТА №2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 26600 М^3/СУТКИ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ:

Местонахождение объекта канализования – Гродненская область
Количество жителей в городе – N=120 тыс. чел
Норма водоотведения – $q_п$=150 л/(сут·чел)
Температура городских сточных вод – $t_{гсв}$=16^{0}С
Концентрация нефтепродуктов городских сточных вод – 0,3 мг/дм^3
Концентрация СПАВ (анион) городских сточных вод – 0,35 мг/дм^3

Данные по промышленному предприятию:
Количество производственных сточных вод – $Q_{ПР}$=8600 м^3/сут
Режим работы предприятия (количество смен) - 2
Коэффициент неравномерности – 1,5
Качественный состав производственных сточных вод:
$БПК_5$ =140 мг/дм^3
ХПК = 200 мг/дм^3
Концентрация взвешенных веществ – $С_{взв.}$ = 70 мг/дм^3
Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 10 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 12 мг/дм^3
Фосфор общий $Р_{общ.}$ = 3 мг/дм^3
Среднемесячная температура сточных вод – $t_П$=16^{0}С

Данные по водотоку:
Наименьший среднемесячный расход воды водотока года 95% обеспеченности в створе у места выпуска сточных вод – Q=10,9 м^3/с
Средняя глубина – $H_{СР}$=2,6 м
Средняя скорость течения – $V_{СР}$=0,465 м/с
длина реки по фарватеру –$L_ф$=0,5 км
длина реки по прямой – $L_{ПР}$=0,5 км
тип водоема – река рыбохозяйственная 2 категории
Качественный состав воды водотока:
температура воды – $t_Р$ = 15^{0}С
растворенный кислород – O_2=6,38 мг/дм^3
$БПК_5$ = 2,6 мг/дм^3
ХПК = 4 мг/дм^3
Концентрация взвешенных веществ – $С_{взв.}$=18,3 мг/дм^3
Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 0,18 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 2,4 мг/дм^3
Фосфор общий $Р_{общ.}$ = 0,09 мг/дм^3
Концентрация нефтепродуктов – 0,01 мг/дм^3
Концентрация СПАВ (анион) – 0,08 мг/дм^3

В результате выполнения расчетов по определению расходов сточных вод, средних концентраций загрязнений общего стока, установления допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также выбора метода очистки и состава сооружений, приведенных в [18], для данного примера получены следующие расчетные данные.

Репозиторий БрГТУ

Расходы сточных вод:

$$Q^{ср}_{сут} = 26600\ м^3/сут; \quad Q^{ср}_{час} = 1108{,}33\ м^3/ч; \quad q^{ср}_{сек} = 307{,}87\ л/с,$$

$$Q^{max}_{час} = 1848{,}1\ м^3/ч; \ Q^{min}_{час} = 297\ м^3/ч;$$

$$q^{max}_{сек} = 0{,}513\ м^3/с; \ q^{min}_{сек} = 0{,}0825\ м^3/с;$$

$$q^{max}_{сек} = 513\ л/с; \ q^{min}_{сек} = 82{,}5\ л/с.$$

Средние концентрации загрязнений общего стока, допустимые концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также степень очистки представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Качественная характеристика сточных вод

Наименование показателя	Значение показателя		Степень очистки, %
	до очистки	после очистки	
Взвешенные вещества, мг/дм^3	315,86	20	93,7
БПК$_5$, мгO$_2$/дм^3	316	15	95,2
ХПК, мгO$_2$/дм^3	606	70	88
Азот аммонийный, мг/дм^3	26,51	н/н	-
Азот общий, мг/дм^3	28,7	15	47,7
Фосфор общий, мг/дм^3	5,48	2	63,5
Нефтепродукты, мг/дм^3	0,3	0,29	3,4
СПАВ (анион), мг/дм^3	0,35	0,22	59

Принципиальная схема очистной станции представлена на рисунке 4.1 а.

После завершения расчетов сооружений очистной станции дополняем принципиальную схему необходимыми данными и получаем технологическую схему, которая представлена на рисунке 4.1 б.

Репозиторий БрГТУ

ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

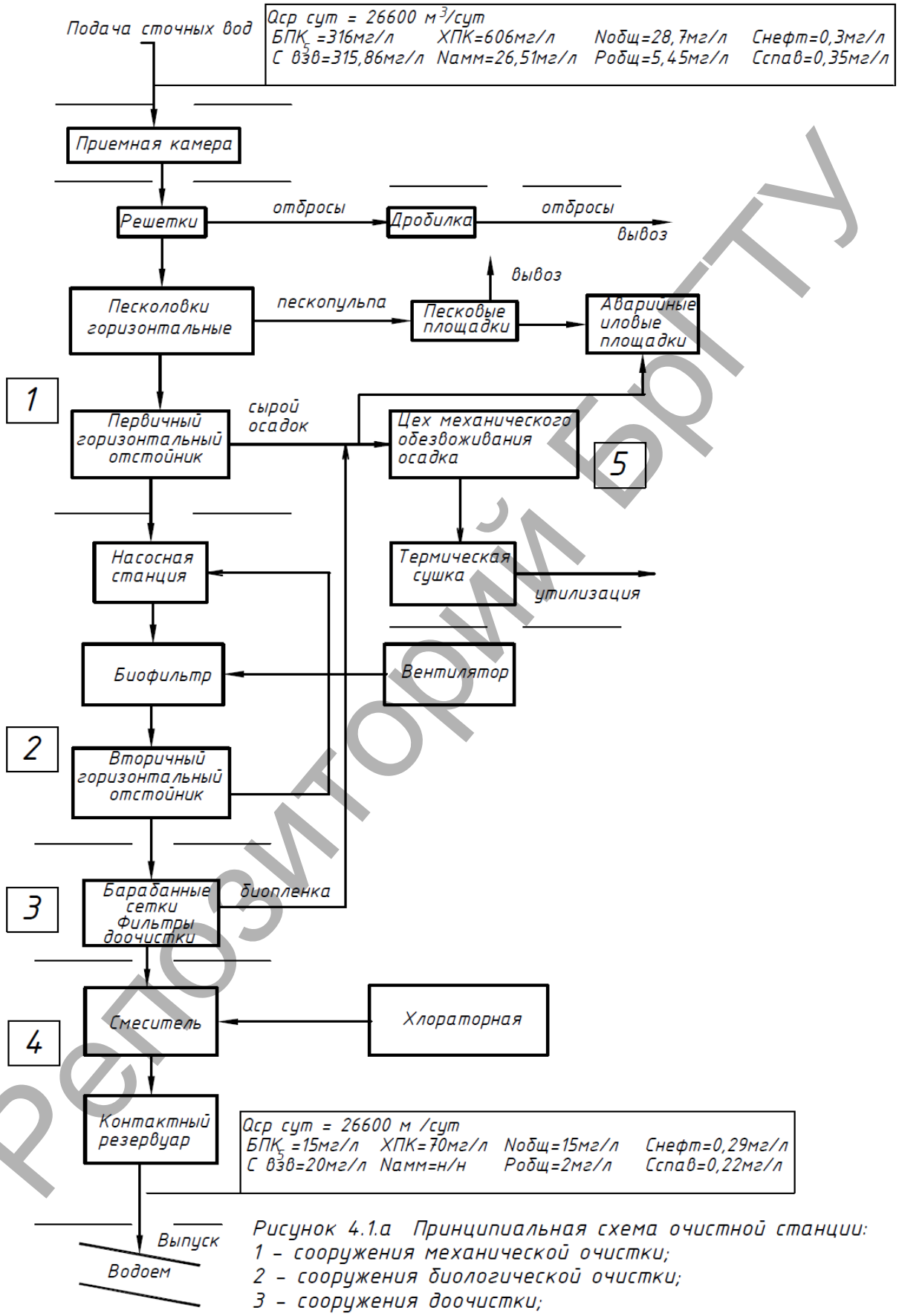


Рисунок 4.1.а Принципиальная схема очистной станции:
1 – сооружения механической очистки;
2 – сооружения биологической очистки;
3 – сооружения доочистки;
4– сооружения по обеззараживанию сточных вод;
5– сооружения по обработке осадка.

Репозиторий БрГТУ

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

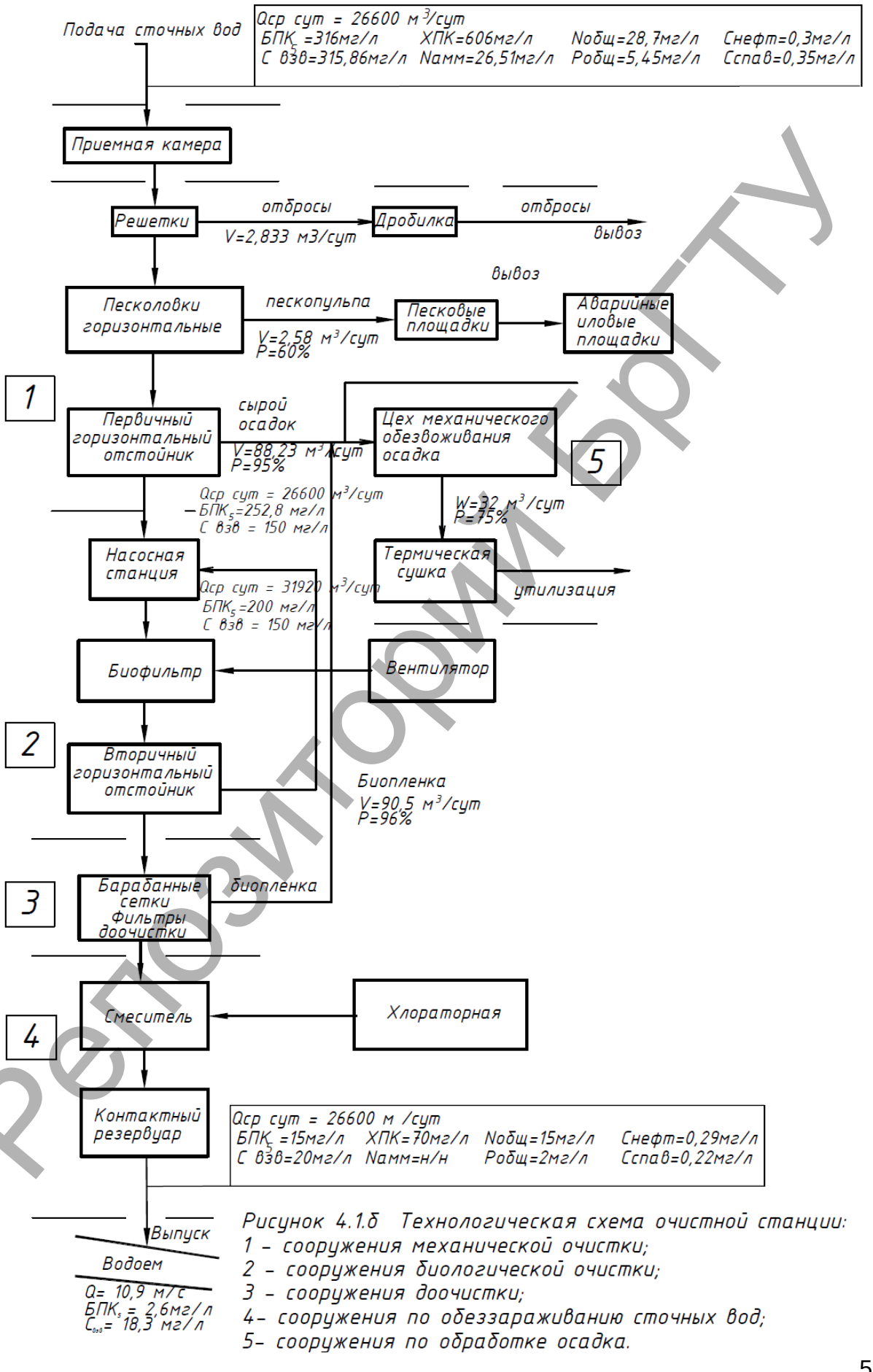


Рисунок 4.1.б Технологическая схема очистной станции:
1 – сооружения механической очистки;
2 – сооружения биологической очистки;
3 – сооружения доочистки;
4– сооружения по обеззараживанию сточных вод;
5– сооружения по обработке осадка.

Репозиторий БрГТУ

4.1 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ

4.1.1 Расчет сооружений механической очистки сточных вод

4.1.1.1 Приемная камера

Сточные воды с расчетным расходом $q_{макс}$ = 0,513 м^3/с поступают на очистную станцию по двум ниткам напорного водовода диаметром 600 мм каждая. В этом случае согласно табл.5.1[7] может быть принята приемная камера марки ПК-2-60а с размерами: А=1500 мм, В = 2000 мм, Н = 1600 мм. Приемная камера показана на рисунке 3.2, её назначение описано в п.3.1.1.1.

4.1.1.2 Решетки

Решетки применяются для задержания из сточных вод крупных загрязнений и являются сооружениями, подготавливающими сточные воды дальнейшей, более полной очистке.

Выбираем тип решетки, пользуясь литературой [6, 7, 10-13]. Данные по выбору решеток приводятся в приложениях 2, 3.

Расчетная схема решетки представлена на рисунке 3.3, назначение данного сооружения механической очистки сточных вод описано в п. 3.1.1.2.

Определяем площадь живого сечения рабочих решеток:

$$F_r = \frac{q_{max}}{V_r} = \frac{0,513}{1} = 0,513 м^2,$$

где v – скорость движения жидкости в прозорах решетки, м/с. В прозорах механизированных решеток v = 0,8-1,0м/с, принимаем v = 1м/с.

По таблице 5.2 [7] (пропускная способность 26600 м^3/сут) принимаем решетки марки РМВ-1000. Тогда число рабочих решеток составит:

$$N = \frac{F}{f} = \frac{0,513}{0,3} = 2шт.$$

Принимаем 2 решетки рабочие и 1 резервную той же марки (в соответствии с [5]).

Основные показатели решеток:

- пропускная способность – 26000м^3/сут.,
- площадь прохода решетки – 0,3 м^2,
- ширина прозоров – b = 0,016 м,
- толщина прозоров – s = 0,008 м,
- стержни прямоугольного сечения,
- ширина решетки – B_p = 1425 мм,
- ширина канала перед решеткой – В = 1000 мм,
- глубина канала перед решеткой Н = 1000 мм.

Количество прозоров в решетке n можно определить по формуле:

$$n_{pr} = \frac{q \cdot K_{sti}}{b_r \cdot h_r \cdot V_r}, шт.,$$

Репозиторий БрГТУ

где q – максимальный расход СВ, $м^3/с$;

K_{sti} – коэффициент, учитывающий стеснение потока граблями, $К_1$=1,05-1,1;

b_r – ширина прозоров, принимается 16 мм;

h_r – глубина воды перед решеткой, принимается 1,0 м;

V_r – скорость движения воды в прозорах, принимается 1,0-1,4 м/с;

$$n_{pr} = \frac{0,513 \cdot 1,05}{0,016 \cdot 1 \cdot 1} = 34 \text{ шт}.$$

Общая ширина решеток:

$$B_r = S_s(n_{pr} - 1) + b_r \cdot n_{pr}, м,$$

где S_s – толщина пластин, м (принимается 8 мм);

$$B_r = 0,008 \cdot (34 - 1) + 0,016 \cdot 34 = 0,808 \text{ м}.$$

Для принятой ширины решетки – $B_r = 1,425$м число прозоров составит

$$n_{pr} = \frac{1,425 + 0,008}{0,024} = 60 \text{ шт}.$$

Далее выполняем гидравлический расчет подводящего канала, пользуясь [8]. Данные гидравлического расчета подводящего канала приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с		
	$q_{ср}$ = 307,87/2= 153,95 л/с	q_{max} = 513/2= 256,5 л/с	q_{min}=82,5/2= 41,25 л/с
Уклон i	0,0008	0,0008	0,0008
Ширина Вк, м	1,0	1,0	1,0
Наполнение h, м	0,26	0,32	0,11
Скорость v, м/с	0,61	0,8	0,4

Поскольку рабочих решеток две, 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 равно 2.

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

$$V_K = \frac{q_{min}}{B_K \cdot h_{Kmin} \cdot N} = \frac{0,0825}{1,0 \cdot 0,11 \cdot 2} \approx 0,4 м/с.$$

Потери напора в решетке определяем по формуле:

$$h_r = \xi \cdot \frac{V_K^2}{2 \cdot g} \cdot K, м,$$

где К – коэффициент, учитывающий увеличение потерь напора в решетке вследствие засорения её отбросами, К=3;

ξ – коэффициент местного сопротивления решетки:

$$\xi = \beta_r \cdot \left(\frac{S_s}{b_r}\right)^{4/3} \cdot \sin\alpha;$$

Репозиторий БрГТУ

α – угол наклона решетки к горизонту, для вертикальной решетки $\alpha = 90^0$.

$$\xi = 2,42 \cdot \left(\frac{0,008}{0,016}\right)^{4/3} \cdot 1 = 0,97$$

$$h_r = 0,83 \cdot \frac{1^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 3 = 0,15 \text{ м.}$$

На величину потерь следует понизить дно камеры за решеткой.

Общая строительная длина камеры решеток:

$$L_r = l_{r1} + l_{r2} + l_{r3} = 0,58 + 0,29 + 1,5 = 2,37 \text{м},$$

где l_{r1},l_{r2} – длина уширения соответственно перед решеткой, после решетки, определяемые по [4] (п.3.1.1.2), l_{r3} – длина расширенной части решетки, ориентировочно принимаем 1,5 м.

Строительная глубина канала перед решеткой H=1000 мм.

Пол здания решеток должен возвышаться над расчетным уровнем сточной воды в канале ΔZ не менее чем на 0,5м.

$$\Delta Z = H - (h_{max} + h_r) = 1 - (0,32 + 0,13) = 0,55\text{м} > 0,5\text{м}$$

Суточный объем отбросов, снимаемый с решеток, определяем по формуле:

$$W_{ot} = \frac{q_{ot} \cdot N_{экв}}{3651000}, \text{м}^3 / \text{сут.},$$

где q_{ot} – удельное количество отбросов, приходящихся на одного человека в год, (принимаемое 8 л по [4]);

$N_{экв}$ – эквивалентное население (приведенное число жителей) по взвешенным веществам.

$$W_{ot} = \frac{8 \cdot 129262}{3651000} = 2,833\text{м}^3 / \text{сут}$$

Масса отбросов, снимаемых с решеток за сутки:

$$P_{r1} = \frac{W_{ot} \cdot \rho_{ot}}{1000}, \text{т},$$

где ρ_{ot} = 750 кг/м^3 – плотность отбросов [4].

$$P = \frac{2,833 \cdot 750}{1000} = 2,125\text{т}$$

или за час:

$$P_{r2} = \frac{P_{r1}}{24} \cdot K_{ot} = \frac{2,125}{24} \cdot 2 = 0,177\text{т} = 177\text{кг},$$

где K_{ot} – коэффициент часовой неравномерности поступления отбросов (принимаемый равным 2).

