

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**  
**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**  
**ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА имени А. Н. БЕКЕТОВА**

***МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ***

к выполнению курсового проекта  
по дисциплине

**РЕКОНСТРУКЦИЯ И ИНТЕНСИФИКАЦИЯ РАБОТЫ  
ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ  
ВОДОПРОВОДНО-КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СИСТЕМ**

*(для студентов дневной и заочной форм обучения специальности  
7.06010302 – Рациональное использование и охрана водных ресурсов)*

Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине  
"Реконструкция и интенсификация работы очистных сооружений  
водопроводно-канализационных систем" (для студентов дневной и заочной  
форм обучения специальности 7.06010302 – Рациональное использование и  
охрана водных ресурсов) / Харьков. нац. ун-т город. хоз-ва им. А. Н. Бекетова;  
сост.: Г. И. Благодарная, Е. П. Смилка. – Харьков : ХНУГХ, 2015. – 83 с.

Составители :      Г. И. Благодарная  
                          Е. П. Смилка

Рецензент : канд. техн. наук, доц. Е. Б. Сорокина

Рекомендовано кафедрой водоснабжения, водоотведения и очистки вод,  
протокол №1 от 28.09.2014 г.

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ, СТРУКТУРА И ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА.....	6
ЗАДАЧИ ИНТЕНСИФИКАЦИИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДОПРОВОДА.....	6
МЕТОДЫ ИНТЕНСИФИКАЦИИ ПРИ ОСВЕТЛЕНИИ И ОБЕСЦВЕЧИВАНИИ.....	7
1    Реагентное хозяйство.....	8
2    Входные устройства.....	9
3    Осветлители со взвешенным осадком.....	10
4    Камеры хлопьеобразования.....	10
5    Горизонтальные отстойники.....	11
6    Скорые фильтры.....	11
6.1    Фильтрование в направлении уменьшающейся крупности зерен...	11
6.2    Оптимизация состава загрузки.....	12
6.3    Использование загрузок с улучшенными фильтрационными свойствами.....	12
6.4    Реагентная обработка фильтруемой воды.....	12
6.5    Интенсификация регенерации загрузки.....	13
6.6    Совершенствование конструкций дренажа.....	13
6.7    Совершенствование систем отвода промывной воды.....	13
ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ ОЧИСТКИ ВОДЫ ОТ ОРГАНИЧЕСКИХ И МИНЕРАЛЬНЫХ ЗАГРЯЗНЕНИЙ.....	14
ПРИМЕР 1. ИНТЕНСИФИКАЦИЯ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ С ГОРИЗОНТАЛЬНЫМИ ОТСТОЙНИКАМИ.....	16
1.1    ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.....	16
1.2    ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ.....	17
1.3    РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ.....	17
1.3.1    Реагентное хозяйство.....	17
1.3.2    Вихревые смесители.....	19
1.3.3    Камеры хлопьеобразования.....	22

1.3.4 Горизонтальные отстойники.....	25
1.3.5 Скорые фильтры.....	27
1.3.6 Резервуары чистой воды.....	32
1.3.7 Высотная схема.....	33
<b>ЛИТЕРАТУРА.....</b>	<b>39</b>
<b>ЗАДАЧИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ИНТЕНСИФИКАЦИИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ.....</b>	<b>41</b>
<b>МЕТОДЫ ИНТЕНСИФИКАЦИИ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СИСТЕМ.....</b>	<b>41</b>
<b>ПРИМЕР 2 ИНТЕНСИФИКАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ СТАНЦИИ ПОЛНОЙ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД.....</b>	<b>48</b>
2.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.....	48
2.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ СТОЧНЫХ ВОД.....	49
2.3 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ МЕХАНИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ .....	49
2.3.1 Песколовки.....	49
2.3.2 Первичные горизонтальные отстойники.....	52
2.4 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ.....	55
2.4.1 Аэротенки-вытеснители с регенераторами.....	55
2.4.2 Расчет зон нитриденитрификации аэротенков.....	58
2.4.2.1 Нитрификатор.....	59
2.4.2.2 Денитрификатор.....	61
2.4.3 Аэрационная система аэротенков.....	63
2.4.4 Вторичные горизонтальные отстойники.....	66
2.5 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДООЧИСТКИ.....	67
2.5.1 Песчаные фильтры.....	68
2.6 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ОБЕЗЗАРАЖИВАНИЯ.....	70
2.6.1 Хлораторная.....	70
2.6.2 Ультрафильтрационная установка.....	72
2.7 ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД.....	73
<b>ЛИТЕРАТУРА.....</b>	<b>74</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ.....</b>	<b>75</b>

## **ВВЕДЕНИЕ**

Целью изучения дисциплины «Реконструкция и интенсификация работы очистных сооружений водопроводно-канализационных систем» является рассмотрение путей решения проблем очистки природных и сточных вод действующих сооружений и интенсификации их работы с использованием более производительных процессов или оптимальных технологических режимов, используя ресурсосберегающие технологии.

Методические указания предназначены для закрепления теоретического материала по курсу «Реконструкция и интенсификация работы очистных сооружений водопроводно-канализационных систем», развития у студентов умения анализировать работу действующих сооружений и применять новые технические решения в области подготовки воды.

Методические указания могут быть применены студентами для самостоятельной работы над курсовым проектом и при выполнении дипломного проекта, а также могут быть полезны специалистам, работающим в области проектирования водоочистных станций.

Очень важную практическую задачу представляет собой увеличение или уменьшение производительности уже действующих очистных станций. Ее можно решать двумя принципиально различными способами. Первый заключается в наращивании производства на существующей технологической базе, т.е. в строительстве дополнительных технологических единиц очистных сооружений, аналогичных действующим. Использование данного способа приводит к значительному повышению капитальных затрат, не обеспечивая пропорционального увеличения производительности труда. Учитывая также особенности водопроводно-канализационных сооружений, указанные выше, предпочтительнее применять второй способ – более эффективное использование действующих производственных мощностей. При этом увеличение производительности водопроводно-канализационной очистной станции предусматривается за счет реконструкции действующих сооружений и интенсификации их работы с использованием более производительных процессов или оптимальных технологических режимов.

Необходимость реконструкции и расширения очистных сооружений возникает при несоответствии получаемого эффекта очистки природных и сточных вод требуемого при сбросе их в естественные водоемы или использовании в хозяйствственно-питьевых целях.

Окончательное решение о способе и методах реконструкции существующих очистных сооружений водопроводно-канализационных сооружений принимается на базе технико-экономического сравнения вариантов реконструкции.

При составлении указаний использованы разработки ведущих проектных и исследовательских организаций, а также результаты НИР, выполненных на кафедре водоснабжения ОГАСА, ХНУГХ им. А. Н. Бекетова.

## **ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ, СТРУКТУРА И ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА**

Исходные данные студенты выбирают согласно варианту по журналу преподавателя.

Курсовой проект (КП) состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части. При выполнении КП графическая часть выполняется в меньшем объеме и масштабе по указаниям преподавателя.

Структура КП должна включать: титульный лист; элементы основной части КП (последовательно приведенные наименования всех разделов, подразделов, пунктов и подпунктов); список литературы; приложения.

Студенты выполняют все необходимые расчеты согласно индивидуальному заданию, приводят необходимые черчения на миллиметровой бумаге или листе формата А1, титульный лист оформляется по стандартным требованиям и должно соответствовать принятым нормам и требованиям ЕСКД.

## **ЗАДАЧИ ИНТЕНСИФИКАЦИИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДОПРОВОДА**

Ухудшение качества воды в источниках, повышение требований к качеству питьевой воды [1], а также необходимость уменьшения капиталовложений повысили интерес к вопросам интенсификации водопроводных систем, в том числе и водоочистных сооружений.

К задачам интенсификации очистных станций можно отнести не только увеличение производительности, но и улучшение качества очищенной воды, а также повышение эффективности эксплуатации [3, 4], экономию ресурсов (электроэнергии, реагентов и т.п.).

Увеличение производительности водоочистных станций можно осуществлять с дополнительным строительством, либо без него. Улучшение качества очищенной воды возможно путем изменения технологии и режима работы сооружений без изменения их конструкции, либо с реконструкцией сооружений станции.

При повышении экономической эффективности рассматривают вопросы экономии реагентов, электроэнергии, оптимизации работы основных сооружений, уменьшение численности обслуживающего персонала при сохранении производительности либо одновременном увеличении мощности станции.

## **МЕТОДЫ ИНТЕНСИФИКАЦИИ ПРИ ОСВЕТЛЕНИИ И ОБЕСЦВЕЧИВАНИИ**

*Выбор способа интенсификации очистных сооружений можно вести в следующем порядке:*

1. Тщательно изучают *конструкцию и технологию работы существующей станции*. При этом определяют виды и дозы используемых реагентов; фактические скорости движения воды в сооружениях; коэффициенты объемного использования камер хлопьеобразования, осветителей, отстойников; гранулометрический состав загрузки скрых фильтров; интенсивность промывки, характеристики промывных насосов или башни для промывки; высотное расположение сооружений (перепады уровней воды в соседних сооружениях) [44, 5, 6, 7].

Перечисленные работы выполняют путем обследования действующих очистных сооружений, а также на основе проектной и исполнительной документации.

2. Намечают *возможные изменения в технологии обработки воды и реконструкцию сооружений без дополнительного строительства*.

3. Выполняют *проверочный расчет сооружений*, используя рекомендации [7, 8-11].

Цель поверочного расчета – определить возможную пропускную способность сооружений с учетом их фактических характеристик и намечаемых мероприятий по п.2. При этом находят производительность сооружения, зная его площадь и задав возможную скорость движения воды по рекомендациям [8, 9], либо по данным технологических исследований работы сооружений в аналогичных условиях. Затем проверяют системы сбора и распределения воды и отвода осадка, рассчитывая потери напора в них и сравнивая полученные значения с допустимыми по высотной схеме [8-11]. Рассчитывают объемы осадка, задерживаемого в отстойниках, осветителях и вычисляют периодичность его сброса [8]. При реконструкции скрых фильтров или контактных осветителей уточняют отметки расположения промывных желобов и их строительную высоту. В случае изменения способа промывки производят расчет дренажа и схемы подачи промывной воды.

Проверяют возможность приема образовавшихся сбросных вод и осадка сооружениями повторного использования промывной воды и обработки осадка [12].

4. Анализируют результаты поверочного расчета, выделяя "узкие" места, т.е. сооружения или узлы станции с минимальной пропускной способностью.

Опыт эксплуатации и проектирования водоочистных станций показывает, что наиболее часто "узким" местом являются скрые фильтры. Поэтому рекомендуется выбор путей интенсификации начинать именно с этого сооружения. Это позволит определить возможную производительность всей станции, на которую и следует вести поверочный расчет остальных сооружений.

5. Если производительность станции, получаемая после интенсификации существующих сооружений без дополнительного строительства, оказывается недостаточной, то предусматривают строительство новых блоков (отстойников, фильтров и т.п.). При этом следует проанализировать возможные технологические схемы, произвести расчет сооружений по этим схемам и, выбрав наиболее предпочтительные (минимум капиталовложений и себестоимости, т.е. максимум чистого дохода), провести по ним технологические изыскания [6, 17] на существующей станции.

6. Выполняют расчет достраиваемых сооружений, используя результаты технологических исследований.

7. Проверяют высотную схему (см. пример).

При разработке проекта интенсификации необходимо учитывать, что сооружения в период строительства должны работать с расчетной производительностью, а перерывы в подаче воды не могут быть длительными [8]. Это обстоятельство может повлиять на выбор способа интенсификации и обязательно учитывается в проекте производства работ.

Приступая к решению задач интенсификации, следует изучить имеющийся опыт работы передовых водоочистных станций в стране и за рубежом, материалы ведущих и исследовательских проектных организаций, составить обзоры технической и патентной литературы по интересующим темам.

Ниже приводится краткий перечень возможных способов интенсификации водоочистных сооружений.

Наиболее широко распространены станции осветления и обесцвечивания воды. Для них в настоящее время можно рекомендовать следующие мероприятия.

**1 Реагентное хозяйство.** Совершенствование схем хранения и приготовления растворов реагентов, изменение видов и мест ввода, оптимизация дозы и режима коагулирования.

Лучшей схемой считают сухо-мокрое либо мокрое хранение реагентов с использованием воздуха при приготовлении растворов [4, 13].

*Правильный выбор вида реагента* позволяет улучшить качество очищенной воды, увеличить производительность сооружений, снизить расходы реагентов, уменьшить объемы сооружений по обработке осадка (вследствие увеличения его плотности). При обработке маломутных цветных вод с низкой температурой железные коагулянты предпочтительнее широкого используемого сернокислого алюминия. Хорошие результаты дает применение смешанного реагента [4, 13, 14]. В настоящее время находят применение основные соли алюминия: оксихлорид алюминия (ОХА), гидроксилхлорид алюминия (ГХА), гидроксилхлоридсульфата (ГХСА) и др. Эти реагенты требуют меньших доз, не изменяют pH обрабатываемой воды, хорошо работают при низких температурах, обладают дезинфицирующим эффектом, образуют меньший объем осадка, который легче обезвоживается. Их использование позволяет снизить стоимость обработки воды.

При наличии органических, гуминовых веществ рекомендуют перед коагулянтами вводить в воду *окислители* [14-16].

Применение *извести* (щелочных реагентов) позволяет улучшить процесс коагуляции при недостаточной щелочности исходной воды [8], присутствии в воде фосфатов [14].

При использовании *флокулянтов* [15] возможно увеличение скорости воды в осветлителях и отстойниках, возрастает также время защитного действия загрузки фильтров. В последние годы рекомендуют применять катионные полиэлектролиты [14, 15], которые позволяют в ряде случаев отказаться от других коагулянтов.

Место ввода реагентов оказывает влияние на процесс коагуляции и работу последующих сооружений [8]. При невозможности обеспечения необходимых во времени разрывов между вводом реагентов, следует предусматривать контактную камеру [8] (новое строительство или реконструкция существующих сооружений).

*Выбор дозы и режима коагуляции* производят путем пробной обработки воды в лаборатории станции. Интенсификация процессов осветления и обесцвечивания может быть достигнута переходом от непрерывного коагулирования к дробному, прерывистому, концентрированному или фракционному [4, 6]. При *дробном* коагулировании все потребное количество реагента вводят частями в нескольких точках по технологической линии. *Прерывистое* коагулирование осуществляют подачей реагента то в оптимальной, то в дефицитной дозе, или путем прекращения подачи. Время чередования определяют опытным путем. При *контактной* коагуляции (осветлитель со взвешенным осадком, фильтры) время подачи и перерыв могут составлять 20-40 мин., при *объемной коагуляции* (отстойники) – 5-10 мин. На станциях с контактными осветлителями при этом можно сократить расход промывной воды на 15-20%. При прерывистом коагулировании достигается экономия коагулянта в 20-45% [6]. При концентрированном коагулировании полная расчетная доза коагулянта вводится в 25-50% общего расхода воды, а затем этот поток смешивается с необработанной водой.

При фракционном коагулировании ввод расчетного количества коагулянта вводится порциями:  $\frac{3}{4}$  расчетной дозы – предварительно, а  $\frac{1}{4}$  – через 2-3 мин. По этой схеме применяют смешанные реагенты (например, железные и алюминиевые соли).

**2 Входные устройства:** перфорированные распределители реагентов, механические смесители, аэрирование, контактные камеры.