Для дробления отбросов применяем дробилки молоткового типа.

Предусматриваем установку дробилок типа Д-3 (одна рабочая и одна резервная) с техническими характеристиками:

– производительность 300…600 кг/ч,

– мощность электродвигателя 20 кВт,

Репозиторий БГТУ

– ширина разгрузочного отверстия 230 мм,
– длина разгрузочного отверстия 300 мм,
– расход воды 2.5…5 м^3/ч,
– масса 437 кг.

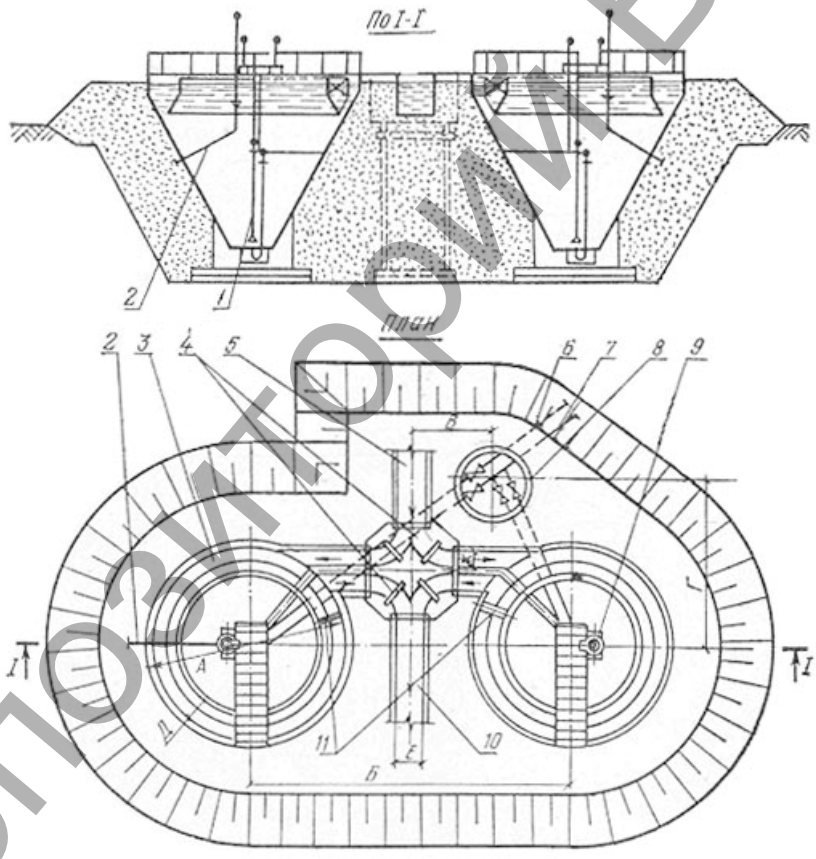
Расход жидкости, подаваемой к дробилке, определяем из расчета 40 м^3 (Р=40 м^3) на 1т отбросов:

$$Q_{сут} = 40 \cdot P = 40 \cdot 2{,}125 = 84{,}994 м^3 / сут .$$

Измельченная масса вывозится на полигон бытовых отходов.

4.1.1.3 Горизонтальные песколовки с круговым движением воды

Песколовки предназначаются для выделения из сточной воды тяжелых минеральных примесей. Эффективность работы таких песколовок (горизонтальных с круговым движением воды) объясняется вращательным движением сточной жидкости в плоскости сечения потока, вызываемого круговым движением сточной воды в плане. Схема песколовки представлена на рисунке 4.2.



1 – гидроэлеватор, 2 – трубопровод для отвода всплывающих примесей, 3 – желоб, 4 – поверхностные затворы с ручным приводом, 5 – подводящий лоток, 6 – пульпопровод, 7 – трубопровод для рабочей жидкости, 8 – камера переключения, 9 – устройство для сбора всплывающих примесей, 10 – отводящий лоток, 11 – полупогружные щиты

Рисунок 4.2 – Горизонтальная песколовка с круговым движением воды пропускной способностью 1400-70000 м^3/сут.

Основные характеристики горизонтальных песколовок с круговым движением воды (типовые проекты 902-2-479.90, 902-2-480.90) представлены в таблице 4.3.

Репозиторий ВГТУ

Таблица 4.3 – Основные характеристики горизонтальных песколовок с круговым движением воды

Тип песколовки	Пропускная способность		Основные размеры, мм							Высота прямоугольной части, м	Высота треугольной части, м
	$м^3$/сут	л/с	А	Б	В	Г	Д	Е	Ж		
I	1400-2700	31-56	4000	6000	2000	4700	500	300	200	0,4	0,35
II	2700-4200	56-83	4000	6000	2000	4700	500	300	250	0,4	0,35
III	4200-7000	83-133	4000	6000	2000	4700	800	450	300	0,4	0,6
IV	7000-10000	133-183	4000	6500	2000	4350	800	600	350	0,4	0,6
V	10000-17000	183-278	6000	10000	2500	5000	1000	600	600	0,5	0,76
VI	17000-25000	278-394	6000	10000	2500	5000	1400	900	900	0,5	1,1
VII	***25000-40000***	***394-590***	***6000***	***11000***	***2500***	***4850***	***1500***	***900***	***900***	***0,5***	***1,2***
VIII	40000-70000	590-1070	6000	11000	2500	4850	1800	1200	900	0,5	1,46

Принимаем два отделения песколовок диаметром А = 6 м (тип VII). Размеры кругового лотка песколовки: ширина Д = D = 1,5 м; высота прямоугольной части h_1 =0,5 м; высота треугольной части h_2 =1,2 м. Выбираем скорость движения сточных вод в песколовке $V_s = 0,3 м/с$.

По таблицам [8] определяем размеры подводящего канала, результаты сводим в таблицу 4.4.

Таблица 4.4 – Данные гидравлического расчета подводящего канала

Расчетные данные	Расход, л/с	
	q_{max} = 256,5 л/с	q_{min} = 41,25 л/с
Уклон i	0,0011	0,0011
Ширина В, м	1,0	1,0
Наполнение h, м	0,32	0,1
Скорость v, м/с	0,8	0,46

Площадь живого сечения кругового лотка при расчетном расходе

$$\omega_{p1} = \frac{q_{max}}{n_p \cdot V_s} = \frac{0,513}{2 \cdot 0,3} = 0,855 м^2.$$

Площадь сечения треугольной части кругового лотка:

$$\omega_1 = \frac{D \cdot h_2}{2} = \frac{1,5 \cdot 1,2}{2} = 0,9 м^2.$$

Площадь сечения прямоугольной части кругового лотка составит:

$$\omega_2 = \omega - \omega_1 = 0,855 - 0,9.$$

Репозиторий БрГТУ

Следовательно, вода протекает только по треугольной части лотка.

Длина песколовки по средней линии осадочной части

$$L_{ф} = 2 \cdot \pi \cdot R = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{A}{2} - \frac{D}{2}) = 2 \cdot 3{,}14 \cdot (\frac{6}{2} - \frac{1{,}5}{2}) = 14{,}13 \text{ м}.$$

где A – диаметр песколовки, A = 6,0 м;

D – ширина кругового лотка, D = 1,5 м.

По таблице 6.2 [4] выбираем расчетную глубину песколовки $H_s = 1{,}2$ м (принимается равной высоте треугольной части h_2), по таблице 6.3 [4] принимаем гидравлическую крупность песка $U_0 = 0{,}0242$ м/с, продольную скорость движения воды $V_0 = 0{,}2$ м/с и определяем коэффициент K_S по формуле

$$K_S = \frac{U_0}{\sqrt{(U_0^{\,2} - 0{,}0025 \cdot V_0^{\,2})}} = \frac{0{,}0242}{\sqrt{(0{,}0242^2 - 0{,}0025 \cdot 0{,}2^2)}} = 1{,}1.$$

По формуле 6.6 [4] рассчитывается требуемая длина песколовки по средней линии L_S, м

$$L_S = \frac{K_S \cdot H_S \cdot V_S}{U_0} = \frac{1{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}3}{0{,}0242} = 16{,}4 \text{ м}.$$

По формуле 5.24 [5] определяется продолжительность протекания сточных вод в горизонтальной песколовке с круговым движением воды T_{pk}, с

$$T_{pk} = \frac{\pi \cdot D_{ok}}{V_S} = \frac{3{,}14 \cdot (6 - 1{,}5)}{0{,}3} = 47{,}1 \text{ с}.$$

Рассчитанная продолжительность протока больше 30 с.

По таблице 6.2 [4] принимаем удельное количество задерживаемого песка $q_{OS} = 0{,}02$ л/(чел·сут) и определяем суточный объем осадка, накапливаемого в песколовках W_n, м^3/сут, :

$$W_n = \frac{N_S \cdot q_{OS}}{1000} = \frac{129262 \cdot 0{,}02}{1000} = 2{,}58 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Принимаем интервал времени между выгрузками песка из песколовки $T_{oc} = 2$сут и по формуле 5.19 [5] рассчитываем объем бункера одного отделения песколовки с круговым движением воды W_{b1}, м^3

$$W_{b1} = \frac{W_n \cdot T_{oc}}{n_p} = \frac{2{,}58 \cdot 2}{2} = 2{,}58 \text{ м}^3.$$

По типовому проекту песколовки диаметром 6 м (тип VII) высота бункера (конической части) горизонтальной песколовки с круговым движением воды составит $h_k = 3{,}55$ м.

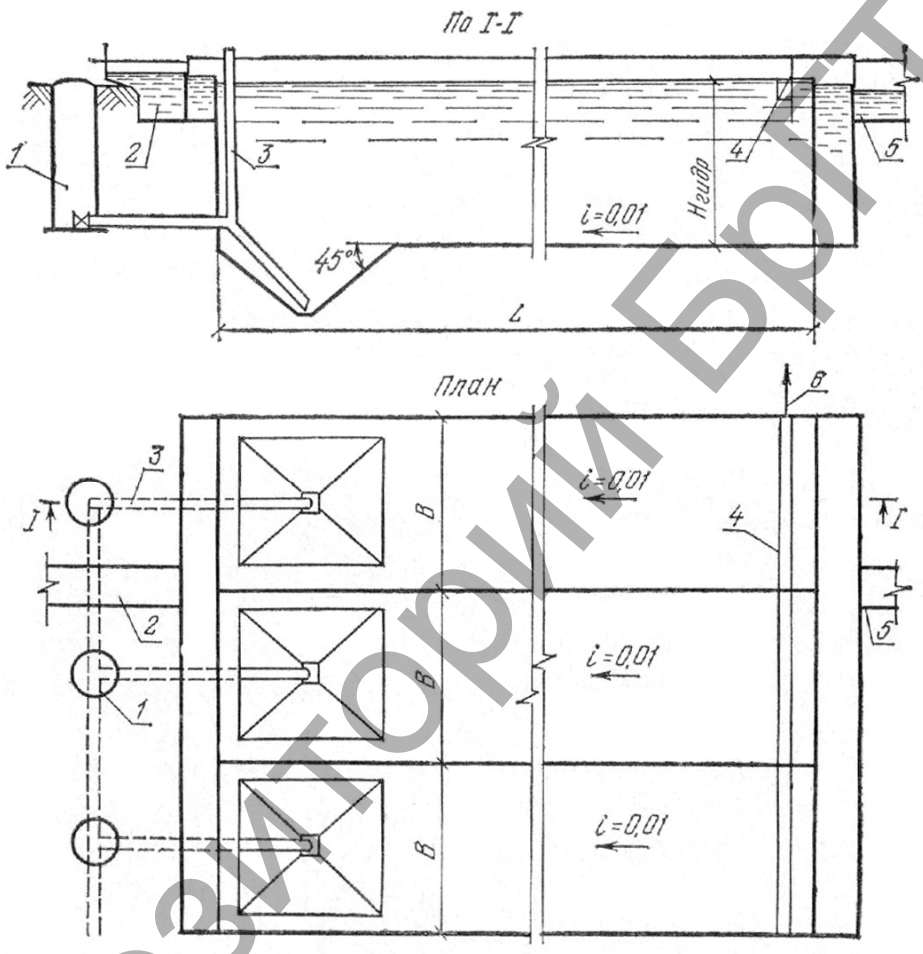
По формуле 5.27 [5] рассчитываем полную строительную высоту горизонтальной песколовки с круговым движением воды H_{str}, м

$$H_{str} = H_s + h_k + 0{,}5 = 1{,}2 + 3{,}55 + 0{,}5 = 5{,}25 \text{ м}.$$

Репозиторий БрГТУ

4.1.1.4 Первичные горизонтальные отстойники

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 20000 м^3/сут. и при низком уровне грунтовых вод. Горизонтальные – независимо от уровня грунтовых вод при пропускной способности станции очистки свыше 15000 м^3/сут. Учитывая развитие станции на перспективу, выбираем горизонтальные отстойники. Схема первичного горизонтального отстойника показана на рисунке 4.3.



1 – иловый колодец; 2 – подводящий канал; 3 – иловая труба; 4 – полупогруженная доска с жиросборным лотком; 5 – отводящий канал; 6 – отвод жира

Рисунок 4.3 – Схема первичного горизонтального отстойника

Эффект осветления сточных вод в отстойниках:

$$Э = \frac{C_{en} - C_{ex}}{C_{en}} \cdot 100, \%,$$

где C_{en} – исходная концентрация взвешенных веществ, мг/дм^3;

C_{ex} – концентрация взвешенных веществ в сточной воде после отстойника, мг/дм^3, устанавливается по п.6.5.3.[4], для данного расчета принимается перед сооружениями биологической очистки $C \leq 150$ мг/дм^3.

$$Э = \frac{315,862 - 150}{315,862} \cdot 100 = 52,5\%$$

Репозиторий БрГТУ

Гидравлическая крупность задерживаемых частиц:

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

где H_{set} – глубина проточной части в отстойнике, м (табл. 6.8 [4]);

K_{set} – коэффициент объемного использования отстойника (табл. 6.8 [4]);

t_{set} – продолжительность отстаивания, с, соответствующая заданному эффекту очистки и полученная в лабораторном цилиндре в слое h_1=0,5 м, (табл. 6.6 [4]);

n_2 – показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения, рисунок 6.1 [4].

Принимаем глубину проточной части в отстойнике H_{set} = 4 м, коэффициент объемного использования отстойника K_{set} = 0,5, скорость рабочего потока V_w = 5 мм/с.

Методом интерполяции определяем продолжительность отстаивания t_{set} = 939 с при эффекте осветления 52,5%.

Необходимые данные для расчёта первичных отстойников приводятся в [4, 5].

Находим показатель степени n_2 = 0,3 и определяем значение гидравлической крупности u_0, мм/с:

$$U_0 = \frac{1000 \cdot 4 \cdot 0{,}5}{939 \cdot \left(\frac{0{,}5 \cdot 4}{0{,}5} \right)^{0{,}3}} = 1{,}4 \text{ мм/с}.$$

По формуле 5.40 [5] рассчитываем суммарную ширину всех отделений отстойника B_{go}, м

$$B_{go} = \frac{1000 \cdot q_{max}}{V_w \cdot H_{set}} = \frac{1000 \cdot 0{,}513}{5 \cdot 4} = 25{,}65 \approx 26\text{м}.$$

Принимаем ширину отделения отстойника $B_{set} = 2 \div 5H_{set} = 9\text{м}$. Определяем количество отделений отстойника по формуле 5.41 [5]:

$$n_{go} = \frac{B_{go}}{B_{set}} = \frac{26}{9} = 2{,}8\text{шт}.$$

Принимаем 3 отделения отстойника.

По формуле 5.42 [5] определяем фактическую скорость рабочего потока $V_w^{/}$, мм/с:

$$V_w^{/} = \frac{1000 \cdot q_{max}}{H_{set} \cdot B_{set} \cdot n_{got}} = \frac{1000 \cdot 0{,}513}{4 \cdot 9 \cdot 3} = 4{,}75 \approx 5\text{мм/с}.$$

Рассчитанная скорость находится в табличных пределах 5 – 10 мм/с. Методом интерполяции по таблице 6.9 [4] находим скорость турбулентной составляющей $V_{tb} = 0{,}0\text{мм/с}$.

Репозиторий БрГТУ

По формуле 5.43 [5] определяем длину отстойника L_{gset}, м:

$$L_{gset} = \frac{V_w^{/} \cdot H_{set}}{K_{set} \cdot (u_0 - V_{tb})} = \frac{5,3 \cdot 4}{0,5 \cdot (1,4 - 0)} = 30,3 \approx 30\text{м}.$$

Производительность одного отстойника определяем по формуле 6.4 [4]:

$$q_{set} = 3,6 \cdot K_{set} \cdot L_{set} \cdot B_{set} \cdot (u_0 - V_{tb}), \text{м}^3/\text{ч},$$

где L_{set} – длина секции, отделения отстойника, м ($L_{set} = L_{gset}$);

$$q_{set} = 3,6 \cdot 0,5 \cdot 30 \cdot 9 \cdot (1,4 - 0) = 680,4 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По формуле 5.44 [5] определяем полную строительную высоту отстойника на выходе H, м:

$$H = H_{set} + H_1 + H_2 = 4 + 0,5 + 0,3 = 4,8\text{м}.$$

По формуле 6.50 [4] определяем количество осадка, задерживаемого отстойником за час, Q_{mud}, м3/ч:

$$Q_{mud} = \frac{q_w \cdot (C_{en} - C_{ex})}{(100 - p_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4} = \frac{1848,1 \cdot (315,862 - 150)}{(100 - 95) \cdot 1 \cdot 10^4} = 6,13\text{м}^3/\text{ч},$$

где p_{mud} – влажность осадка, % (при самотечном удалении p_{mud}=95%, при удалении насосами p_{mud}=93,5-94% [4]);

γ_{mud} – плотность осадка, т/м^3 (принимается 1 т/м^3).

Определяем количество осадка, задерживаемого отстойником за сутки, $Q^{/}_{mud}$, м3/сут.:

$$Q^{/}_{mud} = \frac{Q \cdot (C_{en} - C_{ex})}{(100 - p_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4} = \frac{26600 \cdot (315,862 - 150)}{(100 - 95) \cdot 1 \cdot 10^4} = 88,23\text{м}^3/\text{сут}.$$

По формуле 5.45 [5] рассчитываем вместимость приямка одного отстойника для сбора осадка W_{mud1}, м^3:

$$W_{mud1} = \frac{1}{6} \cdot (B_{set} - 0,5) \cdot (B_{set}^2 + 0,5 \cdot B_{set} + 0,25) \cdot \text{tg}\varphi =$$

$$= \frac{1}{6} \cdot (9 - 0,5) \cdot (9^2 + 0,5 \cdot 9 + 0,25) \cdot \text{tg}50^0 = 144,8 \text{ м}^3 .$$

По формуле 5.46 [5] определяем период времени между выгрузками осадка из отстойника T_{oc}, ч:

$$T_{oc} = \frac{24 \cdot n_{got} \cdot W_{mud1}}{Q^{/}_{mud}} = \frac{24 \cdot 4 \cdot 144,8}{88,23} = 157\text{ч}$$

Принимаем удаление осадка под гидростатическим давлением через каждые 48 часов.

Репозиторий БГТУ

4.1.2 Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод.

4.1.2.1 Биофильтр

Биологический фильтр – сооружение, в котором сточная вода фильтруется через загрузочный материал, покрытый биологической плёнкой, образованной колониями аэробных микроорганизмов. Биофильтр состоит из следующих основных частей: фильтрующей загрузки, помещённой в резервуар круглой или прямоугольной формы в плане; водораспределительного устройства, обеспечивающего равномерное орошение сточной водой поверхности загрузки биофильтра; дренажного устройства для удаления профильтровавшейся воды; воздухораспределительного устройства, с помощью которого поступает необходимый для окислительного процесса воздух. Необходимый для биохимического процесса кислород воздуха поступает в толщу загрузки путём естественной или искусственной вентиляции фильтра.

Процессы окисления, происходящие в биофильтре, аналогичны процессам, происходящим в других сооружениях биологической очистки, и в первую очередь на полях орошения и полях фильтрации. Однако в биофильтре эти процессы протекают значительно интенсивнее.

Биофильтры могут работать на полную и неполную биологическую очистку и классифицируются по различным признакам, основным из которых является конструктивная особенность загрузочного материала (объёмная и плоскостная загрузка). Биофильтры с объёмной загрузкой подразделяют на:

– капельные, имеющие крупность фракций загрузочного материала 20-30 мм и высоту слоя загрузки 1-2 м;

– высоконагружаемые, с крупностью загрузочного материала 40-60 мм и высотой слоя загрузки 2-4 м;

– башенные (большой высоты), с крупностью загрузочного материала 60-80 мм и высотой слоя загрузки 8-16 м.

К биофильтрам с плоскостной загрузкой относятся:

– биофильтры с жесткой засыпной загрузкой, где в качестве загрузки используют керамические, пластмассовые и металлические засыпные элементы; в зависимости от материала загрузки плотность её составляет 100-600 кг/м^3, пористость 70-90 %, высота слоя загрузки 1-6 м;

– биофильтры с жесткой блочной загрузкой – блочные загрузки выполняют из различных видов пластмассы, а также из асбестоцементных листов; плотность пластмассовой загрузки 40-100 кг/м^3, пористость 90-97%, высота слоя загрузки 2-16 м; плотность асбестоцементной загрузки 200-250 кг/м^3, пористость 80-90%, высота слоя загрузки 2-6 м;

– биофильтры с мягкой или рулонной загрузкой, выполненной из металлических сеток, пластмассовых плёнок, синтетических тканей, которые крепятся на каркасах или укладываются в виде рулонов; плотность такой загрузки 5-60 кг/м^3, пористость 94-99%, высота слоя загрузки 3-8 м.

Капельные биофильтры применяют при расходах сточных вод до 1000 м^3/сут, а высоконагружаемые и башенные – до 50 тыс.м^3/сут. Плоскостные биофильтры с засыпной и мягкой загрузкой рекомендуется использовать при расходах до 10 тыс. м^3/сут, с блочной загрузкой – до 50 тыс. м^3/сут.

По технологической схеме работы биофильтры могут быть одноступенчатыми при $БПК_5$ менее 330 мг/дм^3 и двухступенчатыми при большем значении $БПК_5$. При проектировании биофильтров необходимо предусматривать рецир-

Репозиторий БрГТУ

куляцию очищенных сточных вод при $БПК_5$ более 150 мг/дм^3 – для капельных биофильтров и при $БПК_5$, равном 200 мг/дм^3 – для аэрофильтров.

Учитывая производительность проектируемой очистной станции а также вышеизложенное, к проектированию принимаем высоконагружаемые биофильтры одноступенчатые с рециркуляцией.

Схема высоконагружаемого биофильтра представлена на рисунке 4.4.

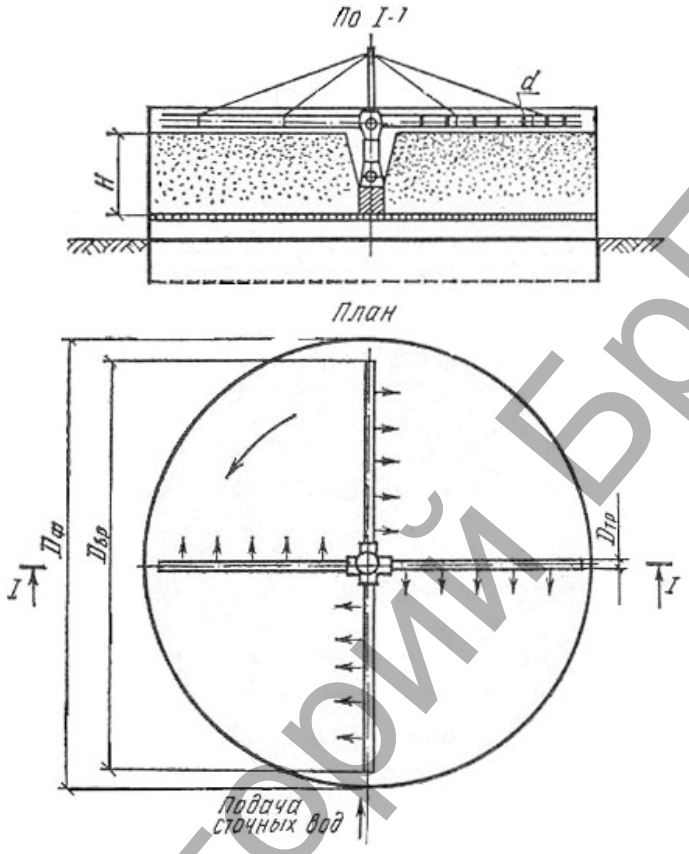


Рисунок 4.4 – Схема круглого в плане биофильтра с реактивным оросителем

К расчету принимаем высоконагружаемый биофильтр (аэрофильтр). При $БПК_5$ более 200 мг/дм^3 предусматривается рециркуляция очищенных сточных вод.

Коэффициент рециркуляции $К_{rc}$ определяется по формуле 7.1 [4]:

$$К_{rc} = \frac{L_{en} - L_{mix}}{L_{mix} - L_{ex}},$$

где L_{mix} – $БПК_5$ смеси исходной и циркулирующей воды, при этом L_{mix} – не более 200 мг/л;

L_{en}, L_{ex} – $БПК_5$ соответственно исходной и очищенной сточной воды, мг/л.

После сооружений механической очистки L_{en} уменьшается на 20 % и составит L_{en}=316-(316·0,2)= 252,8 >200 мг/л, а величину L_{ex} принимаем равной L_{ex}=15 мг/л. Коэффициент рециркуляции составит:

$$К_{rc} = \frac{252,8 - 200}{200 - 15} = 0,285.$$

Репозиторий БрГТУ

Согласно п.7.5.1.2 [4] для аэрофильтров следует принимать:

– рабочую высоту H_{af} – от 2 до 4 м;

– гидравлическую нагрузку q_{af} – от 10 до 30 м^3/(м^2·сут);

– удельный расход воздуха q_a – от 8 до 12 м^3/м^3 с учетом рециркуляционного расхода.

При расчете допустимую величину q_{af} при заданных q_a и H_{af} следует определять по табл. 7.3 [4],

где $К_{af} = \frac{L_{en}}{L_{ex}} = \frac{252,8}{15} = 16,85.$

При К=16,85 из табл.7.3 [4] принимаем меньшее ближайшее значение К=16,4. Тогда параметры биофильтра будут:

– рабочая высота H_{af} – 4 м;

– гидравлическая нагрузка q_{af} – 10 м^3/(м^2·сут);

– удельный расход воздуха q_a – 10 м^3/м^3;

– Т=14 ^{0}С.

При очистке сточных вод с рециркуляцией площадь аэрофильтра определяется по формуле 7.2 [4]:

$$F_{af} = \frac{Q \cdot (K_{rc} + 1)}{q_{af}} = \frac{26600 \cdot (0,285 + 1)}{10} = 3418 \text{ м}^2,$$

где Q – суточный расход сточных вод, м^3/сут.

Принимаем 4 биофильтра круглой формы в плане диаметром 32 м, площадью 804 м^2 каждый.

Круглые биофильтры компонуются в группу из четырёх штук.

Суточный расход подаваемой на обработку биопленки после высоконагружаемых биофильтров составляет:

$$Q_{б.сут} = \frac{a \cdot 100 \cdot N_S}{(100 - P_б) \cdot \rho \cdot 10^6} = \frac{28 \cdot 100 \cdot 129262}{(100 - 96) \cdot 1 \cdot 10^6} = 90,5 \text{м}^3 \text{ / сут .},$$

где а – количество избыточной биопленки, выносимой из биофильтров, для аэрофильтров допускается принимать а =28 г/чел.·сут.,

$P_б$ – влажность биопленки, $P_б$ =96 %,

ρ – плотность биопленки: ρ=1,0 т/м^3, п.7.3.14 [4].

Часовой расход биопленки составит:

$$Q_{б.ч} = \frac{90,5}{24} = 3,77 \text{м}^3 \approx 3,8 \text{м}^3 \text{ / ч}.$$

Необходимые данные к расчёту биофильтров приведены в [4,5].

4.1.2.2 Вторичные горизонтальные отстойники

Вторичные отстойники предназначены для выделения биологической плёнки из сточной воды, поступающей из биофильтов.

Нагрузку на поверхность вторичных отстойников q_{ssb}, м^3/(м^2·ч) после биофильтров всех типов следует рассчитывать по формуле:

Репозиторий БрГТУ

$$q_{ssb} = 3,6 \cdot K_{set} \cdot u_0, м^3 / (м^2 \cdot ч),$$

$$q_{ssb} = 3,6 \cdot 0,5 \cdot 1,4 = 2,52 м^3 / (м^2 \cdot ч),$$

где K_{set} – коэффициент использования объема зоны отстаивания, принимаемый для горизонтальных отстойников равным 0,5, п. 6.5.7 [4];

U_o – гидравлическая крупность биопленки, при полной биологической очистке равна 1,4 мм/с.

Площадь одной секции, при общем количестве секций n=4, составит:

$$F = \frac{q_{max.ч} \cdot (K_{rc} + 1)}{n \cdot q_{ssb}} = \frac{1848,1 \cdot (0,285 + 1)}{4 \cdot 2,52} = 235,6 м^2.$$

Принимаем к проектированию горизонтальный отстойник, с размерами отстойника в плане: длина L = 26 м, ширина B = 9 м, глубина H = 3,1 м, рабочий объем 1050 $м^3$, объем илового приямка 31 $м^3$.

4.1.3 Расчет сооружений для дезинфекции сточных вод.

4.1.3.1 Электролизная

Предусматриваем обеззараживание сточных вод гипохлоритом натрия с помощью метода электролиза. Достаточная эффективность обеззараживания очищенной сточной воды гипохлоритом натрия наступает обычно при его концентрации 1,5-3,5 мг/л (в зависимости от хлоропоглощаемости); содержание избыточного хлора при этом составляет 0,3-0,5 мг/л.

Гипохлорит натрия получают электролизом раствора поваренной соли. Электролизная установка состоит из бака для растворения соли, электролизера с зонтом вытяжной вентиляции, бака - накопителя гипохлорита натрия и выпрямителя. Под действием тока в электролизере образуется гипохлорит натрия. Насыщенный раствор с гипохлоритом натрия сливают в бак – накопитель, откуда подают в обрабатываемую воду.

Плотность гипохлорита натрия равна 1,01-1,012 г/л. Готовый продукт содержит – 5 г/л активного хлора и 4-7 г/л остаточной соли.

Применяем электролизную установку с тремя электролизерами ЭН-25 с графитовыми электродами (ТП 901-7-16.86):

производительность по активному хлору, кг/ч – 15-25;

- концентрация, г/л:

электролита – 100-120;

активного хлора – 5-6;

- расход электролита, куб.м/г – 0,18-0,2;
- напряжение общее на клеммах электролизера, В – 60-62;
- сила тока, А – 120-130;
- удельные затраты электроэнергии, кВт·ч на 1 кг хлора – 6,6-6,7.

В проекте предусматривается мокрое хранение соли. Растворные баки-хранилища готового раствора гипохлорита натрия располагаются вне здания электролизной. В качестве исходного продукта предусматривается применение технической поваренной соли по ГОСТ 13830-84. Поваренная соль сгружается в баки растворения поваренной соли и заливается водой. Циркуляция раствора для перемешивания и доведения его до концентрации в растворных баках до

Репозиторий БрГТУ

насыщенной (22-31%) – 220-310 г/л производится насосами Х-20/18-К-С. Из растворных баков концентрированный раствор соли теми же насосами подается в бак электролизера, где разбавляется водой до концентрации рабочего раствора (10-12%) – 100-120 г/л. Для приготовления рабочего раствора соли бак электролизера заполняется на 2/3 водой и на 1/3 концентрированным раствором соли. После приготовления рабочего раствора соли в баке электролизера включается вытяжной вентилятор и выпрямительный агрегат и на токоподводящие электроды электролизера подается ток. Перед пуском электролизера в работу необходимо открыть заслонку на воздуховоде. Для данных электролизеров необходимо охлаждение теплообменника. Готовый раствор гипохлорита натрия поступает в бак-накопитель, откуда через поплавок отбирается дозирующим устройством и подается в обрабатываемую воду.

1. Расчет количества поваренной соли.

Согласно п.8.3 [4] принимаем дозу активного хлора $Д_{хл}$ для обеззараживания сточных вод после полной биологической очистки равной 3 мг/дм^3

Тогда суточный и, соответственно, часовой расходы активного хлора составят:

$Q_{сут}=(Q^{СВ}_{сут}\times Д_{хл})=(26600\times3)= 79800$ г/сут или 79,8 кг/сут.

$Q_ч$ = 1846,8 м^3/ч×3 мг/дм^3 = 5540,4 кг/ч.

Для принятой в проекте электролизной установки ЭН-25 удельный расход поваренной соли на 1 кг активного продукта CL (по паспорту) составит – 10 кг.

Суточный расход поваренной соли (чистый продукт)

$Q_{сут.\ чист} = Q_{сут}\times10 = 79,8\times10 = 798$ кг/сут.

Суточный расход технической соли с содержанием активной части 96,5% составит:

$Q_{тех.сут} = Q_{сут.\ чист}\times100/96,5 = 798х100/96,5 = 827$ кг/сут.

Расход технической соли на месяц составит:

$W_{мес} = Q_{тех.сут}$ х 31 день = 827 х 31 день = 25635 кг/мес = 25,6 т/мес.

Количество растворных баков для получения раствора поваренной соли должно быть не меньше 2-х. Обеспечение запаса соли не менее чем на 24 часа.

2. Расчет необходимого количества воды, объемов раствора соли, диаметров трубопроводов.

Растворные баки. Для насыщенного раствора 32% концентрации на 1000 кг раствора приходится 320 кг соли и соответственно 680 кг или 0,68 м^3 воды, тогда необходимое количество воды для приготовления суточного расхода технической соли находим из соотношения:

320 кг – 680 кг воды

$Q_{тех.сут}$ кг – Х кг воды, откуда

$$X = \frac{827\times680}{320} = 1757кг = 1{,}76м^3.$$

Объем технической соли (удельным весом $\rho_{соли}$) в сутки для приготовления раствора для электрокоагуляции составляет:

$$W^{техн}_{сут} = \frac{Q_{техн.сут}}{\rho_{соли}} = \frac{827}{2100} = 0{,}39м^3 / сут.$$

Репозиторий БрГТУ

Общий объем раствора составит:

$V = 1,76 + 0,39 = 2,15$ м^3.

Для приготовления раствора в растворный бак загружают соль в количестве 500 кг (по паспорту). Этого количества будет достаточно на следующее количество суток (должно быть не менее суточного запаса):

$$N = \frac{500}{827} = 0,6 \approx 1 \text{сут}.$$

Тогда суточный объем воды на затворение соли:

$V_{воды} = 1,76 \times 1 = 1,76$ м^3.

Суточный объем соли, засыпанной в раствор:

$V_{соли} = 0,39 \times 1 = 0,39$ м^3.

Общий суточный объем раствора в растворном баке составит:

$V_{общ} = 1,76 + 0,39 = 2,15$ м^3.

Принимаем два растворных бака объемом 2,15 м^3 каждый с размерами А×В×Н,м: 1,5×1,5×1,0, м.

Расходные баки. Так как в комплекте с электролизной установкой поставляется бак емкостью 0,66 м^3, предусматриваем еще один такой бак (общее количество – 2 бака емкостью 0,66 м^3 каждый) и выполняем расчет, на какое количество времени хватит их общей емкости и сколько потребуется соли и воды для раствора.

Для приготовления рабочего раствора концентрацией 10-12% (100-120 г/л) для заполнения бака необходимо 1/3 часть объема бака соли и 2/3 части объема бака воды:

Если V= 0,66/3=0,22 м^3 – 1/3 часть объема бака, то

1/3 = 0,22м^3 – объем бака для соли,

2/3 = 0,22×2 = 0,44м^3 – объем бака для воды.

Объем воды для затворения соли на 1 сутки:

$V_в$= 1,76 м^3 (по расчету).