Процессы коагуляции и хлопьеобразования сегодня рассматривают не только как средство осветления и обесцвечивания воды, но и *извлечения растворенных веществ, выделения металлов, нефтепродуктов, улучшения обеззараживания*. По мнению специалистов фирмы «Дегремон» [16] это оказывается возможным путем перевода загрязнений в форму достаточно крупных и плотных хлопьев (флокул), которые обладали бы способностью адсорбировать растворенные соединения (органические макромолекулы и др.). Поэтому режиму смешения раствора коагулянта и воды и последующему хлопьеобразованию уделяется особое внимание.

Установка перфорированных распределителей [9] способствует быстрому

и равномерному смешению введенного реагента с обрабатываемой водой. Распределители монтируют в трубе перед смесителем, непосредственно в смесителе и в лотке контактной камеры. В схемах прямого фильтрования (с контактными осветлителями либо со скрымыми фильтрами) после перфорированного распределителя можно не устраивать смесители. Это позволяет в случае необходимости при реконструкции использовать последние в качестве контактных камер.

*Аэрирование* воды в смесителе способствует удалению углекислоты из сферы образования микрохлопьев, улучшает гидравлическое перемешивание реагента с водой, повышает pH, в результате уменьшается доза коагулянта [9]. Аэратор устанавливают после устройства ввода реагента (см. пример).

Механические смесители позволяют обеспечить плавное изменение скорости перемешивания, т.е. управлять процессом хлопьеобразования в зависимости от качества исходной воды [44, 13].

**3 Осветлители со взвешенным осадком.** Совершенствование систем распределения и сбора воды, рециркуляция осадка или введение суспензии (песок, глина), установка тонкослойных модулей.

*Системы распределения и сбора воды* должны обеспечивать равномерность подачи и сбора, в противном случае, снижается коэффициент объемного использования, нарушается структура взвешенного слоя и снижается эффект очистки. В осветлителе возникают активные (через них идет движение основного потока воды) и застойные зоны. Коэффициентом объемного использования называют отношение активного объема к полному. На действующих сооружениях его замеряют, определяя методом трассера (в качестве которого используется поваренная соль) время пребывания воды в осветлителе [5, 17]. Улучшить распределение воды можно установкой отражателей над подающим трубопроводом либо устройством контактной плавающей загрузки [3, 4].

*Установка тонкослойных модулей* (ТМ) в зоне осветленной воды позволяет в несколько раз увеличить производительность при сохранении необходимого эффекта осветления [9]. НИИ КВОВ рекомендует устанавливать ТМ также в зонах хлопьеобразования и осаждения [18]. Нижний ярус ТМ, расположенный ниже осадкоприемных окон осветлителя, создает более благоприятные условия для хлопьеобразования. Улучшается стабильность работы взвешенного фильтра, увеличивается коэффициент объемного использования, однако, повышается гидравлическое сопротивление до 3-5 см. ТМ в зоне осаждения способствуют образованию осадка с меньшей влажностью, что снижает нагрузку на сооружения по обработке осадка.

При обработке маломутных цветных вод осветлитель работает неустойчиво, поскольку образуются рыхлые легкие хлопья. В этом случае целесообразно использовать рециркуляцию осадка. Возможны две схемы: установка рециркуляторов в рабочих коридорах [19], либо монтаж низконапорных рециркуляторов на распределительном трубопроводе и установка тонкослойных модулей в зоне хлопьеобразования [18].

В зарубежных конструкциях в подающую камеру вводят микропесок либо глинистую суспензию, что способствует образованию плотных тяжелых хлопьев и повышает устойчивость взвешенного фильтра [13].

При анализе работы осветителей следует обращать внимание на предотвращение попадания в них воздуха, который нарушает структуру взвешенного осадка.

**4 Камеры хлопьеобразования.** Совершенствование систем распределения и сбора воды (см. п.3), устройство камер с контактной средой или с рециркуляторами. *Камеры с контактной средой* работают по принципу контактной коагуляции, где в качестве контактной среды используют плавающий материал типа пенопласта [9]. *Механические камеры* позволяют обеспечить оптимальные скорости потока для процесса хлопьеобразования.

**5 Горизонтальные отстойники.** Совершенствование систем распределения и сбора воды, удаления осадка; установка ТМ.

Установка ТМ в зоне осветления [9] способствует повышению эффекта осветления с одновременным возрастанием производительности. При этом следует иметь в виду, что система рассредоточенного сбора должна устраиваться по всей площади отстойника.

Гидравлическое удаление осадка в ряде случаев оказывается неэффективным. Возможен переход на системы с донными клапанами [4], гидросмывом [9] либо на установку скребковых механизмов. Скребки позволяют уменьшить периодичность сброса, что увеличивает плотность осадка и снижает нагрузку на сооружения по его обработке, однако, конструкция отстойника при этом существенно усложняется.

## **6 Скорые фильтры**

### **6.1 Фильтрование в направлении уменьшающейся крупности зерен.**

Этот способ реализуется в контактных осветителях (фильтрах с восходящим потоком воды), в которых после промывки в результате гидравлической сортировки внизу находятся крупные зерна, а вверху - мелкие. В результате достигается более полное использование грязеемкости загрузки, снижается темп прироста потерь напора, удлиняется фильтроцикл. Однако, фильтры с восходящим потоком обладают недостатками, важнейшим из которых является ограниченная скорость фильтрования, что приводит к необходимости увеличения площади фильтров и, следовательно, их стоимости.

Принцип фильтрования в направлении убывающей крупности зерен реализован в фильтрах с нисходящим потоком путем применения многослойных загрузок, состоящих из загрузок разной плотности и крупности: вверху расположены слои из более крупных, но легких частиц, а внизу – мелких и тяжелых. Например, вверху антрацит или керамзит, а внизу кварцевый песок. Двухслойные загрузки имеют достаточно широкое распространение, значительно реже применяют загрузки трех- и многослойные.

К недостаткам многослойных загрузок относится необходимость тщательного подбора крупности зерен, трудоемкость работ по их фракционированию и дефицит фильтрующих материалов.

**6.2 Оптимизация состава загрузки.** Здесь повышение эффективности работы фильтров достигается в результате подбора гранулометрического состава загрузки, высоты слоев (в том числе многослойных загрузок), при которых обеспечивается оптимальное соотношение между продолжительностью защитного действия загрузки и времени достижения предельных потерь напора. Правильный подбор состава загрузки позволяет увеличить грязеемкость фильтра и продолжительность фильтроцикла. Оптимизация загрузки затруднена из-за того, что состав исходной воды претерпевает сезонные изменения, а во многих случаях происходит и постоянное, из года в год, изменение качества воды в источнике. Поэтому подобрать загрузку, которая была бы оптимальной во все периоды года, практически невозможно. Существенно затруднена реализация оптимального состава загрузки из-за дефицита фильтрующих материалов.

**6.3 Использование загрузок с улучшенными фильтрационными свойствами.** Поиски новых материалов вызваны дефицитом традиционного фильтрующего материала – кварцевого песка. В результате исследований последних лет созданы и детально изучены новые загрузки - керамзит, горелые породы, аглопорит, шунгизит, клиноптилолит и т.п. Перечисленные материалы имеют большую удельную поверхность и пористость, и поэтому по технологическим показателям (грязеемкость, время защитного действия и достижения предельных потерь напора) заметно превышают кварцевый песок [20].

К этому же направлению относится и фильтрование через материалы со специальным образом обработанной поверхностью зерен ("модифицированной"), в результате чего уменьшается ее дзета – потенциал и улучшаются адгезионные свойства. В последнее время появились сообщения об успешном использовании искусственных материалов, обладающих сорбционными свойствами и поэтому используемых без применения реагентов.

**6.4 Реагентная обработка фильтруемой воды.** При введении в сырую воду перед фильтром коагулянтов, флокулянтов и катионных полиэлектролитов интенсифицируются процессы коагулирования, улучшаются адгезионные свойства поверхности зерен, в результате чего повышается качество фильтрата и растет время защитного действия загрузки. Одновременно, правда, возрастает темп прироста потерь напора и сокращается время достижения предельных потерь напора. На эффективность этого способа заметное влияние оказывают как дозы реагентов, так и время их контакта с водой перед входом в зернистую загрузку. Внедрение этого способа сдерживается высокой стоимостью реагентов и необходимостью точного дозирования.