Объем соли, засыпанной в раствор на 1 сутки:

$V_с$= 0,39 м^3 (по расчету); тогда общий объем воды и соли на 1 сутки составит:

V= 1,76+0,39=2,15 м^3.

Следовательно, объема двух баков достаточно на следующее количество суток (часов):

$$n = \frac{2 \times 0,66}{2,15} = 0,6 \text{сут} \approx 14 \text{час}.$$

Таким образом, раствор необходимо приготавливать 2 раза в сутки.

Подбор диаметров трубопроводов и насосного оборудования. Расход воды на один электролизер:

V= 0,1 м^3.

Электролизер емкостью ванны 0,3 м^3 заполняем водой на 2/3:

V = 0,3×2/3 = 0,2 м^3 – объем воды, тогда объем соли: 0,3 – 0,2 = 0,1 м^3.

Для d25 мм при V=0,67 м/с – расход составит q = 0,34 л/с или 1,22 м^3/ч.

Время заполнения ванны электролизера: 0,2/1,22 = 0,16 часа или 9,6 мин.

Для промывки баков и электролизеров при емкости ванны V= 0,3 м^3 и часовом расходе 1,22 м^3/ч время промывки t = 0,4/1,22 х 60мин = 20 мин.

Суммарный расход воды из хозяйственно-питьевого водопровода составит:

$Q_{сум.\ х/п} = 0,5 \times 4 + 0,2 \times 2 + 0,3 \times 6 = 4,2$ м^3/сут,

где 0,5×4 – расход воды на затворение соли в 2 бака 2 раза в сутки;

0,2×2 – расход воды для электролизера цикличностью 2 раза в сутки;

0,3×6 – расход воды на промывку баков и электролизной ванны 2 раза в сутки на 3 цикла.

Репозиторий БрГТУ

После промывки баков в канализацию сбрасывается расход $Q_{сут.св}$ = 0,3х6 = = 1,8 м^3/сут.

Подбираем перекачивающие циркуляционные насосы.

Напор насоса: $H_{мин}$ = 10м, расход:

при концентрации 120г на 1л раствора из соотношения:

1,2% - 312,5 г/ч

100% - х г/ч, подача насоса рассчитывается как:

$$q_{н.доз.} = \frac{312,5 \times 100}{1,2 \times 1000} = 26 л/ч.$$

Принимаем 3 насоса (2 рабочих, 1 резервный) марки Х-20/18-К-С с подачей Q=20 л/ч и напором до Н =20м.

4.1.3.2 Смеситель

Смешение хлорной воды со сточной должно происходить в течение 1 – 2 минут.

Принимаем к проектированию дырчатый смеситель выполняемый 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. Схема дырчатого смесителя представлена на рисунке 8.5.

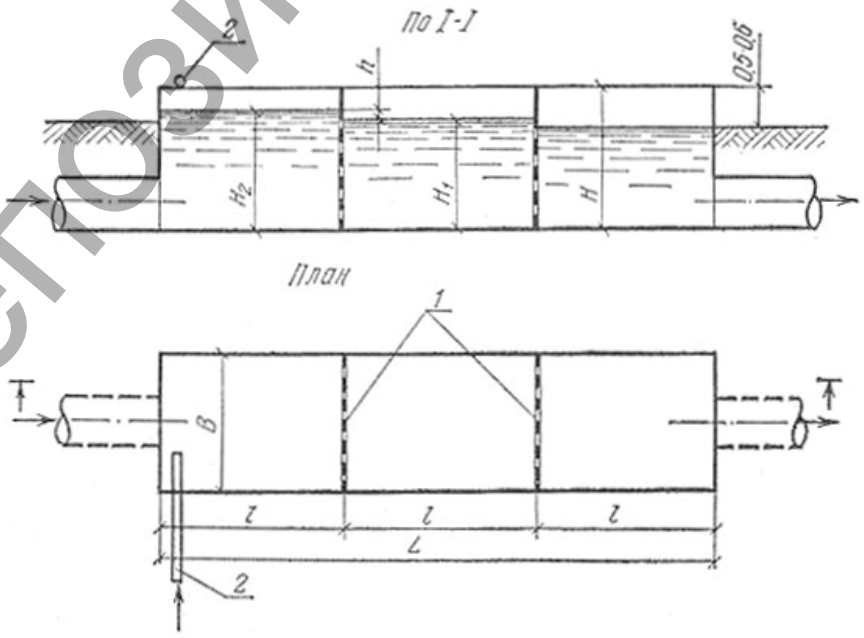
Принимаем число перегородок N = 2; диаметр отверстий d =100мм; расчётный расход сточных вод q = 0,513 м^3/сек.

Число отверстий в каждой перегородке:

$$n = \frac{4 \cdot q}{\pi \cdot d^2 \cdot V} = \frac{4 \cdot 0,513}{3,14 \cdot 0,1^2 \cdot 1} = 65 шт.,$$

где V – скорость движения в отверстиях: V=1 – 1,2 м/с; принимаем V=1 м/с.

По вертикали принимаем 5 рядов отверстий, по горизонтали – 13, всего 5х13=65.



1 – дырчатые перегородки, 2 – подача хлорной воды

Рисунок 4.5 – Схема дырчатого смесителя

Репозиторий БрГТУ

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 μ – коэффициент расхода, равный 0,65 – 0,75; принимаем μ = 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 м, тогда ширина смесителя: $B = 0,2 \cdot 13 = 2,6\text{м}$.

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 $H_1 = 0,2 \cdot 5 = 1,0\text{м}$,
- перед второй $H_2 = H_1 + \Delta h = 1 + 0,11 = 1,11\text{м}$.

Расстояние между перегородками принимается равным полуторной ширине смесителя: $l = 1,5 \cdot B = 1,5 \cdot 2,6 = 3,9\text{м}$

Общая длина смесителя при двух перегородках:

$$L = 3 \cdot l = 3 \cdot 3,9 = 11,7\text{м}.$$

Строительная высота смесителя:

$$H = H_2 + 0,3 = 1,11 + 0,3 \approx 1,5\text{м}.$$

Продолжительность пребывания воды в смесителе:

$$T = \frac{H \cdot B \cdot L}{q} = \frac{1,11 \cdot 2,6 \cdot 11,7}{0,513} = 65,8\text{сек} = 1,09\text{мин}.$$

4.1.3.3 Контактные резервуары

Для обеспечения контакта хлора со сточной водой запроектируем контактные резервуары по типу горизонтальных отстойников.

Для обеспечения контакта хлора со сточной водой запроектируем контактные резервуары по типу горизонтальных отстойников. Объем резервуаров составит:

$$V_{k.p.} = \frac{Q_{max} \cdot T}{60} = \frac{1848,1 \cdot 30}{60} = 924,05\text{м}^3,$$

где T=30 мин. – продолжительность контакта хлора со сточной водой.

При скорости движения сточных вод в контактных резервуарах V=10мм/с длина резервуара составит:

$$L = V \cdot T = \frac{10 \cdot 30 \cdot 60}{1000} = 18\text{м}.$$

Площадь поперечного сечения:

$$\omega = \frac{V_{k.p}}{L} = \frac{924,05}{18} = 51,3\,\text{м}^2.$$

При глубине H=2,8 м и ширине каждой секции b=6 м число секций составит:

$$n = \frac{\omega}{b \cdot H} = \frac{51,3}{6 \cdot 2,8} = 3,05 = 4.$$

Репозиторий БрГТУ

Фактическая продолжительность контакта воды с хлором в час максимального притока воды:

$$T = \frac{V_{k.p}}{Q_{max}} = \frac{n \cdot b \cdot H \cdot L}{Q_{max}} = \frac{4 \cdot 6 \cdot 2,8 \cdot 18}{1848,1} = 0,65ч = 39мин.$$

Принимаем контактные резервуары, разработанные ЦНИИЭП инженерного оборудования. Они имеют ребристое днище, в лотках которого расположены смывные трубопроводы с насадками, а по продольным стенам смонтированы аэраторы и перфорированные трубы. Осадок удаляют один раз в 5…7 сут., При отключении секции осадок взмучивается технической водой, поступающей из насадков, и возвращается в начало очистных сооружений. Для поддержания осадка во взвешенном состоянии смесь в резервуаре аэрируют.

Принимаем два контактных резервуара по типовому проекту 902-1-231 (табл.3.6): число секций 2, рабочая глубина 2,8 м, ширина секции 6 м, длина секции 18 м. Схема одной секции резервуара показана на рисунке 3.9.

Потери напора в резервуаре $(\Delta h = Z_1 - Z_2)$ ориентировочно составляют 0,5 – 0,6м.

Объём осадка, выпадающего в контактных резервуарах, за сутки:

$$W_{oc} = \frac{a \cdot N_S}{1000} = \frac{0,05 \cdot 129262}{1000} = 6,5м^3,$$

где а – объём осадка, выпадающего в контактных резервуарах при дезинфекции сточных вод после биологической очистки, приходящийся на одного человека в сутки: а=0,05 дм^3/м^3, п.8.6 [4].

4.1.4 Сооружения доочистки

При доочистке сточных вод методом фильтрации используются микрофильтры или барабанные сетки и безнапорные фильтры с зернистой загрузкой.

В нашем случае в блок для доочистки сточных вод фильтрованием включаем 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 промывных вод и насосы для ее подачи на промывку фильтров.

Для исключения повышенной дозы хлора и предотвращения разрушения отдельных элементов барабанных сеток проводим хлорирование после блока доочистки сточных вод.

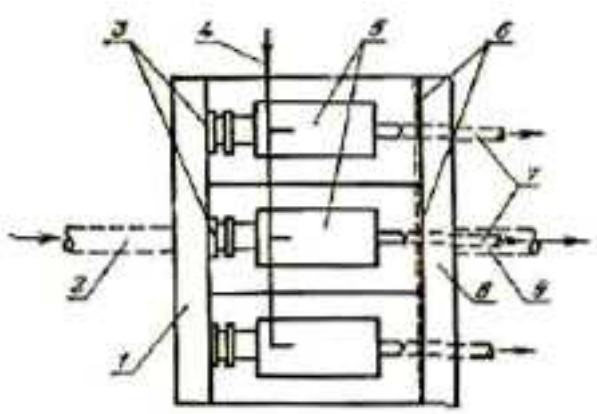
4.1.4.1 Расчет барабанных сеток

В соответствии с табл. 4.5 и расчетным притоком сточных вод $q_{макс}$=1848,1 м^3/ч принимаем 4 барабанные сетки типа БСБ (с ориентировочными габаритами установки, мм, длина × ширина × высота: 4525×1850×2750) пропускной способностью 620 м^3/ч каждая (3 рабочие, 1 резервная).

Общие потери напора в камере барабанных сеток: 0,5-0,6 м.

Промывка барабанных сеток производится доочищенной сточной водой. Расход воды на промывку ориентировочно может быть принят 0,3-0,5 % общего расхода: 26600.0,4/100=106,4 м^3/сут.

Репозиторий БрГТУ



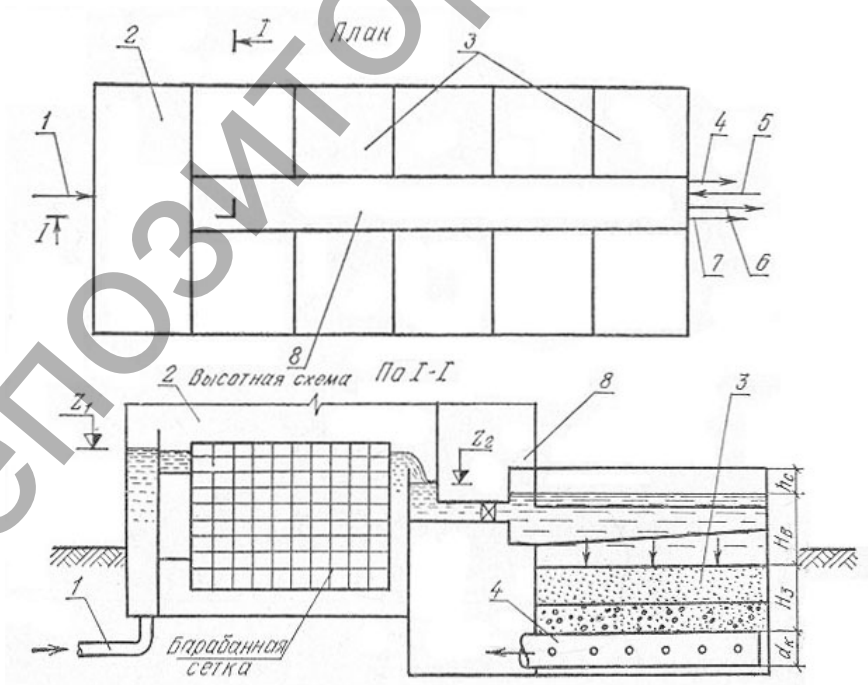
1 – подводящий канал; 2 – подача сточной воды; 3 – шиберы; 4 – трубопровод промывной воды; 5 – барабанные сетки; 6 – водослив; 7 – отвод промывной воды; 8 – канал очищенной воды; 9 – отводящий трубопровод

Рисунок 4.6 – Компоновка барабанных сеток

Таблица 4.5 – Характеристика микрофильтров и барабанных сеток

Типоразмеры, м (диаметр×длина)	Пропускная способность, $м^3$/ч		Ориентировочные габариты установки, м: длина×ширина×высота	Номинальная мощность электродвигателя, кВт
	МБФ	БСБ		
1,5×1,9	100	420	3620×1850×2850	2,2
1,5×2,8	160	620	4525×1850×2850	2,2
1,5×3,7	210	840	5450×1850×2850	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

4.1.4.2 Расчет фильтров доочистки



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 промывной воды; 8 – крытая галерея для трубопроводов

Рисунок 4.7 – Схема компоновки блока доочистки на скорых фильтрах

Репозиторий БрГТУ

Таблица 4.6 – Основные типы фильтров для доочистки сточных вод и их характеристика

Тип фильтра	Предельно допустимая нагрузка по взвешенным веществам, мг/л	Скорость фильтрования при форсированном режиме, м/ч	Число промывок в сутки
Однослойные, с подачей воды сверху вниз	15 - 20	7 - 8	2 - 3
Двуслойные, с подачей воды сверху вниз	20 - 30	8 - 10	2 - 3
Однослойные, с подачей воды снизу вверх	20 - 40	9 - 11	2 - 3

Выбор типа фильтра производим в соответствии с табл. 4.6.

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 частиц 1,2 – 2,0 мм при высоте слоя 400 – 500 мм;

– скорость фильтрования при форсированном режиме $V_ô = 10$ ì / ÷;

– число промывок в сутки $n_p = 2$;

– продолжительность промывок $T = 12$ ì èí или 0,2 часа;

– интенсивность промывки $I = 15л/(с \cdot м^2)$.

Суммарная площадь фильтров:

$$F = \frac{Q}{24 \cdot V_p - n_ô \cdot V_p \cdot T} = \frac{26600}{24 \cdot 8 - 2 \cdot 8 \cdot 0,2} = 160 \text{ ì}^2.$$

Принимаем фильтр размерами в плане 3×6,5 м (f=20 м^2), тогда число фильтров

$$N = \frac{F}{f} = \frac{160}{20} = 8$$

Принимаем число фильтров N=8. Тогда расчетная скорость фильтрации

$$V_p = V_ф \cdot \frac{N - n_p}{N} = 10 \cdot \frac{10 - 2}{10} = 8м/ч$$

при числе фильтров, находящихся в ремонте, n_p=2.

Общая высота фильтра

$$H=H_З+H_в+h_c+d_k,$$

где $H_З$ – высота фильтрующей загрузки, принимается не менее: $H_З$=0,5+0,7=1,2 м;

$H_в$ – высота слоя воды над поверхностью загрузки, принимается не менее 2 м;

h_c – превышение строительной высоты над расчетным уровнем воды, принимается не менее 0,5 м;

d_k – диаметр коллектора трубчатого дренажа:

Репозиторий БрГТУ

$$d_k = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{пр}}{\pi \cdot v_k}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,24}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,5м,$$

где $q_{пр}$ – расход промывочной воды $м^3/с$;

$$q_{пр} = \frac{l \cdot f}{1000} = \frac{15 \cdot 16,25}{1000} = 0,24м^3 / с;$$

V_k=1÷1,2 м/с;

H=1,2+2+0,5+0,5=4,2 м.

$БПК_5$ сточных вод после песчаных фильтров снижается на 60-70 %, концентрация взвешенных веществ – на 70-80 % (табл.9.1 [4]) и составит

$$L_t = L_a \cdot \frac{100 - 60}{100} = 15 \cdot \frac{100 - 60}{100} = 6мг / л;$$

$$в_1 = в \cdot \frac{100 - 70}{100} = 20 \cdot \frac{100 - 70}{100} = 6мг / л.$$

Предусматриваем устройство открытых фильтров, соединенных крытой галереей для размещения технологических коммуникаций.

4.2 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ОБРАБОТКИ ОСАДКА СТОЧНЫХ ВОД

На проектируемой очистной станции образуются следующие виды осадков:

1. Отбросы, задерживаемые на решетках в количестве 2,833 $м^3$/сут. (пункт 4.1.1.2 пособия).
2. Песок из песколовок в количестве 2,58 $м^3$/сут. (пункт 4.1.1.3 пособия).
3. Сырой осадок из первичных отстойников в количестве 88,23 $м^3$/сут. влажностью 95% (пункт 4.1.1.4 расчёта).
4. Биологическая плёнка из вторичных отстойников расходом 90,5 $м^3$/сут. влажностью 96,0% (пункт 4.1.2.1 расчёта).

4.2.1 Песковые площадки

Для подсушивания песка, поступающего из песколовок, предусматриваются площадки с ограждающими валиками, располагаемые вблизи песколовок.

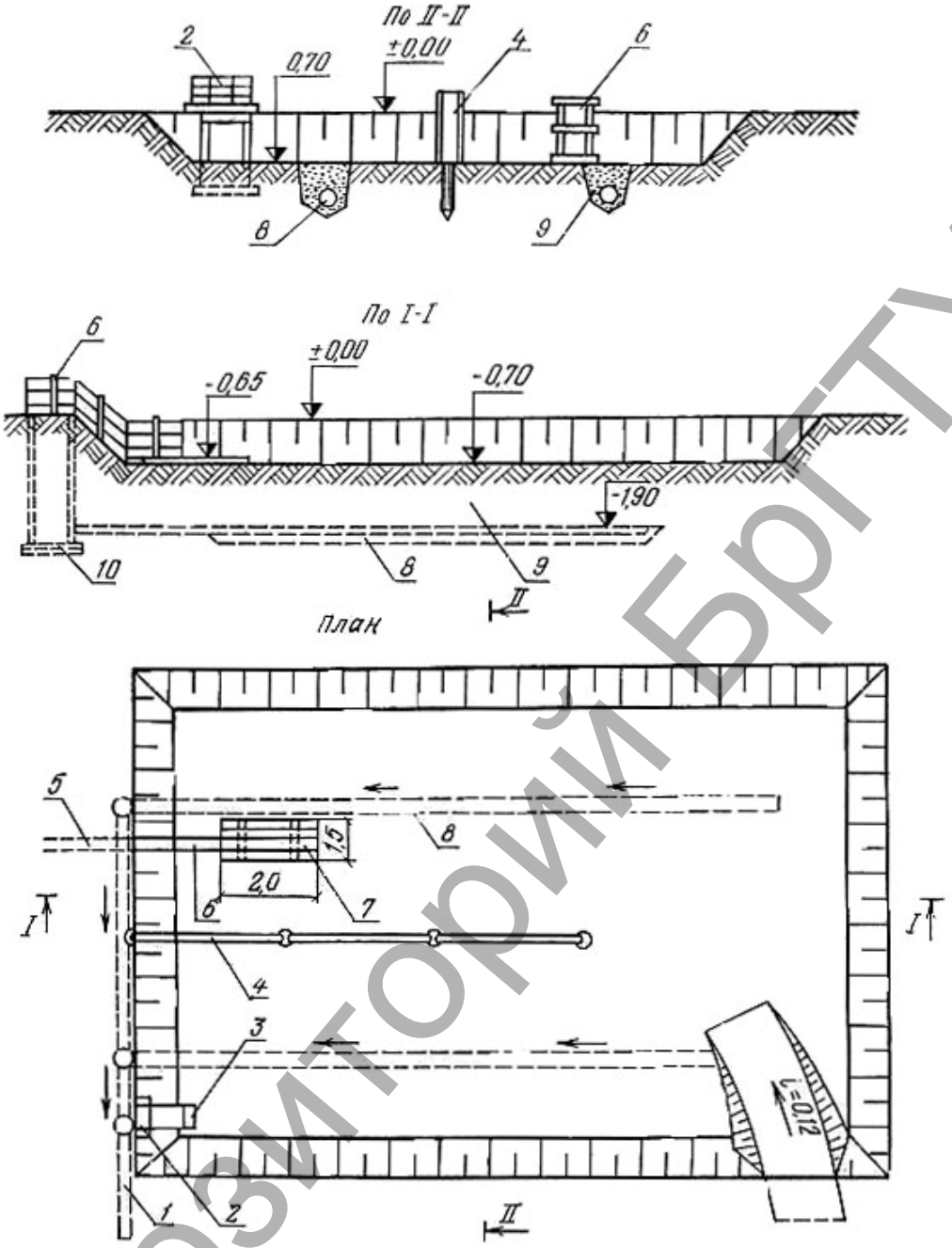
Полезная площадь песковых площадок составит:

$$F = \frac{P \cdot N_{пр} \cdot 365}{1000 \cdot h} = \frac{0,02 \cdot 129262 \cdot 365}{1000 \cdot 3} = 314,54м^2,$$

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

Принимаем 2 карты песковых площадок с размерами каждой в плане 16 х 10 м с высотой ограждающего валика 1 м. Посреди карты предусматривается забор из досок. Удаление воды с площадок в дренажную сеть происходит через водосливы с переменной отметкой порога. Схема песковых площадок представлена на рисунке 4.8.

Репозиторий БрГТУ



1 – сборная дренажная линия; 2 – мостик; 3 – шахтный водосброс; 4 – перегородка из досок; 5 – пескопровод; 6 – сливной лоток; 7 – деревянный щит; 8 – дренажная труба (d = 75мм); 9 – дренажная канава; 10 – дренажный колодец

Рисунок 4.8 – Схема песковой площадки

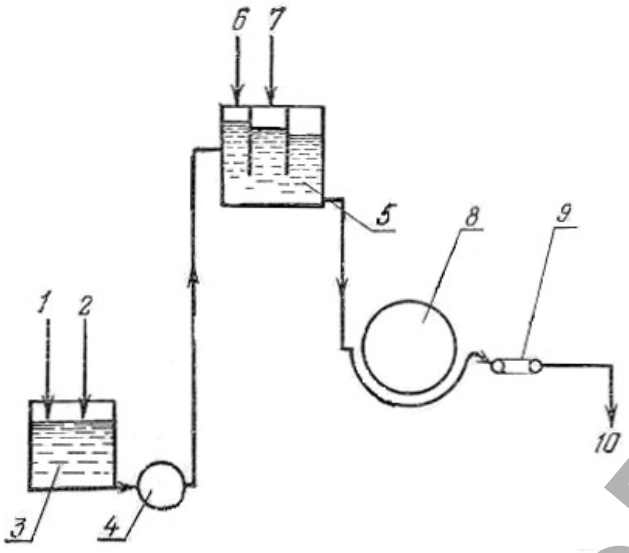
Удаляемая с песковых площадок вода направляется в начало очистных сооружений. Объём дренажных вод, отводимый за сутки с песковых площадок, при разбавлении песка в пульпе 1: 20 по массе составит:

$$Q = W_{oc} \cdot 1{,}5 \cdot 20 = 2{,}585 \cdot 1{,}5 \cdot 20 = 77{,}55 м^3 .$$

4.2.2 Обезвоживание осадков вакуум-фильтрованием

Схема обезвоживания осадков вакуум-фильтрованием представлена на рис. 4.9.

Репозиторий БрГТУ



1 – сырой осадок, 2 – биологическая плёнка, 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 – транспортёр, 10 – кек

Рисунок 4.9 – Схема обезвоживания сырых осадков на вакуум-фильтрах

Коагулирование несброженного осадка осуществляется следующими дозами реагентов: хлорное железо – 3%, известь – 9% массы сухого вещества осадка (п.12.8.6 [4]).

Расход реагентов составит:

$$P = \frac{V_{общ} \cdot (100 - P_{см}) \cdot Д_{реаг}}{100 \cdot 100}, т / сут.,$$

где $P_{см}$ – влажность смеси (осадка из первичных отстойников и биологической плёнки), подаваемой на обезвоживание, равна 95,5%;

$V_{общ}$ – суточный объём смеси, подлежащий обезвоживанию: $V_{общ}$=88,23+90,5=178,73 м^3/сут.;

$Д_{реаг}$ – доза реагента, %,

что по товарному продукту при содержании чистого хлорного железа k =60% и при содержании активной извести k =70% составит:

$$P_т = \frac{P}{k}, т / сут$$

Расход хлорного железа по чистому $FeCl_3$:

$$P = \frac{178,73 \cdot (100 - 95,5) \cdot 5}{100 \cdot 100} = 0,24 m / сут.$$

что по товарному продукту составит

$$P_{ж.т} = \frac{0,24}{0,6} = 0,4 т / сут.$$

Расход извести по чистой CaO:

$$P = \frac{178,73 \cdot (100 - 95,5) \cdot 9}{100 \cdot 100} = 0,7 т / сут.,$$

Репозиторий БрГТУ

Что по товарному продукту составит

$$P_{изв.т} = \frac{0,7}{0,7} = 1т / сут.$$

Пропускная способность вакуум-фильтра составляет q=30 кг/(м^2·ч) при влажности кека 75% (табл. 12.6 [4]) и при времени работы вакуум-фильтров в сутки Т=20ч.

Рабочая площадь вакуум-фильтров составит:

$$F = \frac{V_{общ} \cdot (100 - P) \cdot 1000}{100 \cdot q \cdot T} = \frac{178,73 \cdot (100 - 95,5) \cdot 1000}{100 \cdot 30 \cdot 20} = 13,4м^2.$$

Принимаем два рабочих и один резервный барабанный вакуум-фильтр со сходящим полотном типа БОУ$_{сх}$–10–26 с площадью фильтрующей поверхности каждого 10 м^2 (приложение 6).

Расход кека влажностью 75%составляет:

$$W_к = 178,73 \cdot \frac{100 - 95,5}{100 - 75} = 32м^3 / сут.$$

Расход фильтрата:

$$Q_ф = V_{общ} - W_к = 178,73 - 32 = 145,5м^3 / сут.$$

Фильтрат рекомендуется направлять в камеру промывки, так как содержащиеся в нем непрореагировавшие коагулянты способствуют снижению концентрации взвеси в сливной воде уплотнителей промытого осадка.

Подача вакуум-насосов определяется из условия расхода воздуха 0,5 м^3/мин на 1м^2 площади фильтра. Требуемая подача вакуум-насоса - $0,5 \times 10 = 5м^3 / мин$. Принимаем 3 (2 рабочих и 1 резервный) вакуум-насоса марки ВВН-6 с подачей 6 м^3/мин.

Расход сжатого воздуха на отдувку кека составляет 0,1 м^3/мин. на 1 м^2 площади фильтра. Отдувка кека может производиться сжатым воздухом, расход его составляет: $0,1 \times 10 = 1ì^3 / ì èí$. Принимаем 3 (2 рабочие и 1 резервную) воздуходувки марки ВК-1,5 с подачей 1,5 м^3/мин.

Для складирования обезвоженного осадка предусматривается открытая площадка, рассчитанная на 4-5-месячное хранение кека при высоте слоя h = 1,5÷2 м.

Площадь, необходимая для складирования кека, составит:

$$F = \frac{W_к \cdot T \cdot 30}{h} = \frac{32 \cdot 5 \cdot 30}{1,5} = 3200м^2.$$

Размеры площадки определяются при разработке генплана станции.

4.2.3 Аварийные иловые площадки

В качестве резервного метода обезвоживания принимаем сушку на аварийных иловых площадках с естественным основанием (пп.12.9.1, 12.9.2 [4]).

Полезная площадь иловых площадок составит:

$$F_{ил} = \frac{V_{общ} \cdot T}{K} = \frac{178,73 \cdot 60}{0,8} = 13405 м^2.$$

Репозиторий БрГТУ

где Т = 60 сут. – время сушки осадка;

К – нагрузка осадка на иловые площадки, $м^3/(м^2 \cdot год)$; К=0,8$м^3/(м^2 \cdot год)$, п.12.9.3 [4].

Принимаем карты размером 30х87 м, согласно пункту 12.9.6 [4]. Рабочая глубина карты 0,7 м. Общая строительная глубина карты 1 м.

Количество карт:

$$N = \frac{13405}{30 \cdot 87} = 6 \text{ шт.}$$

4.2.4 Термическая сушка

Термическая сушка осадков производиться на сушильных установках, состоящих из сушильных аппаратов и вспомогательного оборудования, к которому относят топки, циклоны, душевые устройства, а также транспортёры и бункера.

Установка со встречными струями (СВС) производительностью 3,5-5 т/ч по испарённой влаге предназначена для комплексной обработки городских сточных вод, обезвоженных механическим путём.

Оборудование для термической сушки осадка рассчитывается по количеству испаряемой влаги.

Количество влаги в кеке, подаваемом на сушку, т:

$$B_1 = Q_{сух} \cdot P_k / (100 - P_k), т,$$

где $Q_{сух}$ – количество кека по сухому веществу, т;

P_k – влажность кека, %

$$Q_{сух} = \frac{W_k \cdot (100 - P_k) \cdot R_k}{100} = \frac{32 \cdot (100 - 75) \cdot 1}{100} = 8 \text{ т},$$

где R_k – плотность кека, т/ $м^3$;

W_k – расход кека, $м^3$/сут.

$$B_1 = 8 \cdot 75/(100-75) = 24 \text{ т},$$

Количество влаги в осадке после термической сушки, т:

$$B_2 = Q_{сух} \cdot W_c / (100 - W_c) = 8 \cdot 30 / (100-30) = 3,43 \text{ т},$$

где W_c – влажность осадка после термической сушки, %.

Количество испаряемой влаги:

$$\Delta B = B_1 - B_2 = 24 - 3,43 = 20,57 \text{ т}.$$

Продолжительность работы сушилки, при её производительности 4 т/ч, составит:

$$T = \Delta B / q = 20,57/4 = 5 \text{ ч}.$$

Репозиторий БрГТУ

Таблица 4.7 – Гидравлический расчет коммуникаций по ходу движения воды станции производительностью 26600 м^3/сут.

№ участка и название сооружения	Длина участка, м.	Форма сечения	Размер сечения или диаметр, мм	Расчетный расход, л/с.	Скорость, м/с.	Уклон 1000i	Потери напора по длине, 660м	Вычисление местных сопротивлений	Величина местн. сопротивлений, м	Суммарные потери, м	Наименования местных сопротивлений
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 - 2 ПК	1,5	-	-	513	-	-	-	-	-	0,100	-
2 - 3	5,0	прям.	1250х500	513	0,86	0,0008	0,004	$\frac{0,4 \cdot 0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,015	0,019 0,171	вход в пря-моугольный канал; констр. опуск.
3 - 4	6,0	прям.	1000х320	256,5	0,8	0,0011	0,0066	$\frac{(2 \cdot 0,24 + 0,5) \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81}$	0,032	0,03	деление потока на 2, 2 поворота на 120^0
4 - 5 здание решеток	5,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,100	-
5 - 6	6,0	прям.	1000х320	256,5	0,8	0,0011	0,0066	$\frac{(2 \cdot 0,24 + 0,4) \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81}$	0,029	0,035	2 поворота на 120^0, вход в пря-моугольный канал

Репозиторий БрГТУ

Продолжение таблицы 4.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6 - 7	7,5	прям.	1250х500	513	0,86	0,0008	0,006	$\frac{0,53 \cdot 0,86^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02	0,026 0,164	слияние 2-х потоков; констр. опуск.
7 - 8	2,0	прям.	1000х320	256,5	0,8	0,0011	0,0022	$\frac{(0,8+0,5) \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81}$	0,047	0,049	деление потока на 2, плавный поворот на 90^0
8 - 9 пес-коловка	6,0	-	-	256,5	-	-	-	-	-	0,100	-
9 – 10	1,5	прям.	1000х320	256,5	0,8	0,0011	0,002	$\frac{(0,4+0,5) \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81}$	0,03	0,032	вход в пря-моугольный канал, плавный поворот на 90^0
10 - 11	7,5	прям.	1000х530	513	0,96	0,0011	0,008	$\frac{0,53 \cdot 0,96^2}{2 \cdot 9,81}$	0,02	0,028	слияние 2-х потоков
11 - 12 лоток Вентури	5,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,200	-
12 - 13	2,5	прям.	1000х530	513	0,96	0,0011	0,002	-	-	0,002	-
13 - 14 ПО	30,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,400	-
14 – 15	6,0	кругл.	800	513	1,02	0,0017	0,01	$\frac{0,016 \cdot 1,02^2}{2 \cdot 9,81}$	0,001	0,011	вход в трубу
										Σ= 1,467	

Репозиторий БрГТУ

Продолжение таблицы 4.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15-16 НС	10,0	-	-	660	-	-	-	-	-	0,3	-
16-17	33,0	кругл.	700	660	1,72	0,005	0,165	$\frac{0,016 \cdot 1,72^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0024	0,167	вход в трубу
17 распред. колодец	1,5	-	-	660	-	-	-	-	-	0,500	разделение потока
17 - 18	27,5	кругл.	400	165	1,3	0,0059	0,162	$\frac{0,016 \cdot 1,3^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0014	0,163	вход в трубу
										Σ=1,13	
18 - 19 био-фильтр	16,0	-	-	165	-	-	-	-	-	0,500 4,0	+высота биофильтра ∑= 4,5
19 - 20	12,5	прям.	800x320	165	0,65	0,0008	0,01	$\frac{(0,4+1,2) \cdot 0,65^2}{2 \cdot 9,81}$	0,034	0,044	вход в прямо-угольный канал, по- ворот на 90^0
20-21	11,5	прям.	1000x430	330	0,77	0,0008	0,01	$\frac{0,56 \cdot 0,77^2}{2 \cdot 9,81}$	0,017	0,027	слияние двух пото-ков
21-22	40,2	прям.	1250x750	660	1,05	0,0008	0,032	$\frac{(0,56+1,2) \cdot 1,05^2}{2 \cdot 9,81}$	0,1	0,132	слияние двух пото-ков, поворот

Репозиторий БрГТУ

											на 90^0
22 - 23 ВО	26,0	-	-	660	-	-	-	-	-	0,400	-
23-24	14,3	кругл.	800	513	1,02	0,0017	0,024	$\frac{0,016 \cdot 1,02^2}{2 \cdot 9,81}$	0,001	0,025	вход в трубу
										Σ= 5,128	

Окончание таблицы 4.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
24-25 НС с резром	10,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,3	-
25-26	2,5	кругл.	700	513	1,34	0,0035	0,009	$\frac{0,016 \cdot 1,34^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0014	0,01	вход в трубу
										Σ= 0,31	
26-27 Блок до-очистки	31,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,500 1,2	+ высота загрузки фильтра ∑= 1,7
27-28	14,5	кругл.	700	513	1,34	0,0035	0,05	$\frac{0,016 \cdot 1,34^2}{2 \cdot 9,81}$	0,0014	0,051	вход в трубу
28-29 дырчатый смеситель	11,7	-	-	513	-	-	-	-	-	0,330	-
29-30	9,4	прям.	1000х530	513	0,96	0,0011	0,010	$\frac{0,4 \cdot 0,96^2}{2 \cdot 9,81}$	0,019	0,029	вход в пря-моугольный

Репозиторий БрГТУ

											канал
30-31 конт. рез	18,0	-	-	513	-	-	-	-	-	0,200	-
31 - вы-пуск	500	кругл.	800	513	1,02	0,0017	0,85	$\frac{0,016 \cdot 1,02^2}{2 \cdot 9,81}$	0,001	0,851	вход в трубу
										Σ=3,161	

Репозиторий БрГТУ

5. ПРИМЕР РАСЧЁТА №3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ГОРОДСКОЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬЮ 28100 М^3/СУТКИ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ:

Местонахождение объекта канализования – Гродненская область
Количество жителей в городе – N=90 тыс. чел.
Норма водоотведения – $q_п$=240 л/(сут·чел)
Температура городских сточных вод – $t_{гсв}$=15^{0}С
Концентрация нефтепродуктов городских сточных вод – 0,45 мг/дм^3
Концентрация СПАВ (анион) городских сточных вод – 0,4 мг/дм^3

Данные по промышленному предприятию:
Количество производственных сточных вод – $Q_{ПР}$=6500 м^3/сут.
Режим работы предприятия (количество смен) - 2
Коэффициент неравномерности – 1,6
Качественный состав производственных сточных вод:
$БПК_5$ =190 мг/дм^3
ХПК = 280 мг/дм^3
Концентрация взвешенных веществ – $С_{взв.}$ = 350 мг/дм^3
Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 15 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 20 мг/дм^3
Фосфор общий $Р_{общ.}$ = 4,5 мг/дм^3
Среднемесячная температура сточных вод – $t_П$=15^{0}С

Данные по водотоку:
Наименьший среднемесячный расход воды водотока года 95% обеспеченности в створе у места выпуска сточных вод – Q=5,3 м^3/с
Средняя глубина – $Н_{СР}$=2,7м
Средняя скорость течения – $V_{СР}$=0,54 м/с
длина реки по фарватеру –$L_ф$=0,5 км
длина реки по прямой – $L_{ПР}$=0,5 км
тип водоема – рыбохозяйственный 1 категории
Качественный состав воды водотока:
температура воды – $t_Р$ = 15^{0}С
растворенный кислород – $О_2$=6,2 мг/дм^3
$БПК_5$ = 1,3 мг/дм^3
ХПК = 2 мг/дм^3
Концентрация взвешенных веществ – $С_{взв.}$ =12 мг/дм^3
Азот аммонийных солей $N_{амм.}$ = 0,2 мг/дм^3
Азот общий $N_{общ.}$ = 2,0 мг/дм^3
Фосфор общий $Р_{общ.}$ = 0,19 мг/дм^3
Концентрация нефтепродуктов – 0,03 мг/дм^3
Концентрация СПАВ (анион) – 0,06 мг/дм^3

В результате выполнения расчетов по определению расходов сточных вод, средних концентраций загрязнений общего стока, установления допустимых концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также выбора метода очистки и состава сооружений, приведенных в [18], для данного примера получены следующие расчетные данные.