**6.5 Интенсификация регенерации загрузки.** Наиболее распространенный способ промывки – водяная – обладает рядом недостатков: большой расход промывной воды, низкая эффективность при большой грязевой нагрузке и очистке некоторых вод (умягчение, доочистка сточных вод и т.п.).

Из интенсивных способов промывки наиболее перспективны водовоздушная и чередующаяся. Водовоздушная промывка обеспечивает высокий эффект отмычки при низком расходе промывной воды. При чередующейся промывке снижается гидравлическая сортировка загрузки и повышается эффективность очистки зерен. В результате растет грязеемкость и появляется возможность повышения скорости фильтрования (на 1–1,5 м/ч) [21].

**6.6 Совершенствование конструкций дренажа.** Безгравийные дренажи (колпачковые, щелевые, пористые) повышают надежность работы фильтров, позволяют улучшить промывку, увеличить высоту фильтрующей загрузки и повысить скорость фильтрования.

**6.7 Совершенствование систем отвода промывной воды.** Установка на промывных желобах защитных козырьков [3] позволяет уменьшить унос загрузки. Применение систем низкого отвода [3, 4, 13] улучшает качество промывки и сокращает расход промывной воды. При устройстве системы отвода из пористого полимербетона (см. пример) расширяется область применения водовоздушной промывки, сокращается расход промывной воды при одновременном повышении надежности и эффективности отмычки.

## ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ ОЧИСТКИ ВОДЫ ОТ ОРГАНИЧЕСКИХ И МИНЕРАЛЬНЫХ ЗАГРЯЗНЕНИЙ

В последние годы вода во многих источниках подвержена загрязнению, связанному со сбросом промышленных сточных вод, использованию в сельском хозяйстве химических удобрений, развитию биологических процессов в водоемах, вызванных регулированием рек. Это привело к проблемам в области подготовки питьевых вод – необходима очистка их от синтетических поверхностно-активных веществ (ПАВ), пестицидов, хлорорганики, токсичных металлов, устранение запахов и привкусов.

Для удаления из воды органических загрязнений рекомендуются следующие способы обработки воды [22-27]: *окисление, сорбция, окислительно-сорбционные методы, биологическая очистка [4], мембранные технологии [28]*.

Большинство исследователей, занимающихся этой проблемой, отмечают, что, прежде всего, необходимо наладить оптимальную работу станций осветления и обесцвечивания. Поскольку при реагентной обработке воды в сооружениях осветления и обесцвечивания частично удаляются и ПАВ, пестициды, токсичные металлы. Кроме того, удаление их из осветленной воды значительно уменьшает нагрузку и повышает эффект работы последующих сооружений, в которых происходят окислительно-сорбционные процессы.

Поэтому рекомендуется, в первую очередь, провести технологические изыскания по возможности удаления химических и минеральных загрязнений на сооружениях по осветлению и обесцвечиванию воды. Оценив барьерную функцию действующих сооружений (их способность не пропускать в питьевую воду названные вещества), приступают к выбору дополнительных способов обработки воды.

В качестве окислителей используют хлор, хлор с аммиаком, озон, перманганат калия, перекись водорода с ультрафиолетовым облучением.

Выбору *окислителей* предшествует тщательное изучение вида загрязнений, их состава и происхождения. Так, пестициды различают хлор- или фосфороганические, серосодержащие и т.п. Действие окислителей различно и определяется химической природой загрязнений, окислительным потенциалом реагентов и специфическими особенностями реакций, протекающих в водных растворах. Выбор окислителей следует производить пробной обработкой воды в конкретных условиях, при этом необходимо изучать ряд окислителей. Технологические схемы использования окислителей приведены в [22-25].

**Сорбция** предпочтительнее окисления, поскольку в этом случае загрязнения удаляются из воды, (а не трансформируются в другие формы, как при окислении) и не образуются токсичные вещества. Наиболее употребительным сорбентом является активированный уголь, применяемый в виде порошка (ПАУ) и гранулированной загрузки (ГАУ).

При использовании ПАУ его вводят в смеситель, перед осветителями со слоем взвешенного осадка либо перед фильтрами. Рекомендации по выбору дозы и места ввода ПАУ даны в [8]. Эффективность очистки воды при использовании ПАУ выше, чем ГАУ, кроме того, он применяется лишь в периоды ухудшения качества воды в источнике; здесь не нужны большие

капиталовложения. Однако недостатком этого метода являются большие потребные дозы порошкообразного угля, его дефицитность и высокая стоимость.

ГАУ служит загрузкой скорых фильтров. При этом различают фильтры осветлительно-сорбционные либо только сорбционные [3, 13, 22-27]. Рекомендации по расчету таких фильтров даны в [8]. Проблемой в эксплуатации сорбционных фильтров является регенерация сорбента. Применяют химическую и термическую регенерацию. При химической регенерации необходимо решать вопросы обработки сбросных вод, кроме того, она не обеспечивает высокой эффективности. Для термической регенерации путем обжига ГАУ нужны специальные установки. Устраивают местные (на станции) и базовые (для нескольких станций) заводы по регенерации ГАУ.

Перспективным считаются *окислительно-сорбционные методы*, т.е. совместное использование окислителей и сорбентов. Наиболее изученной схемой является *озонирование* с последующей обработкой на сорбционных фильтрах и обеззараживанием хлором.

В последние годы в хозяйственно-питьевом водоснабжении активно развивается *мембранные технологии*, обеспечивающая более высокие качественные характеристики очистки воды [28]. Мембранные фильтрование основано на принципе физического барьера, через который подлежащая обработке вода проходит под определенным давлением. В качестве такого барьера используют *ультрафильтрационные мембранные*, имеющие размер пор 0,01 – 0,02 мкм. Аппараты мембранных фильтрования выпускаются различными фирмами (Дегремон, Зенон и др.) в виде блоков, включающих предварительную обработку воды и мембранных модулей. Последние могут быть смонтированы и на действующих сооружениях.

Внедрение *окислительно-сорбционной схемы очистки* на коммунальных водопроводах, переход на мембранные технологии требуют больших капиталовложений, что увеличивает стоимость питьевой воды. Поэтому целесообразно рассматривать вопросы проектирования малых установок по доочистке воды городских систем используемой только для приготовления пищи и питья. Это позволит обеспечить население безопасной питьевой водой при существенно меньших затратах.

# ПРИМЕР 1 ИНТЕНСИФИКАЦИЯ ОЧИСТНОЙ СТАНЦИИ С ГОРИЗОНТАЛЬНИМИ ОТСТОЙНИКАМИ

## 1.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Вода поступает на водопроводную очистную станцию из поверхностного источника со следующими основными характеристиками:

- мутность максимальная – 750 мг/дм<sup>3</sup>,
- средняя – 50 мг/дм<sup>3</sup>,
- цветность – до 30 град.,
- минимальная щелочность – 2,1 ммоль/дм<sup>3</sup>,

Продолжительность паводка – 12 дней.

Полезная производительность существующей очистной станции – 52000 м<sup>3</sup>/сут. Очистка воды производится по двухступенчатой реагентной схеме: *горизонтальные отстойники – скорые фильтры (ГО-СФ)*.

Сырая вода подается в два вихревых смесителя пирамидальной конструкции. Смеситель квадратный в плане размером в осях 3,7×3,7 м (поверху) и 0,7×0,7 м (понизу), высотой соответственно 1,75 и 3,2 м. Объем смесителя составляет 40,9 м<sup>3</sup>. Перед смесителями вводится коагулянт – сернокислый алюминий дозой  $D_K = 55 \text{ мг/дм}^3$ , а на выходе – флокулянт (полиакриламид ПАА) дозой  $D_{ПАА} = 0,5 \text{ мг/дм}^3$ .