Репозиторий БрГТУ

Расходы сточных вод:

$$Q_{сут}^{ср} = 28100\ м^3/сут; \quad Q_{час}^{ср} = 1170,83\ м^3/ч; \quad q_{сек}^{ср} = 325,23\ л/с,$$

$$Q_{час}^{max} = 1886,6\ м^3/ч \quad Q_{час}^{min} = 378\ м^3/ч$$

$$q_{сек}^{max} = 0,524\ м^3/с \quad q_{сек}^{min} = 0,105\ м^3/с$$

$$q_{сек}^{max} = 524\ л/с \quad q_{сек}^{min} = 105\ л/с$$

Средние концентрации загрязнений общего стока, допустимые концентрации загрязняющих веществ в очищенных сточных водах, а также степень очистки представлены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Качественная характеристика сточных вод

Наименование показателя	Значение показателя		Степень очистки, %
	до очистки	после очистки	
Взвешенные вещества, мг/дм^3	289,12	20	93,08
БПК$_5$, мгO$_2$/дм^3	236,12	15	93,65
ХПК, мгO$_2$/дм^3	449,11	70	84,41
Азот аммонийный, мг/дм^3	29,09	-	-
Азот общий, мг/дм^3	36,34	15	58,72
Фосфор общий, мг/дм^3	6,81	2	70,63
Нефтепродукты, мг/дм^3	0,45	0,16	64,4
СПАВ (анион), мг/дм^3	0,4	0,31	22,5

Принципиальная схема очистных сооружений представлена на рисунке 5.1. а. После завершения расчетов сооружений очистной станции дополняем принципиальную схему необходимыми данными и получаем технологическую схему, примеры которой представлены на рисунках 3.1 б, 4.1 б.

Репозиторий БрГТУ

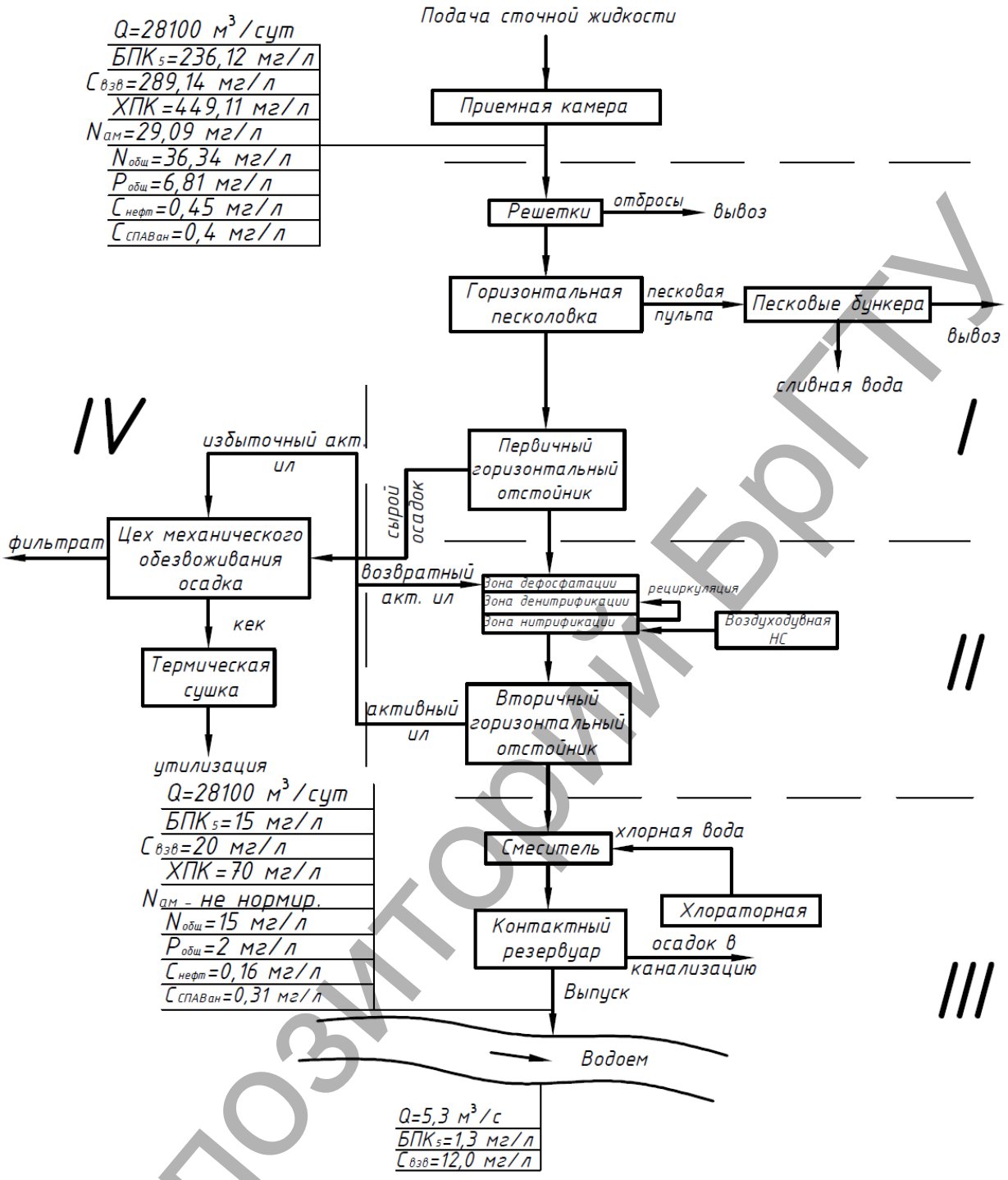


Рис. 5.1.а – Принципиальная схема очистной станции

I – сооружения механической очистки
II – сооружения биологической очистки
III – сооружения для дезинфекции
IV – сооружения по обработке осадка сточных вод

Репозиторий БрГТУ

5.1 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ

Для данного примера расчет сооружений механической очистки сточных вод, обеззараживания сточных вод и обработки осадка следует проводить в соответствии с рекомендациями ТКП 45-4.01-202-2010 [4], ТКП 45-4.01-262-2012 [5], а также с приведенными примерами расчета очистных станций (п. 3, 4 данного пособия).

Ниже приводится расчет сооружений биологической очистки сточных вод, в которых реализуется совместное удаление органических веществ и биогенных элементов (азота и фосфора) биологически методом.

После сооружений механической очистки сточных вод концентрации загрязняющих веществ в сточных водах:

$С_{взв.в-в}$ = 150 мг/дм^3,

$БПК_5$ = 236,12·0,7=165,3 мг/дм^3,

$БПК_{полн}$ =165,3·1,5=248 мг/дм^3,

ХПК = 449,11·0,7=314,4 мг/дм^3,

$N\text{-}NH_4$ = 29,09 мг/дм^3,

$N_{общ}$ = 36,34 мг/дм^3,

$Р_{общ}$ = 6,81 мг/дм^3.

5.1.1. Расчет сооружений для биологической очистки сточных вод.

5.1.1.1. Анализ качественного состава сточных вод

1. При соотношении $БПК_{полн}$/ХПК в поступающих на очистку сточных водах, равном 0,5-0,7 и более, сточные воды целесообразно очищать биологическим способом, снижении этого показателя указывает на увеличение доли инертных к биохимическому окислению и сложно окисляемых веществ. При соотношении $БПК_{полн}$/ХПК в поступающих на очистку сточных водах, равном 0,5 и менее, содержание в них сложно окисляемых веществ превышает допустимый предел для биологической очистки. Такие сточные воды могут быть направлены на сооружения биохимической очистки только после предварительного локального удаления из них загрязняющих веществ физико-химическими методами очистки непосредственно на очистные сооружения промышленных предприятий.

Для данного примера данное соотношение равно:

$$\frac{БПК_{полн}}{ХПК} = \frac{248}{314,4} = 0,79.$$

Соотношение высокое. Целесообразно очистку сточных вод производить биологическим способом.

2. Для выбора оптимального решения для интенсификации процессов удаления соединений азота с учетом конкретных сточных вод и их склонности к нитрификации или денитрификации произведем анализ потенциала сточных вод.

Нитрификационный потенциал должен находиться в следующих пределах:

$$\frac{БПК_5}{N_{общ}} = \text{от } 0,5 – \text{не более } 6,5.$$

Репозиторий БрГТУ

Денитрификационный потенциал:

$$\frac{БПК_5}{N_{общ}} = \text{не менее 3,5 до 8.}$$

Для данного примера данное соотношение равно:

$$\frac{БПК_5}{N_{общ}} = \frac{165,3}{36,34} = 4,5$$

Отношение $БПК_5$ к общему азоту в сточных водах поступающих на биологическую очистку, составляет 4,5. Это значение как нитрификационный потенциал хорошее – 4,5.Процесс нитрификации для этого случая будет протекать удовлетворительно и не потребует значительной интенсификации стандартных условий.

Для успешной денитрификации значение потенциала – удовлетворительное (чем больше отношение $БПК_5$ к общему азоту, тем лучше). Для обеспечения денитрификации при очистке данных сточных вод потребуется простое перемешивание сточных вод мешалками.

Примечания: 1. Если нитрификационный потенциал более 6,5, то для обеспечения эффективной нитрификации при очистке данных сточных вод необходимо предусмотреть повышенный период аэрации, большой возраст активного ила, эффективные конструкции первичных отстойников (для снижения нагрузки на активный ил) и вторичных отстойников (для поддержания максимальной концентрации ила в аэротенках) и т. п.

2. Если денитрификационный потенциал меннее 3,5, то необходимо предусмотреть мероприятия по интенсификации процесса денитрификации, т. е. добавки в денитрификатор восстановителей или ацидофикацию сырого осадка, в аэротенках обязательную изоляцию аноксидных и анаэробных зон.

3. Для осуществления эффективной очистки сточных вод от фосфора отношение ХПК к количеству требуемого к удалению фосфора должно составлять не менее 35:1, а $БПК_5$ к фосфору – 20:1, т. е. $БПК_5 : P = 20 : 1$.

Для данного примера фактическое соотношение составляет:

$$БПК_5 : P = 165,3 : 6,81.$$

Сравнивая с минимальными необходимыми значениями, получаем:

$$БПК_5 : P = 136,2 : 1.$$

Таким образом, для реализации процесса биологического удаления фосфора органического субстрата достаточно, даже имеется избыток $БПК_5$ на 29,1 мг/дм^3.

4. Для эффективной работы очистных сооружений по снижению органических загрязнений и для успешного протекания процесса биоокисления в сточной воде на каждые 100 мг/дм^3 $БПК_5$ сточных вод, поступающих на биологическую очистку, должно приходиться: азота общего – 5 мг/дм^3, а фосфора – 1 мг/дм^3, т. е. $БПК_5 : N_{общ} : P = 100 : 5 : 1$.

Определим потребное количество биогенных элементов для сточных вод, приходящих на биологическую очистку.

Фактическое соотношение составляет:

$$БПК_5 : N_{общ} : P = 165,3 : 36,34 : 6,81.$$

Сравнивая с минимальными необходимыми значениями, получаем:

$$БПК_5 : N_{общ} : P = 100 : 22 : 4,1.$$

Репозиторий БрГТУ

В сравнении с минимально необходимыми значениями наблюдается избыток азота общего на 14,34 мг/дм^3 и избыток фосфора – на 2,71 мг/дм^3.

5.1.1.2. Аэротенк

Использование биологического метода для удаления из сточных вод азота и фосфора предусматривает интенсификацию всего процесса классической схемы биологической очистки.

Суть технологии удаления азота и фосфора из сточных вод заключается в предварительной (перед подачей в аэробную зону) подготовке активного ила, путем выдерживания его в анаэробных условиях при высоких нагрузках по органическим загрязнениям. Помещенный потом в аэробную среду активный ил начинает энергично накапливать фосфор, извлекая его из сточной воды в количествах, значительно больших, чем это необходимо для его жизнедеятельности (в 2÷2,6 раза).

Одним из условий данной технологии очистки является постоянное перемешивание иловой смеси с помощью погружных мешалок.

Уменьшение концентрации азота в очищенном стоке осуществляется в процессе денитрификации, заключающемся в разложении в анаэробных условиях нитрифицирующими бактериями нитратов до газообразного азота и кислорода.

Выделяющийся при этом кислород используется активным илом для дыхания и удовлетворения энергетических потребностей, а выделяющийся азот в виде N_2 улетучивается в атмосферу. Таким образом, происходит удаление азота из сточных вод.

В результате попеременного воздействия на активный ил анаэробных и аэробных условий в активном иле развиваются определенные бактерии, например: виды «ацинетобактер», которые могут накапливать фосфор в большом количестве в виде полифосфата. В результате этого изменения биоценоза фосфор в значительно большей концентрации связывается биомассой, нежели в обычных установках, и удаляется из системы с избыточным активным илом.

Активный ил в анаэробной – аэробной системе характеризуется меньшей влажностью и меньшим иловым индексом, следовательно, можно увеличить его концентрацию в аэротенках без увеличения выноса из вторичных отстойников.

Для разработки технологической схемы по глубокой очистке сточных вод от азота и фосфора предлагается каскадная технология очистки сточных вод в анаэробно-аэробном реакторе (рис. 5.2), которая представлена в следующей последовательности:

– выделение анаэробной зоны для удаления фосфора;

– создание зоны денитрификации и нитрификации.

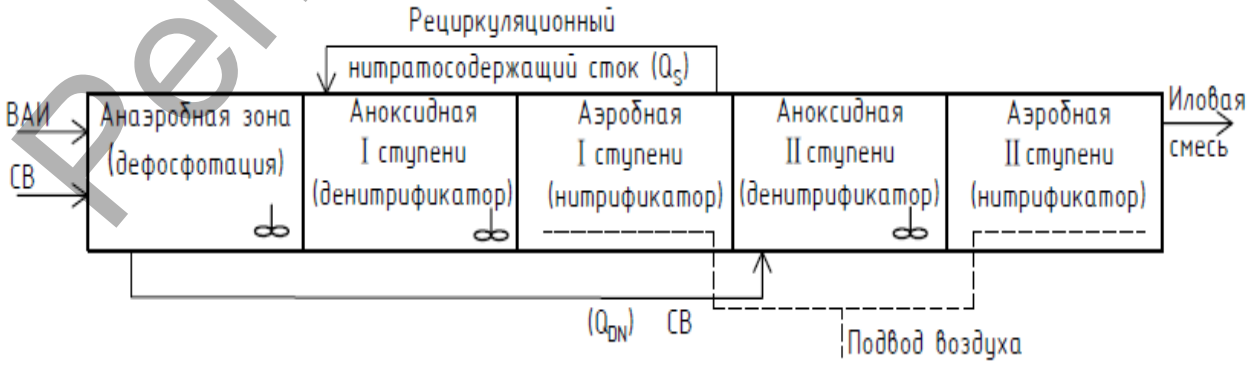


Рисунок 5.2 – Технологическая схема очистки сточных вод от азота и фосфора

Репозиторий БрГТУ

Зоны денитрификации и нитрификации разделены на две ступени, чередующиеся между собой для более стабильной работы системы. Зону денитрификации необходимо располагать в начале аэротенка, следом за анаэробной зоной. Это приводит к понижению содержания нитратов, БПК, к уменьшению нагрузки на аэротенк.

В соответствии с предложенной схемой сточная жидкость и 100% циркулирующего активного ила подаются в анаэробное отделение.

Из анаэробной зоны смесь сточной воды и активного ила переходит в аноксичную зону или денитрификатор, в эту зону подаются сточные воды, используемые для денитрификации как источник углерода, и иловая смесь после нитрификатора, которая содержит нитриты и нитраты. Нитраты здесь денитрифицируются, высвобождающийся при этом кислород расходуется на частичное снижение БПК сточной воды, а выделившийся азот улетучивается в атмосферу. В этой зоне аэрация исключена и предусматривается установка мешалок. Затем следует аэробная стадия, где происходит снижение содержания органических загрязняющих веществ в очищаемых сточных водах и нитрификация. Смесь ила из этой зоны, содержащая нитраты, подается в следующую анаэробную зону денитрификации и одновременно в предыдущую анаэробную зону денитрификации. Из денитрификатора вода переходит в оставшуюся часть аэротенка, которая является аэробной зоной – нитрификатор. В этой зоне происходит окончательное снижение БПК и окисление азота аммонийных солей до нитратов.

Анаэробная зона (зона дефосфотации)

Сточная жидкость и 100% циркулирующего активного ила подаются в анаэробное отделение. Объем зоны дефосфатации определяется из условия пребывания в ней воды от 0,5 до 2-3 часов:

$$V_{DF} = Q_{час} \cdot T,\ м^3,$$

где $Q_{час}$ – часовой расход сточных вод, $м^3/ч$;

T – время пребывания сточной воды в зоне дефосфатации.

Расчетный объем анаэробной зоны принят при времени обработки сточных вод T= 3,86 часа по среднему часовому расходу и по максимальному расходу T=2,4 часа равным:

$$V_{DF} = 1886,6 \cdot 2,4 = 4527,8\ м^3 \qquad V_{DF} = 1170,83 \cdot 3,86 \approx 4527,8\ м^3$$

Зоны нитрификации и денитрификации

Определяющим условием успешной реализации процесса нитрификации являются небольшие нагрузки по БПК и азоту на активный ил.

Определение вместимости технологических емкостных сооружений с активным илом в зависимости от минимального возраста ила должно определяться с учетом принятой дозы активного ила в иловой смеси и уровня допустимой нагрузки по $БПК_5$ на активный ил.

1. Определим концентрацию нитратного азота, подлежащего удалению:

$$C_{NO_3D} = C_{N_{ОБЩ\,en}} - C_{N_{ОРГ\,ex}} - C_{NH_4ex} - C_{NO_3ex} - X_{oprN,BM,},\ мг/дм^3$$

Репозиторий БГТУ

где $C_{Nобщ\ en}$ – содержание общего азота в сточной воде, поступающей на биологическую очистку, мг/дм^3;

$C_{Nорг\ ex}$ – содержание азота органических веществ в сточной воде, отводимой после вторичных отстойников, мг/дм^3. При очистке бытовых сточных вод величину $C_{Nорг\ ex}$ допускается принимать 2 мг/дм^3;

$C_{NH4\ ex}$ – содержание аммонийного азота в сточной воде, отводимой после вторичных отстойников, мг/дм^3, определяем по таблице В.2 приложения В [4], данная концентрация принята равной 5 мг/дм^3;

$X_{оргN,BM}$ – азот органических веществ, поступающий в биомассу активного ила, мг/дм^3, допускается назначать в пределах от 0,04 до 0,05 $БПК_5$ сточной воды, поступающей на биологическую очистку. Поэтому $X_{оргN,BM}$ = =0,05·165,3=8,3 мг/дм^3;

$C_{NO3\ ex}$ – содержание нитратного азота в сточной воде, отводимой после вторичных отстойников, мг/дм^3, можно определить как:

$$C_{NO_3ex} = C_{N_{ОБЩ\ ex}} - C_{N_{ОРГ\ ex}} - C_{NH_4\ ex} = 15,0 - 2,0 - 5,0 = 8,0 \text{ мг / дм}^3,$$

где $C_{Nобщ\ ex}$ – содержание общего азота в сточной воде, отводимой после вторичных отстойников, мг/дм^3

$$C_{NO_3D} = 36,34 - 2,0 - 5,0 - 8,0 - 8,3 = 13,04 \text{ мг / дм}^3.$$

2. Определяем отношение концентрации нитратного азота, подлежащего денитрификации, к значению $БПК_5$ сточных вод:

$$\frac{C_{NO_3D}}{БПК_5} = \frac{13,04}{165,3} = 0,08.$$

3. Отношение объема денитрификатора к общему объему нитрификатора и денитрификатора $\frac{V_D}{V}$ определяем исходя из отношения концентрации нитратного азота, подлежащего денитрификации, к значению $БПК_5$ сточных вод $\frac{C_{NO_3D}}{БПК_5}$ по таблице 7.12 [4].

При $\frac{C_{NO_3D}}{БПК_5} = 0,08$ отношение объема денитрификатора к общему объему нитрификатора и денитрификатора при предварительной денитрификации $\frac{V_D}{V} = 0,2$

4. Принимаем параметры для предварительной денитрификации. Доза ила – по таблице 7.5 [4] a_i=3,5 г/дм^3, возраст ила – по таблице 7.11 [4] для температуры 15°С t_{TS}=8,3 сут, при суточной нагрузке по $БПК_5$ – 4645 кг/сут., отношении $\frac{V_D}{V} = 0,2$.

5. Рассчитаем прирост активного ила P_i, кг/сут. по формуле:

$$P_i = P_c + P_p,$$

Репозиторий БРГТУ

где P_c – прирост активного ила, получаемый в процессе биологической деструкции органических веществ, кг/сут, при возрасте активного ила от 4 до 25 сут и температуре иловой смеси 10°С – 12°С, следует принимать по таблице 7.15 [4]. Для других условий прирост активного ила, кг/сут, полученный в процессе биологической деструкции органических веществ, следует рассчитывать по формуле:

$$P_c = \frac{Q_{расч} \cdot C_{БПК_5}}{1000} \cdot \left(0,75 + 0,6 \cdot \frac{C_{взв.в}}{C_{БПК_5}} - \frac{0,102 \cdot t_{TS} \cdot 1,072^{(T-15)}}{1 + 0,17 \cdot t_{TS} \cdot 1,072^{(T-15)}} \right), \text{кг / кг БПК}_5$$

где $Q_{расч}$ – среднесуточный расход сточных вод, м^3/сут.;

$C_{БПК_5}$ – БПК$_5$ сточных вод, поступающих на очистку, мг/дм^3;

$C_{взв.в.}$ – концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающей на биологическую очистку, мг/дм^3;

t_{TS} – возраст активного ила, сут.;

Т – температура иловой смеси, ^{0}С.

$$P_c = \frac{28100 \cdot 165,3}{1000} \cdot \left(0,75 + 0,6 \cdot \frac{150}{165,3} - \frac{0,102 \cdot 8,3 \cdot 1,072^{(15-15)}}{1 + 0,17 \cdot 8,3 \cdot 1,072^{(15-15)}} \right) = 4360,9 \text{ кг / кг БПК}_5$$

P_p – прирост активного ила, получаемый в процессе биологического удаления фосфора, кг/сут, принимается исходя из продукции 3 кг активного ила на 1 кг фосфора, подлежащего удалению.

В поступающей воде содержание фосфора $P_{общ}$ = 6,81 мг/дм^3. Следовательно, количество фосфора, подлежащего удалению, 6,81–2=4,81 мг/дм^3.

$$P_p = \frac{4,81 \cdot 28100}{1000} \cdot 3 = 405,5 \text{ кг / сут}.$$

Прирост активного ила составит:

$$P_i = 4360,9 + 405,5 = 4766,4 \text{ кг / сут}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем значение:

$$P_i = \frac{4766,4 \cdot 1000}{28100} = 169,6 \text{ мг / дм}^3.$$

6. Объем технологических сооружений с активным илом следует определять по формуле 7.41[4]:

$$V = \frac{t_{TS} \cdot P_i}{a_i} = \frac{8,3 \cdot 4766,4}{3,5} = 11303,2 \text{ м}^3,$$

где a_i – доза активного ила, г/дм^3;

t_{TS} – возраст активного ила, сут;

P_i – прирост активного ила, кг/сут.

7. Полученный объем сооружений биологической очистки проверяется на соответствие допустимым нагрузкам.

Определяем объемную нагрузку по БПК$_5$:

$$B_R = \frac{Q_{ср.сут} \cdot C_{БПК_5}}{V \cdot 1000} = \frac{28100 \cdot 165,3}{11303,2 \cdot 1000} = 0,41 \text{кг БПК}_5 / \text{м}^3 \cdot \text{сут}.,$$

Репозиторий БрГТУ

где $Q_{ср.сут}$ – суточный расход сточных вод, м^3/сут.;

$C_{БПК_5}$ – БПК$_5$ сточных вод, поступающих на биологическую очистку, мг/дм^3.

Определяем нагрузку на активный ил:

$$B_{TS} = \frac{Q_{ср.сут} \cdot C_{БПК_5}}{a_i \cdot V \cdot 1000} = \frac{28100 \cdot 165,3}{3,5 \cdot 11303,2 \cdot 1000} = 0,117 \text{ кг / кг} \cdot \text{сут}.$$

Определенные параметры не превышают допустимые, указанные в таблице 7.14[4]: B_R – не более 0,5 кгБПК$_5$/м^3·сут., B_{TS} – не более 0,15 кг/кг·сут.

8. Объем денитрификатора составит: $V_{DN} = 0,2 \cdot 11303,2 = 2260,6$ м^3

Объем нитрификатора: $V_N = 11303,2 - 2260,6 = 9042,6$ м^3

Общий требуемый объем аэротенка:

зона дефосфатации $V_{DF} = 4527,8$ м^3;

зона нитрификации $V_N = 9042,6$ м^3;

зона денитрификации $V_{DN} = 2260,6$ м^3;

Общий объем аэротенка $V_A = 15831$ м^3.

Принимаем к строительству двухкоридорный аэротенк шириной 6 м, длиной 48 м, глубиной воды 4,6 м, объем одной секции 2650 м³.

Необходимое количество секций:

$n = 15831 / 2650 = 6$. Принимаем 6 секций, тогда фактический объем блока составит $V_a = 15900$ м^3.

9. Определяем расход циркуляционного потока иловой смеси из нитрификатора в денитрификатор.

Определяем степень удаления нитратов η по формуле:

$$\eta = \frac{C_{NO_3\,D}}{C_{NO_3\,D} + C_{NO_3\,ex}},$$

где $C_{NO_3\,D}$ – концентрация нитратного азота, подлежащего удалению, мг/дм^3;

$C_{NO_3\,ex}$ – концентрация нитратного азота в сточных водах, отводимых после вторичных отстойников, мг/дм^3.

$$\eta = \frac{13,04}{13,04 + 8} = 0,62\,(62\,\%).$$

Необходимую степень рециркуляции иловой смеси из нитрификатора в денитрификатор определяем с учетом степени рециркуляции возвратного ила по формуле:

$$\eta_D = 1 - \frac{1}{1 + R_F}.$$

Принимаемая $\eta = \eta_D$, получаем:

$$0,62 = 1 - \frac{1}{1 + R_F}.$$

Следовательно, общая степень рециркуляции R_F должна составлять 1,63 (163 %).

Репозиторий БрГТУ

Степень рециркуляции активного ила

$$R_i = \frac{a_i}{a_{возв} - a_i} = \frac{3,5}{9 - 3,5} = 0,63,$$

где $a_{возв}$ – концентрация возвратного ила, г/л.

Требуемая степень рециркуляции иловой смеси из нитрификатора в денитрификатор:

$$R_S = 1,63 - 0,63 = 1.$$

Вычисляем расход циркуляционного потока Q_S, м^3/ч, иловой смеси из нитрификатора в денитрификатор:

$$Q_S = R_S \cdot Q_{час} = 1 \cdot 1170,8 = 1170,8 \text{ м}^3 / \text{ч}.$$

10. Определяем расход воды, подаваемой в денитрификатор второй ступени.

Значение $БПК_5$ в денитрификаторе второй ступени должно быть 3-6 мг БПК на 1 мг $N\text{-}NO_3$. Концентрация азота нитратного в стоке, подлежащего нитрификации:

$$C_{NO_3,N} = C_{N_{ОБЩ\,en}} - X_{orgN,BM} - C_{N_{ОРГ\,ex}} - C_{NH_4ex} = 36,34 - 8,3 - 2 - 5 = 21,04 \text{ мг / дм}^3.$$

Тогда необходимая концентрация $БПК_5$:

$$C^{DN}_{БПК_5} = 21,04 \cdot 3 = 63,12 \text{ мг / дм}^3 \quad .$$

На выходе из нитрификатора $C_{БПК_5} = 15$ мг / дм^3. Разность составляет $C^{DN/}_{БПК_5} = 48,12$ мг / дм^3.

Для получения необходимого значения $БПК_5$ в денитрификатор второй ступени подается сточная жидкость из денитрификатора первой ступени.

Процент подаваемой воды в денитрификатор:

$$Q^{\%}_{DN} = \frac{C^{DN/}_{БПК_5}}{C_{БПК_5}} \cdot 100 = \frac{48,12 \cdot 100}{165,3} = 29\%$$

Расход воды, подаваемой в денитрификатор:

$$Q_{DN} = Q_{час} \cdot Q^{\%}_{DN} = 1170,8 \cdot 0,29 = 339,5 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

11. Далее по определенным объемам дефосфотатора, нитрификатора и денитрификатора проектируем конструкции данных технологических сооружений (рис. 5.3).

Дефосфотатор - 27×6×4,6 (L×B×H).

Денитрификатор первой ступени - 9×6×4,6 (L×B×H).

Нитрификатор первой ступени - 33×6×4,6 (L×B×H).

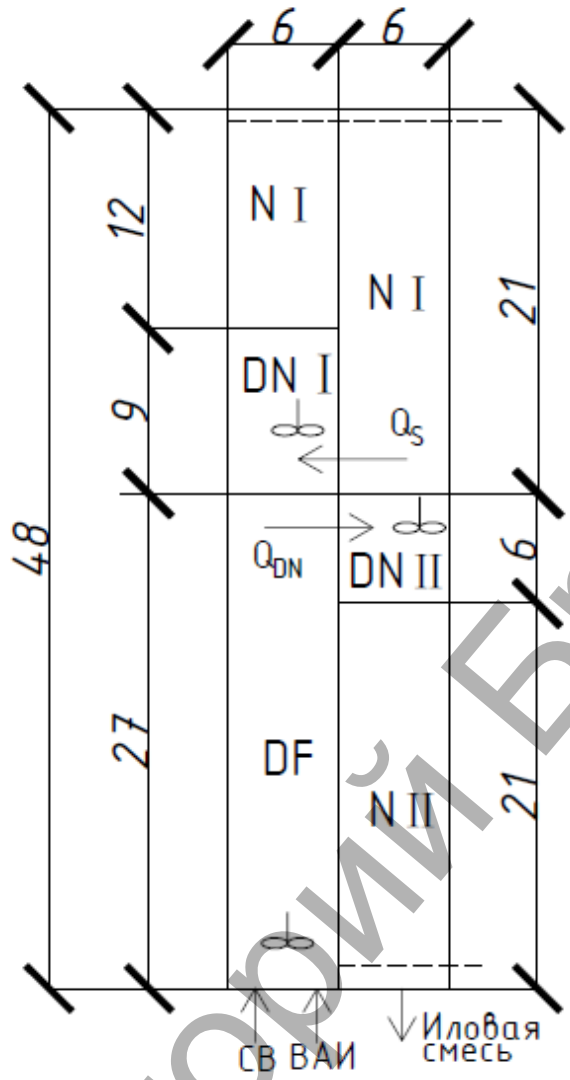
Денитрификатор второй ступени - 6×6×4,6 (L×B×H).

Нитрификатор второй ступени - 21×6×4,6 (L×B×H).

Зоны дефосфотации и денитрификации оборудуются мешалками.

Зона нитрификации оборудуется системой аэрации, воздух в которую подаётся из воздуходувной станции.

Репозиторий БрГТУ



DF – дефосфотатор, N I, N II – нитрификатор соответственно 1 и 2 ступени,
DN I, DN II – денитрификатор соответственно 1 и 2 ступени,
Q_{DN} – подача сточная жидкости в денитрификатор 2 ступени,
Q_S – рециркуляционный нитратсодержащий поток

Рисунок 5.3. – Конструкция одной секции биоблока

Расход воздуха

1. Потребность в кислороде при очистке сточной воды следует определять как сумму расхода кислорода на деструкцию органических веществ и нитрификацию с учетом снижения потребности в кислороде за счет окисления органических веществ при денитрификации:

$$OV = OV_C + OV_N - OV_D, кг / сут.,$$

где OV_C – расход кислорода на деструкцию органических веществ, кг/сут;

OV_N – расход кислорода на нитрификацию, кг/сут.;

OV_D – снижение потребности в кислороде за счет окисления органических веществ при денитрификации, кг/сут.

1.1. Удельный расход кислорода на обработку сточной воды с целью деструкции органических веществ определяем по таблице 7.16 [4] с учетом температуры сточной воды 15°С и возраста ила 8,3 сут., тогда q_1=1,078 кг/кг $БПК_5$. Тогда расход на деструкцию органических веществ:

Репозиторий БрГТУ

$$OV_C = q_1 \cdot B_{сут} = 1{,}078 \cdot 4644{,}93 = 5007{,}23 \text{ кг / сут .},$$

где $B_{сут}$ – суточная нагрузка по $БПК_5$, кг/сут., определяется по формуле

$$B_{сут} = \frac{Q_{ср.сут} \cdot C_{БПК_5}}{1000} = \frac{28100 \cdot 165{,}3}{1000} = 4644{,}93 \text{ кг}БПК_5 \text{ / сут}$$

1.2. Расход кислорода на нитрификацию составит:

$$OV_N = Q_{ср.сут} \cdot \frac{4{,}3 \cdot \left(C_{NO_3\,D} - C_{NO_3\,en} + C_{NO_3\,ex}\right)}{1000} =$$

$$= 28100 \cdot \frac{4{,}3 \cdot (13{,}04 - 0{,}00 + 8)}{1000} = 2542{,}3 \text{ кг / сут .},$$

где $C_{NO_3\,D}$ – концентрация нитратного азота, подлежащего денитрификации, равна 13,04 мг/дм³;

$C_{NO_3\,en}$ – концентрация нитратного азота в сточных водах, поступающих на сооружения биологической очистки, $C_{NO_3\,en}$ = 0,00 мг/дм³;

$C_{NO_3\,ex}$ – концентрация нитратного азота в очищенных сточных водах, отводимых от сооружений биологической очистки (от вторичных отстойников), $C_{NO_3\,ex}$ = 8,0 мг/дм³.