Затем вода поступает в 7 встроенных в отстойники камер хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка длиной 12 м и шириной 6 м, каждая высотой 4,3 м. Распределение воды по площади камеры осуществляется дырчатыми коробами. Для улучшения гидравлического режима восходящего потока днище выполнено пирамидально-гребенчатым и предусмотрены две поперечные перегородки, рассекающие камеру на равные отделения.

Осветление происходит в 7 горизонтальных отстойниках длиной 31,5 м и шириной 6 м каждый, со средней высотой слоя воды 4,3 м. Осветленная вода подается на семь скорых фильтров размером в осях 6×8 м полезной площадью 37,4 м<sup>2</sup> каждый. Загрузка фильтров – кварцевый песок крупностью 0,8-2,0 мм, высотой слоя 1,5 м, дренаж – трубчатый, большого сопротивления с поддерживающими слоями гравия. Промывка фильтров – водяная, осуществляется от башни емкостью 300 м<sup>3</sup>. Промывная вода поступает в желоба, затем в сборный канал и далее в сооружения повторного использования промывной воды, откуда перекачивается в голову сооружений.

Из скорых фильтров осветленная вода поступает в два резервуара чистой воды (РЧВ) емкостью по 1200 м<sup>3</sup>, рассчитанных на часовой контакт с хлором.

В реагентном хозяйстве установлены четыре растворных бака размерами 4,6×4,5 м при высоте 4,85 м, полезной емкостью надрешеточной части 58 м<sup>3</sup>, подрешеточной – 18 м<sup>3</sup> каждый. Из отстойной части растворных баков крепкий раствор коагулянта (концентрацией ~17 %) забирается при помощи поплавка и насосами подается в четыре бака-хранилища размерами в плане 4,6×4,5 м при высоте 4,85 м. Полезная емкость каждого бака – 80 м<sup>3</sup>. Общая емкость растворных и хранилищных баков обеспечивает срок хранения 34 дня. Из баков хранилищ крепкий раствор насосами перекачивается в 2 расходных бака коагулянта размерами 3×3 м при высоте 3,0 м, имеющие полезный объем 19 м<sup>3</sup> каждый.

Для приготовления раствора полиакриламида предусмотрена установка УРП-2М и два расходных бака емкостью по 9 м<sup>3</sup>.

Для улучшения хода коагуляции и обесцвечивания воды, а также для улучшения санитарного состояния сооружений перед смесителем предусмотрено первичное хлорирование дозой 5 мг/л, а для обеззараживания – перед РЧВ дозой 2 мг/л. Хлораторная производительностью 10 кг/ч совмещена с расходным складом хлора.

Цель интенсификации – повысить полезную производительность водопроводной очистной станции на 30% путем усовершенствования работы ее отдельных сооружений.

## **1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ**

Необходимая полезная производительность станции составит:

$$Q_{\text{п}} = 52000 \cdot 1,3 = 67600 \text{ м}^3/\text{сут} = 2817 \text{ м}^3/\text{ч} = 783 \text{ л/с}$$

Расход воды на собственные нужды для сооружений 1 ступени приняты согласно СНиП [7, п.6.6] – 4%, а для сооружений 2 ступени – 6%. Тогда, с учетом повторного использования промывной воды, расчетные расходы для реагентного хозяйства, вихревых смесителей, камер хлопьеобразования и горизонтальных отстойников составят:

$$Q_I = 67600 \cdot 1,1 = 74360 \text{ м}^3/\text{сут} = 3100 \text{ м}^3/\text{ч} = 861 \text{ л/с},$$

а для скорых фильтров:

$$Q_{II} = 67600 \cdot 1,06 = 71656 \text{ м}^3/\text{сут} = 2986 \text{ м}^3/\text{ч} = 830 \text{ л/с.}$$

## **1.3 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ**

### **1.3.1 Реагентное хозяйство**

#### *Дозы реагентов*

Для интенсификации процесса коагуляции принято аэрирование воды, путем подачи сжатого воздуха в вихревые смесители. Это позволяет уменьшить дозу коагулянта по безводному продукту при заданном качестве сырой воды. Согласно таблице 6 [9] доза безводного коагулянта принята равной 45 мг/дм<sup>3</sup>. Доза полиакриламида принята 0,5 мг/дм<sup>3</sup> [8, п.10.4.3], доза извести для подщелачивания определяется по формуле (6) [7]:

$$\Delta_u = K_u \left( \frac{\Delta_k}{e_k} - \Delta_0 + 1 \right), \text{ мг/л,} \quad (1.1)$$

где  $\Delta_k$  – максимальная доза безводного коагулянта, мг/дм<sup>3</sup>;

$e_k$  – эквивалентная масса коагулянта, мг/мг-экв;

$K_u$  – коэффициент, равный для извести 28;

$\Delta_0$  – минимальная щелочность воды, ммоль/дм<sup>3</sup>.

$$\Delta_u = 28 \left( \frac{45}{57} - 2,1 + 1 \right) = -8,7 \text{ мг/дм}^3.$$

Т.к. доза извести отрицательная, подщелачивание не требуется.

## Отделение коагулирования

По товарному продукту с содержанием безводной соли  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 - 33,5\%$ ходимо дозу коагулянту:

$$45 - 33,5; \quad x = 45 \cdot 100 / 33,5 = 134,3 \text{ мг/дм}^3.$$

$$x = 100$$

Общий суточный расход коагулянта, т/сут

$$G_K = \frac{D_p \cdot Q_{sym}}{10^6}, \text{ т/сут.} \quad (1.2)$$

$$G_K = \frac{134,3 \cdot 74360}{10^6} = 10 \text{ т/сут.}$$

Общий суточный расход флокулянта, т/сут

$$G_{PAA} = \frac{D \cdot Q_{sym}}{0,08 \cdot 10^6}, \text{ т/сут.} \quad (1.3)$$

$$G_{PAA} = \frac{0,5 \cdot 74360}{0,08 \cdot 10^6} = 0,46 \text{ т/сут.}$$

Расчет потребности в реагентах сведен в таблице 1.1

Таблица 1.1 – Потребность в реагентах

Реагент	Доза, мг/дм <sup>3</sup>	Содержание активного продукта, %	Потребность по товарному продукту, т	
			суточная	на период паводка
Коагулянт	45	33,5	10	120,3
ПАА	0,5	8,0	0,46	5,5

Концентрация раствора неочищенного коагулянта по безводному продукту в растворных и хранилищных баках принята 17%, в расходных – 7% [8, п. 10.4.8].

Для получения 17% концентрации по безводному продукту из товарного коагулянта с содержанием активной части 33,5% необходима емкость:

$$W^u = \frac{C_k \cdot \rho}{b}, \text{ м}^3/\text{т}, \quad (1.4)$$

где  $\rho = 1,17$  – плотность раствора коагулянта 17% концентрации [9, табл. 1], т/м<sup>3</sup>.

$$W^u = \frac{33,5 \times 1,17}{17} = 2,3 \text{ м}^3/\text{т},$$

Таким образом, полезная емкость растворных баков

$$W_{pacm.\delta.} = (W_{pacm.\delta.}^{надреш.} + W_{pacm.\delta.}^{подреш.})n, \text{ м}^3, \quad (1.5)$$

$$W_{pacm.\delta.} = (58 + 18) \cdot 4 = 304 \text{ м}^3.$$

может быть растворено  $W^p = W_{pacm.\delta.} / W^u = 304 / 2,3 = 132,2$  т товарного коагулянта, что соответствует запасу на  $t_{зап} = W^p / t = 132,2 / 10 = 13$  суток.

Полезная емкость хранилищных баков

$$W_{xp.\delta.} = W_{xp.\delta.}^{пол.} \cdot n' = 80 \cdot 4 = 320 \text{ м}^3$$

может быть растворено  $W^p = W_{xp.\delta.} / W^u = 320 / 2,3 = 139,1$  т товарного коагулянта,

что соответствует запасу на  $t_{san} = W^p / t = 139,1 / 10 = 13,9$  суток.

Таким образом, срок хранения составляет 27 суток, что соответствует требованиям [8, п.10.4.9]. Объем разовой поставки при этом принимается 120 т (2 вагона).

Время полного цикла приготовления раствора в расходных баках коагулянта 7% концентрации составит:

$$t = \frac{10^4 \cdot b \cdot \rho \cdot W}{q \cdot D_k}, \quad (1.6)$$

где  $W$  – полезный объем расходных баков,  $\text{м}^3$ ;

$q$  – расчетная производительность сооружений первой ступени очистки,  $\text{м}^3/\text{ч}$ ;

$b$  – концентрация рабочего раствора коагулянта по чистому продукту, %

$\rho$  – плотность раствора коагулянта,  $\text{т}/\text{м}^3$ ;

$D_k$  – доза коагулянта по чистому продукту,  $\text{г}/\text{м}^3$ .

$$t = \frac{10^4 \cdot 7 \cdot 1,07 \cdot 19}{3100 \cdot 45} = 10,4 \text{ ч, что допустимо [7, п. 10.4.9].}$$

### Отделение флокулирования

При увеличении производительности водопроводной очистной станции возрастает и суточная потребность в полиакриламиде (ПАА):

$$q_{PAA} = \frac{Q_p \cdot D_{PAA} \cdot 10^{-4}}{B_{PAA} \cdot \rho}, \text{ м}^3/\text{ч}; \quad (1.7)$$

где  $B_{PAA}$  – концентрация ПАА (принята 0,5%);

$\rho$  – плотность раствора ПАА (принята 1,0  $\text{т}/\text{м}^3$ ).

$$q_{PAA} = \frac{3100 \cdot 0,5 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 1,0} = 0,31 \text{ м}^3/\text{ч};$$

При рабочей емкости установки УРП-2М 1,2  $\text{м}^3$  одного затворения достаточно для работы станции в течение  $t_{cm} = W / q_{PAA} = 1,2 / 0,31 = 3,9$  ч (что больше 2 ч [8, п. 10.4.17]), а расходные баки обеспечивают потребность станции на  $2 \times 9 / 0,31 = 58$  ч. Таким образом, мешалка и баки имеют достаточную производительность и вместимость. Склад вмещает 20 т товарного продукта, время хранения при этом составит  $20 / 0,465 = 43$  дня (где 0,465т/сут – суточный расход товарного полиакриламида).

### 1.3.2 Вихревые смесители

Сырая вода подается в два вихревых смесителя пирамидальной конструкции: перед смесителями вводится коагулянт – сернокислый алюминий дозой  $D_K = 45 \text{ мг}/\text{дм}^3$ , а на выходе – флокулянт (полиакриламид ПАА) дозой  $D_{PAA} = 0,5 \text{ мг}/\text{дм}^3$ .

На водопроводной очистной станции установлены два вихревых смесителя объемом 40,9  $\text{м}^3$ . Площадь верхней части смесителя  $f_{ex,cm} = 3,6^2 = 12,96 \text{ м}^2$  (3,6 – размер верхней части смесителя в свету).

Проверяем скорость восходящего потока под водосборным лотком:

$$V = q / f_{cm} = 0,861 / (2 \cdot 12,96) = 0,033 \text{ м}/\text{с} = 33 \text{ мм}/\text{с},$$

что удовлетворяет рекомендациям СНиП [7, п.6.45].

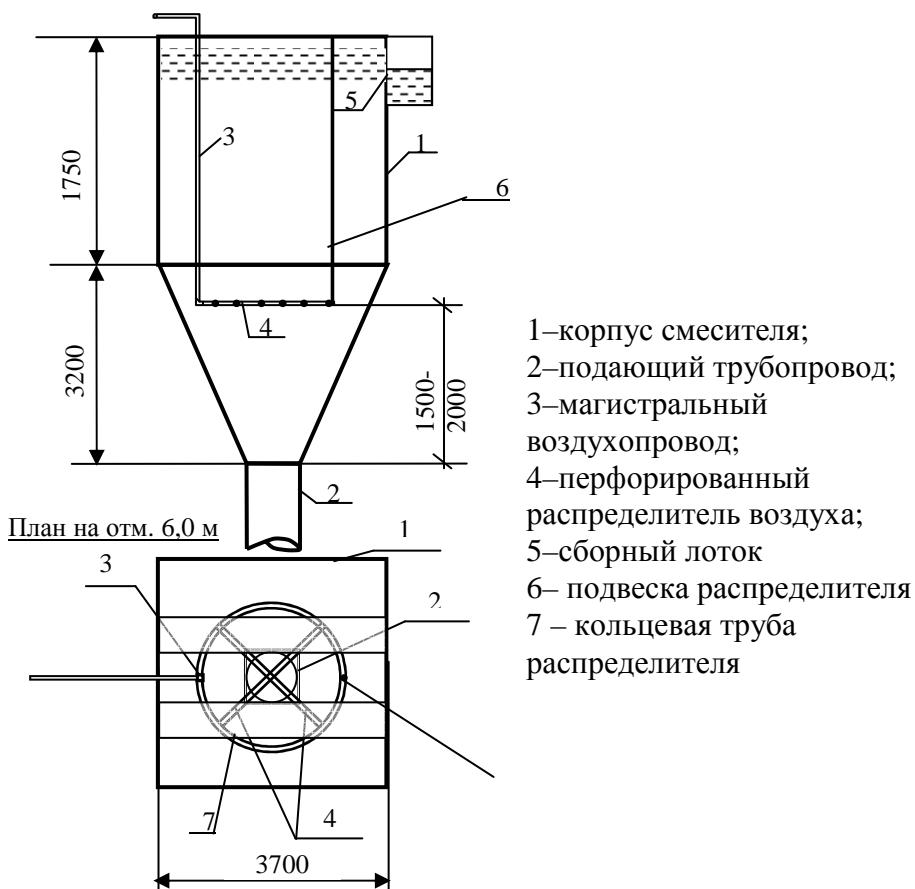
Время пребывания воды в смесителе составит:

$$t = \frac{W_{cm} \cdot n}{q} \quad (1.8)$$

$$t = (40,9 \cdot 2) / 0,861 = 95 \text{ с} = 1,58 \text{ мин},$$

что близко к требованиям ДБН [8, п.10.4.3] и обеспечивает необходимое время разрыва между вводом коагулянта и флокулянта.

Как отмечалось ранее, для интенсификации процесса коагулирования вихревые смесители снабжаются специальным воздухораспределительным устройством для аэрирования (рис. 1.1).



**Рисунок 1.1 – Вихревой смеситель с аэратором**

Аэратор устанавливается на расстоянии 1,5–2,0 м от входного отверстия смесителя. Отверстия в трубах аэратора диаметром 3-4 мм просверливают по одной или по двум образующим с постоянным шагом. Подача воздуха осуществляется постоянно от воздуховодов, установленных в помещении реагентного хозяйства. Интенсивность принята равной  $70 \text{ м}^3/(\text{ч}\cdot\text{м}^2)$  согласно [9, п. 2.18], расход воздуха для аэрирования

$$q_{aer} = i \cdot f_{ex.cm}, \text{ л/с.} \quad (1.9)$$

$$q_{aer} = 70 \cdot 12,96 = 907 \text{ м}^3/\text{ч} = 252 \text{ л/с.}$$

Кроме аэрирования, подача воздуха осуществляется в растворные и хранилищные баки коагулянта с интенсивностью  $8\text{--}10 \text{ л/с}\cdot\text{м}^2$ , и расходные баки коагулянта и ПАА с интенсивностью  $3\text{--}5 \text{ л/с}\cdot\text{м}^2$  [7]. Максимальный расход воздуха на станции составит:

$$q_{возд}^{max} = q_{возд}^{раств.б} + q_{возд}^{хр.б} + q_{возд}^{расх.б} + q_{возд}^{аэр}, \text{ л/с} \quad (1.10)$$

$$q_{возд}^{max} = 8 \cdot 4,6 \times 4,5 + 8 \cdot 4,6 \times 4,5 + (3 \times 3 \times 3) \cdot 2 + 252 = 637 \text{ л/с} = 38,22 \text{ м}^3/\text{мин}$$

Имеющиеся на станции 4 воздуходувки ВК-12 смогут обеспечить данную производительность, при условии, что на время подачи воздуха в расходные баки коагулянта и ПАА подачу воздуха в смеситель прекращают.