1.3. Снижение потребности в кислороде за счет окисления органических веществ в аноксидных условиях при денитрификации определяем по формуле:

$$OV_D = Q_{ср.сут} \cdot \frac{2{,}9 \cdot C_{NO_3\,D}}{1000} = 28100 \cdot \frac{2{,}9 \cdot 13{,}04}{1000} = 1062{,}63 \text{ кг / сут .}$$

Потребность в кислороде при очистке сточной воды:

$$OV = 5007{,}23 + 2542{,}3 - 1062{,}63 = 6486{,}9 \text{ кг / сут .}$$

2. Максимальную часовую потребность в кислороде следует определять с учетом неравномерности его потребления в течение суток:

$$OV_h = \frac{k_C \cdot \left(OV_C - OV_D\right) + k_N \cdot OV_N}{24} =$$

$$= \frac{1{,}25 \cdot \left(5007{,}23 - 1062{,}63\right) + 2{,}5 \cdot 2542{,}3}{24} = 470{,}3 \text{ кг / ч},$$

где k_c – коэффициент часовой неравномерности потребления кислорода при обработке сточной воды с целью деструкции органических веществ, табл. 7.17 [4];

k_N – коэффициент часовой неравномерности потребления кислорода при нитрификации, табл. 7.17 [4].

3. Требуемая подача кислорода в технологические емкости с активным илом при непрерывной аэрации:

$$q_0 = \frac{C_T}{C_T - C_0} \cdot OV_h = \frac{10{,}04}{10{,}04 - 2} \cdot 470{,}3 = 587{,}3 \text{ кг / ч},$$

Репозиторий БрГТУ

где C_T – растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры и давления, принимется по приложению 3 данного пособия, C_T =10,04 мг/дм³;

C_0 – концентрация кислорода в иловой смеси в технологической емкости, следует принимать равной 2 мг/дм³.

4. Расход воздуха составит:

$$Q_{возд.3} = \frac{q_0 \cdot 1000}{Q_{исп} \cdot h_a} = \frac{587,3 \cdot 1000}{10 \cdot 4,3} = 13658,1 м^3 / ч,$$

где h_a – глубина погружения аэраторов, $h_a=h_в–0,3=4,6–0,3=4,3$ м;

$Q_{исп}$ – удельная подача кислорода на 1 м³ воздуха на 1 м погружения аэратора, гO_2/м³·м, принимается для мелкопузырчатой аэрации 10 гO_2/м³·м.

Предусматривается соответствующее размещение трубопроводов, воздуховодов и арматуры, обеспечивающих распределение возвратного ила из вторичных отстойников, а также отвод смеси сточных вод с активным илом во вторичные отстойники.

Подача воздуха в аэробные зоны осуществляется системой воздуховодов от воздуходувок, расположенных в производственном корпусе. В аэробных зонах предусмотрена установка пневмоаэраторов.

5.1.1.3. Вторичные горизонтальные отстойники

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

Вторичные отстойники всех типов после аэротенков надлежит рассчитывать по гидравлической нагрузке q_{ssa}, м³/(м²ч), с учетом концентрации активного ила в аэротенке a_i, г/л, его индекса J_i, см³/г, и концентрации ила в осветленной воде a_t, мг/л, по формуле:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot K_{ss} \cdot H_{set}^{0,8}}{\left(0,1 \cdot J_i \cdot a_i\right)^{0,5–0,01 a_t}}, м^3 / (м^2 \cdot ч),$$

где K_{ss} – коэффициент использования объема зоны отстаивания, принимаемый для горизонтальных отстойников равным 0,45 (п. 7.8.3. [4]).

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot 0,45 \cdot 2^{0,8}}{\left(0,1 \cdot 100 \cdot 3,5\right)^{0,5–0,01 \cdot 15}} = 1,02 м^3 / (м^2 \cdot ч).$$

Площадь одной секции, при общем количестве секций:

$$F = \frac{q_{max.ч}}{n \cdot q_{ssa}} = \frac{1886,6}{4 \cdot 1,02} = 462,4 м^2.$$

Принимаем к проектированию 4 горизонтальных отстойника с размерами в плане: длина L = 52 м, ширина B = 9 м, глубина H = 2 м.

Репозиторий БРГТУ

6. РАЗРАБОТКА ГЕНПЛАНА ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ

Генеральный план разрабатывается после того, как определены количество и размеры всех очистных сооружений, а также зданий, входящих в комплекс очистной станции [18].

Генплан должен быть увязан с ситуационным планом. Примеры оформления ситуационных планов приводятся в приложениях 9, 12.

Варианты генпланов к численному примеру №1 городской очистной станции производительностью 129300 м^3/сут. и к численному примеру №2 станции производительностью 26600 м^3/сут. приведены в приложениях 7, 10.

7. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОФИЛЕЙ ПО ХОДУ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ

Профиль составляется по наиболее неблагоприятному (длинному) направлению движения воды. При этом высотная схема расположения очистных сооружений должна быть составлена так, чтобы обеспечивалось, как правило, самотечное движение воды от одного сооружения к другому[18].

Гидравлический расчёт коммуникаций “по воде” очистных станций производительностью 129300 м^3/сут. и 26600 м^3/сут. приведен в табл.3.7 п.3.2, табл.4.7 п.4.2 соответственно.

Профиль “по воде” строят, начиная от приемной камеры и до оголовка выпуска в водоем.

Профили по ходу движения воды к численному примеру №1 (станция производительностью 129300 м^3/сут.) и к численному примеру №2 (станция производительностью 26600 м^3/сут.) приведены в приложениях 8, 11.

Репозиторий БНТУ

Приложение 1. Растворимость кислорода в чистой воде при давлении 0,1 МПа (табл.3.5 [6])

Температура, °С	5	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
C_T, мг/л	12,79	11,27	10,75	10,26	9,82	9,4	9,02	8,67	8,33	8,02	7,72

Приложение 2. Характеристика решеток

	Тип решетки (сита)*						
Параметр	МГ	РМН	RS-16	RS-35	РГД	РСФ-01	СЗС
Ширина решетки, мм	2100	2100	1200	1900	1200	1455	3000
Ширина фильтрующей части, мм	810	728; 810	850	1500	950	950	2560
Высота от дна, мм	4500	4500	3300	3500	2500	3252	3000
Длина, мм	2600	2660	1800	1800	1800	1480	6680
Высота выгрузки от пола, мм	900	900	450	450	1500	2070	800
Максимальная глубина канала, мм	3000	3000	1000	3000	1000	1000	4200
Ширина прозоров, мм	16; 12	10; 6	5	3	10	4	1,4
Толщина фильтрующих пластин, мм	10	10	3	3	10	3	
Масса, кг	4500	3750	900	4300	2100	2400	
Максимальный уровень жидкости перед решеткой, мм	2000	2000	600	2000	600	600	3000
Мощность электродвигателя, кВт	1,5	0,75	1,1	4,0	0,85	1,5	1,5

Технические характеристики некоторых марок решеток типа РММВ и МГ*

Марка	Пропускная способность, тыс. $м^3$/сут	Размеры канала перед решеткой		Площадь прохода решетки, $м^2$	Ширина решетки Вр, мм	Масса, кг
		В	Н			
РММВ-1000	26	1000	1000	0,3		1080
РММВ	17	600	800	0,2		610
МГ10Т	65	1000	2000	0,74	1580	1800
МГ6Т	165	2000	2000	1,9	2675	1951

* МГ – механические грабли,
РМН – решетки механизированные наклонные,
RS – решетка ступенчатая механическая фирмы "MEVA",
РДГ – решетка дуговая гидравлическая,
РСФ-01 – решетка ступенчатая механическая,
СЗС – плоское щелевое сито
РММВ – решетки механизированные вертикальные.

Репозиторий БрГТУ

Приложение 3. Решетки «Степ Скрин»

Модель	SSL 600	SSL 1000	SSL 1500	SSL 2000	SSL 2500	SSL 3000	SSL 3500	SSL 4900
A) Длина	11120	1365	2130	2500	2810	3180	3780	4430
B) Высота	1150	1400	2050	2420	2740	3100	3700	4350
C) Ширина	300-700	300-700	300-1700	300-1700	500-1700	500-700	500-1700	500-1700
Величина прозоров	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6	1*, 3, 6
Пропускная способность (л/сек) макс.H_1 (чистая вода) при ΔH=200 мм, эффективная ширина решетки (E) при прозоре в 3 мм	155	350	1200	1520	1985	2195 (2765)**	2410 (3300)**	2975 (4200)**
D) Высота сбросов	470	700	900	1270	1580	1950	2540	3220
E) Эффективная ширина решетки	165-565	165-565	165-1565	165-1565	365-1565	365-1565	365-1565	365-1565
F) Макс. Уровень воды перед решеткой (H_1)	350	650	800	1000	1270	1430 (S:1800)**	1570 (S:1800)**	1430 (S:1800)**

*) 1 мм по специальному заказу
**) для SSL 3000, SSL 3500, SSL 4900

Приложение 4. Данные к проектированию аэротенков

Основные параметры типовых аэротенков-смесителей (табл.3.6 [6])

Ширина коридора, м	Рабочая глубина аэротенка, м	Число коридоров	Рабочий объём секции, $м^3$	Длина секции, м	Номер типового проекта
3	1,2	2	170	24	902-2-94
			260	36	902-2-95/96
4	4,5	2	864	24	902-2-215/216
			1296	36	902-2-217/218
6	5	3	3780	42	902-2-268
			5400	60	902-2-269
			7560	83	902-2-211
9	5,2	4	21680	120	902-2-120/72
			28080	150	902-2-264

Репозиторий БрГТУ

Основные параметры типовых аэротенков-вытеснителей ((табл.3.7 [6])

Ширина коридора, м	Рабочая глубина аэротенка, м	Число коридоров	Рабочий объём одной секции, м^3, при длине, м							Номер типового проекта
			36-42	48-54	60-66	72-78	84-90	96-102	108-114	
4,5	3,2	2	1040-1213	1386-1559	1732					902-2-195
		3	1560-1820	2080-2340	2600					902-2-192
		4	2070-2416	2762-3108	3494-3800					902-2-178
	4,4	2	1420-1658	1896-2134	2372					902-2-195
		3	2140-2496	2852-3208	3564					902-2-193
		4	2860-3325	3800-4275	4750-5225					902-2-178
6	4,4	2		2530-2847	3154-3471	3788				902-2-196
		3		3800-4275	4750-5225	5700				902-2-192
		4		5700	5334-6968	7602-8230	6870			902-2-179
	5	2		2880-3240	3600-3960	4320	-			902-2-196
		3		4320-4860	5400-5940	6480	-			902-2-193
		4		6500	7220-7940	8666-9380	10100			902-2-179
9	4,4	2				6180	6655-7130	7505-7980	8455	902-2-197
		3				9270	9983-10696	11409-12122	12835	902-2-194
		4				-	13300-14250	15200-16150	17100-18050	902-2-180
	5	2				7020	7560-8100	8640-9180	9720	902-2-197
		3				10530	11340-12150	12960-13770	14580	902-2-194
		4				-	15120-16200	17280-18360	19440-20520	902-2-180

Репозиторий БрГТУ

Приложение 5. Типоразмеры лотков Паршаля

Пропускная способность	B	B^1	b	A	C	D	E	F	y	n	L
	мм			м							
1400-4200	300	300	230	1,35	0,55	0,78	1,325	0,90	0,149	0,280	5,85
4200-7000	450	450	230								
7000-32000	600	600	500	1,475	0,80	1,08	1,450	0,90	0,149	0,455	6,10
32000-80000	900	900	1000	1,73	1,30	1,68	1,70	0,90	0,149	0,70	6,50
80000-160000	1200	1200	1000								
160000-280000	1500	1500	1500	1,995	1,80	2,28	1,95	0,90	0,149	0,70	7,10

Расчётные данные лотков Паршаля

Расчётный расход, л/с		Наполнение в точке замера, м		Ширина горло-вины b, мм	n	Подводящий лоток				Отводящий лоток				
$q_{мак}$	$q_{мин}$	$H^A_{макс}$	$H^A_{мин}$			B, мм	H, м	v, м/с	i	$B^/$, мм	$H^/$, м	$v^/$, м/с	$i^/$	l
83,5	4,7	0,29	0,05	230	1,522	300	0,32	0,85	0,003	300	0,26	1,07	0,005	1,7
431,0	14,8	0,40	0,15	230	1,522	450	0,42	1,04	0,004	450	0,38	1,15	0,005	4,0
486,0	30,0	0,65	0,095	500	1,540	600	0,66	1,25	0,0025	600	0,60	1,34	0,003	7,4
1090,0	165,0	0,61	0,18	1000	1,572	900	0,63	1,88	0,004	900	0,59	2,08	0,003	7,4
2130,0	500,0	1,0	0,38	1000	1,572	1200	1,00	1,16	0,002	1200	0,80	2,14	0,005	8,9
3720,0	1160,0	1,0	0,47	1500	1,585	1500	1,15	2,25	0,003	1500	0,85	2,70	0,005	10,2

Репозиторий БрГТУ

Приложение 6. Справочные данные для расчёта
и проектирования сооружений по обработке осадка

а) к расчёту **метантенков**:

Типоразмеры метантенков

Проект	Диаметр, м	Полезный объём одного резервуара, $м^3$	Высота, м			Строительный объём, $м^3$	
			Верхнего конуса	Цилиндрической части	Нижнего конуса	Здания обслуживания	Киоска газовой сети
902-2-227	12,5	1000	1,9	6,5	2,15	652	100
902-2-228	15	1600	2,35	7,5	2,6	2035	112
902-2-229	17,5	2500	2,5	8,5	3,05	2094	136
902-2-230	20	4000	2,9	10,6	3,5	2520	174
Ново-Курьяновской станции аэрации	18	6000	3,15	18	3,5	2700	170
Люберецкой станции аэрации	22,4	8000	4,45	16,3	3,7	2000	170

Параметры мокрых газгольдеров (табл.5.28 [9])

Вместимость газгольдера, м3	Внутренний диаметр, мм		Высота, мм			Подъём купола
	резервуара	колокола	газгольдера	резервуара	колокола	
100	7400	66000	6210	3450	3240	443
300	9300	8500	11150	5920	5710	745
600	11480	10680	14030	7930	7140	708
1000	14500	13700	14030	7390	7140	1178
3000	21050	20250	18850	9800	9550	1337
6000	26900	26100	22600	11750	11450	2248

б) к расчёту **вакуум-фильтров и фильтр-прессов:**

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	БсхОУ-5-1,75	БсхОУ-10-2,6	БсхОУ-40-3,4
Площадь поверхности фильтрования, $м^2$	5	10	20	40	40	5	10	40
Диаметр барабана, мм	1762	2612	2612	3000	3000	1750	2600	3400
Длина барабана, мм	960	1350	2702	4400	4400	1000	1330	3800

Репозиторий БрГТУ

Репозиторий БрГТУ

Приложение 7. Генплан ОС (пример №1)

Репозиторий БрГТУ

Приложение 8. Профиль по воде (пример №1)

Репозиторий БрГТУ

Приложение 9. Ситуационный план (пример №1)

Репозиторий БрГТУ

Приложение 10. Генплан ОС (пример №2)

Репозиторий БрГТУ

Приложение 11. Профиль по ходу движения воды (пример №2)

Репозиторий БрГТУ

Приложение 12. Ситуационный план (пример №2)

Репозиторий БрГТУ

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Порядок установления нормативов допустимых сбросов химических и иных веществ в составе сточных вод: ТКП 17.06-08-2012 (02120) / Министерство природных ресурсов и охраны окружающей среды РБ. – Минск, 2013.

2. Гигиенические требования к охране поверхностных вод от загрязнений: Санитарные правила и нормы 2.1.2.12-33-2005 / Утвержденные Постановлением Главного государственного санитарного врача Республики Беларусь от 28 ноября 2005 г. – №198.

3. Об установлении нормативов качества воды поверхностных водных объектов: Постановление Министерства природных ресурсов и охраны окружающей среды Республики Беларусь от 30 марта 2015 г. № 13.

4. Очистные сооружения сточных вод. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-4.01-202-2010 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2010.

5. Очистные сооружения сточных вод. Правила проектирования: ТКП 45-4.01-262-2012 (02250) / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2012.

6. Ласков, Ю.М. Примеры расчетов канализационных очистных сооружений: учебное пособие для вузов / Ю.М. Ласков, Ю.В. Воронов, В.И. Калицун. – М.: Стройиздат, 1987. – 256 с.

7. Лапицкая, М.П. Очистка сточных вод (примеры расчётов) / М.П. Лапицкая. – Мн.: Вышэйшая школа, 1983. – 255 с.

8. Лукиных, А.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского: Справочное пособие / А.А. Лукиных, Н.А. Лукиных. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1987. – 152.

9. Шевелев, Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб / Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. – М.: Стройиздат, 1984. – 112 с.

10. Яковлев, С.В. Канализация / С.В. Яковлев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1975. – 632 с.

11. Яковлев, С.В. Водоотведение и очистка сточных вод / С.В. Яковлев, Ю.В. Воронов. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2002. – 703 с.

12. Москвитин, А.С. Оборудование водопроводно-канализационных сооружений. – М.: Стройиздат, 1979.

13. Канализация населенных мест и промышленных предприятий: Справочник проектировщика / Под ред. В.Н. Самохина. – Изд. 2-е. – М.: Стройиздат, 1981. – 639 с.

14. Системы дождевой канализации. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-4.01-57-2012 (02250) / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2012.

15. Системы наружной канализации. Сети и сооружения на них Строительные нормы и правила: ТКП 45–4.01-56–2012 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2012.

16. Строительные нормы и правила. Канализация. Наружные сети и сооружения: СНиП 2.04.03-85. – М.: ЦИТП, 1986. – 72 с.

17. Алексеев, В.И. Проектирование сооружений переработки и утилизации осадков сточных вод с использованием элементов компьютерных информационных технологий / В.И. Алексеев, Т.Е. Винокурова [и др.]. – М.: Изд-во АСЕ, 2003. – 173.

18. Белов, С.Г. Методические указания к выполнению курсового проекта и практических занятий по дисциплине “Технология очистки сточных вод” для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / С.Г. Белов, Т.И. Акулич, С.В. Андреюк. – Брест: БрГТУ, 2017.

Репозиторий БрГТУ

Учебное издание

Составители:
Белов Сергей Григорьевич
Акулич Татьяна Ивановна
Андреюк Светлана Васильевна

ГОРОДСКАЯ ОЧИСТНАЯ СТАНЦИЯ

пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине
«**Технология очистки сточных вод**»
для студентов специальности
1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение
и охрана водных ресурсов»

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

Подписано в печать 10.04.2018 г. Формат 60x84 $^{1}/_{16}$. Бумага «Performer».
Гарнитура «Arial». Усл. печ. л. 6,27. Уч. изд. л. 6,75. Заказ № 521. Тираж 25 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Репозиторий БрГТУ