Расчет труб аэратора выполнен по рекомендуемым скоростям движения воздуха [9] и сведен в таблице 1.2. Трубы приняты полиэтиленовые ПВП Л по ГОСТ 18599-83<sup>х</sup>.

Таблица 1.2 – Трубы аэратора

Наименование труб	Расход, л/с	Скорость, м/с		Диаметр, мм
		По [9]	Факт.	
1. Воздуховод на оба смесителя	504	10-12	10,27	250
2. Подача в смеситель –вертикальный стояк –кольцевая труба	252	10-12	10,48	175
	126		10,27	125
3. Ответвления перфорированные (4 шт.)	63	8-10	8,03	100

При скорости на выходе из отверстий 20–30 м/с [9, п. 2.17] площадь всех отверстий составит:

$$f_{\text{отв}} = \frac{q_{\text{возд}}^{\text{аэр}}}{v} \text{ м}^2. \quad (1.11)$$

$$f_{\text{отв}} = \frac{0,252}{30} = 0,0084 \text{ м}^2.$$

При диаметре отверстия 4 мм их количество составит

$$n_{\text{отв}} = \frac{f_{\text{отв}}}{Q_{\text{пол}} \cdot d^2} \text{ шт.} \quad (1.12)$$

$$n_{\text{отв}} = \frac{0,0084}{0,785 \cdot (0,004)^2} = 669 \text{ шт.}$$

Число отверстий на одно ответвление  $669/4=167$  (приято 168 отверстий по двум образующим с шагом  $3000/84=35,7$  мм, где 3000 – длина ответвления).

Сбор воды в смесителе в существующей конструкции производится двумя желобами шириной 550 мм.

Для обеспечения быстрого и равномерного распределения коагулянта в обрабатываемой воде в трубе перед смесителями устанавливается перфорированный распределитель (рис. 1.2).

Число отверстий в распределителе определяется по расходу раствора коагулянта и величине потери напора в распределителе, принимаемой в пределах 30-50 см.

Расход раствора коагулянта  $q_K$ , см<sup>3</sup>/с, рассчитывается по формуле:

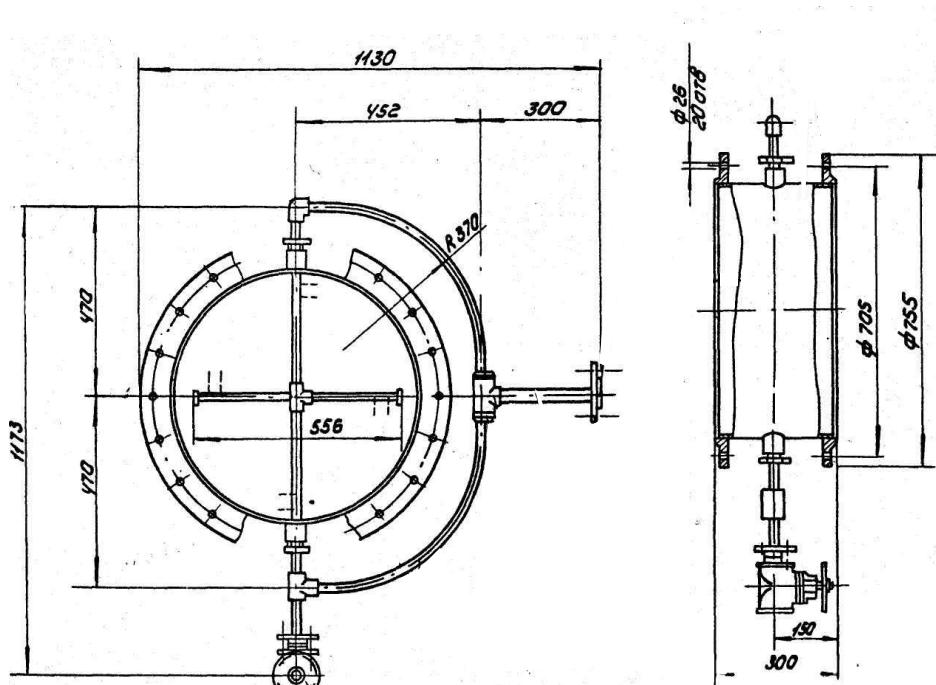
$$q_K = \frac{D_K \cdot q \cdot 100}{C_K \cdot \rho}, \text{ см}^3/\text{с}, \quad (1.13)$$

где  $q$  – расход воды, проходящей через распределитель, м<sup>3</sup>/с;

$C_K$  – концентрация раствора коагулянта, % по массе;

$\rho$  – плотность раствора коагулянта концентрации  $C_K$ , г/см<sup>3</sup> (табл. 1 [9]).

$$q_K = \frac{45 \cdot 0,861 \cdot 100}{10 \cdot 1,105} = 350 \text{ см}^3/\text{с},$$



**Рисунок 1.2 – Перфорированный распределитель**

Расход раствора коагулянта  $q_o$ , см<sup>3</sup>/с, проходящего через одно отверстие определяется по таблице 2 [9].

Диаметр отверстия, мм	Расход раствора коагулянта, проходящего через одно отверстие при $h = 30$ см, см <sup>3</sup> /с	Диаметр луча, мм
3	12,8	15
4	22,8	20
5	35,6	25
6	51,3	32

При диаметре луча 20 мм, отверстия 4 мм и потери напора в распределителе 30 см, расход раствора составит – 22,8 см<sup>3</sup>/с. Число отверстий в распределителе  $n_o = \frac{q_k}{q_o} = \frac{350}{22,8} = 15,4$  шт.

Принимаем 4 перфорированных луча в распределителе, в каждом из которых просверливается по 4 отверстия.

Т.к. при аэрировании воды необходимо предотвратить попадание воздуха в камеру хлопьеобразования [9], отвод воды из кармана должен быть затопленным.

### 1.3.3 Камеры хлопьеобразования

В проекте предусмотрена камера хлопьеобразования (КХ) зашламленного типа, встроенная в горизонтальный отстойник (рис. 1.3).

Для улучшения процесса хлопьеобразования принято решение реконструировать камеру со слоем взвешенного осадка в вихревую камеру (рис. 1.4). Для этого демонтируются струенаправляющие перегородки, распределительные короба камеры хлопьеобразования. Кроме того, применение

вихревой КХ позволит увеличить длину отстойника.

Вихревая камера хлопьеобразования имеет форму обратной пирамиды или конуса с углом между его стенками  $50\text{--}70^{\circ}$ . Необходимая скорость подачи воды от смесителя к камере хлопьеобразования 0,8-1 м/с. Обрабатываемую воду вводят в нижнюю часть камеры; при этом скорость входа воды должна быть 0,7-1,2 м/с. Скорость восходящего потока на выходе из камеры (в верхней ее части) 4-5 мм/с, время пребывания воды в камере – 6-10 мин.

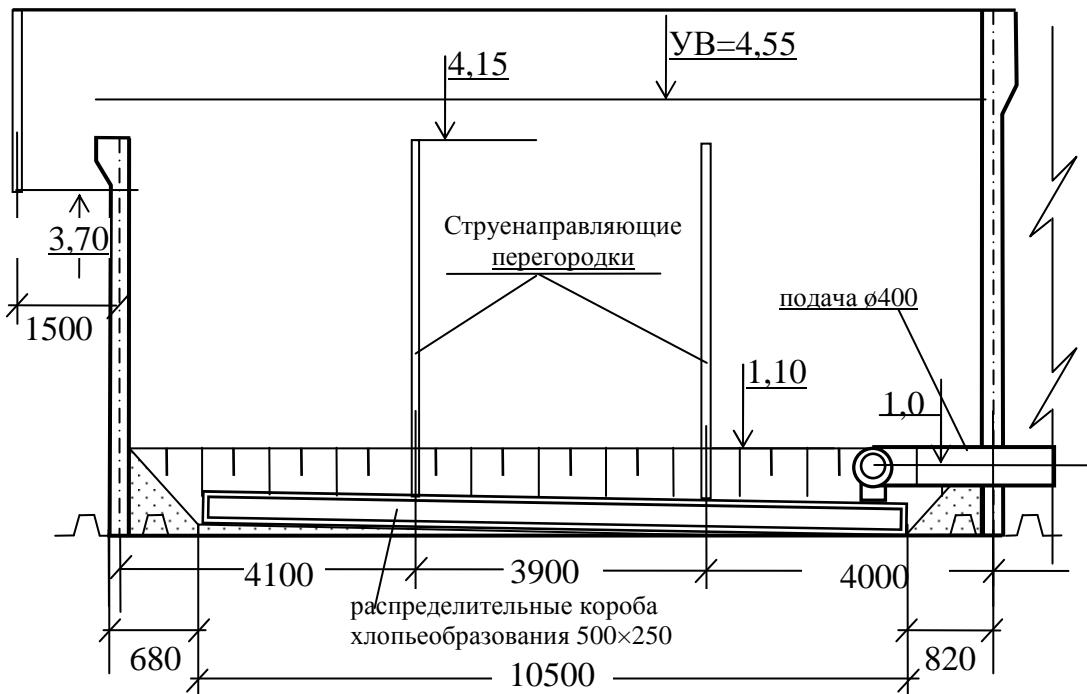


Рисунок 1.3 – Камера хлопьеобразования

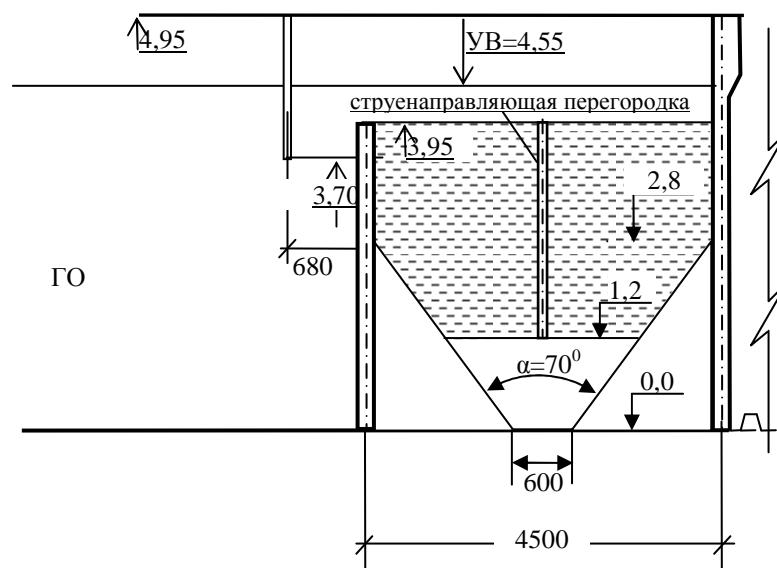


Рисунок 1.4 – Вихревая камера хлопьеобразования

Площадь поперечного сечения верхней части камеры:

$$f_{\text{в}} = \frac{Q}{V_{\text{в}} \cdot t}, \text{ м}^2, \quad (1.14)$$

$$f_{\text{в}} = \frac{3100}{7 \cdot 3,6 \cdot 5} = 24,6 \text{ м}^2.$$

а ее длина  $L = f_{\text{в}}/B = 24,6/5,8 = 4,24 \text{ м}$ ,

где 5,8 – ширина КХ в свету, м.

Принята ширина 4,5 м (при площади  $f = 4,5 \times 5,8 = 26,1 \text{ м}^2$  скорость составит  $v = \frac{3100}{7 \cdot 3,6 \cdot 26,1} = 4,71 \text{ мм/с}$ ).

При диаметре трубопровода подачи воды в камеру хлопьеобразованию 400 мм скорость составит

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} \text{ м/с}, \quad (1.15)$$

$$v = \frac{4 \cdot \left( \frac{3100}{7 \cdot 3600} \right)}{3,14 \cdot 0,4^2} = 0,98 \text{ м/с}.$$

что допустимо, таким образом, увеличения диаметра подающего трубопровода не требуется ( $\leq 0,8-1 \text{ м/с}$ ).

Ширина нижней части камеры принята 0,6 м, угол конусности –  $70^\circ$ . Высота конической части камеры

$$h_{\text{кон}} = \frac{L_{\text{в}} - l_{\text{н}}}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} \text{ м.} \quad (1.16)$$

$$h_{\text{кон}} = \frac{4,5 - 0,6}{2} \cdot \operatorname{ctg} 35^\circ = 2,8 \text{ м.}$$

Потери напора в вихревой камере хлопьеобразования составляют 0,2-0,3 м на 1 м высоты конуса, т.е.  $h = 0,25 \times 2,8 = 0,7 \text{ м}$ .

Объем конической части камеры:

$$W_{\text{кон}} = \frac{h_{\text{кон}}}{3} \cdot (f_{\text{в}} + f_{\text{н}} + \sqrt{f_{\text{в}} \cdot f_{\text{н}}}), \text{ м}^3, \quad (1.17)$$

где  $f_{\text{н}} = 0,281 \text{ м}^2$ .

$$W_{\text{кон}} = \frac{2,8}{3} \cdot (26,1 + 0,28 + \sqrt{26,1 \cdot 0,28}) = 27,1 \text{ м}^3.$$

При отметке верха струенаправляющей перегородки 3,95м (3,7+0,25) высота верхней цилиндрической части составит –  $h_{\text{в}} = 3,95 - 2,8 = 1,15 \text{ м}$ .

Объем цилиндрической части камеры:

$$W_{\text{в}} = f_{\text{в}} \cdot h_{\text{в}}, \text{ м}^3. \quad (1.18)$$

$$W_{\text{в}} = 26,1 \cdot 1,15 = 30 \text{ м}^3.$$

Общий объем камеры:

$$W_{\text{кx}} = W_{\text{кон}} + W_{\text{в}}, \text{ м}^3. \quad (1.19)$$

$$W_{\text{кx}} = 27,1 + 30 = 57,1 \text{ м}^3.$$

Время пребывания воды в камере составит:

$$t = \frac{W_{\text{кx}}}{Q}, \text{ мин,} \quad (1.20)$$

$$t = \frac{57,1 \times 60}{3100/7} = 7,7 \text{ мин, что допустимо (6-10мин).}$$

Согласно п. 10.7.8. [8] на входе воды в отстойник следует устанавливать подвесную перегородку, погруженную на 1/4 высоты отстойника. Скорость движения воды между стенкой и перегородкой должна быть не более 0,03 м/с.

Площадь сечения между стенкой и перегородкой:

$$f_{\text{неп}} = \frac{Q}{V_{\text{дв}}} \text{ м}^2, \quad (1.21)$$

$$f_{\text{неп}} = \frac{3100}{7 \cdot 3600 \cdot 0,03} = 4,1 \text{ м}^2.$$

При ширине отстойника  $B=6$  м (в свету 5,8 м) расстояние между стенкой КХ и перегородкой отстойника составит –  $l = f / B = 4,1 : 5,8 = 0,7$  м.

После реконструкции КХ длина горизонтального отстойника увеличилась на 7,5 м ( $\Delta L = L_{\text{кх}} - L_{\text{кам}} = 12 - 4,5 = 7,5$  м) (рис. 1.3 и рис. 1.4), и составила 39 м ( $L_{\text{ГО}}^{\text{тек}} = L_{\text{омст}} + \Delta L = 31,5 + 7,5 = 39$  м).

### 1.3.4 Горизонтальные отстойники

В тонкослойном горизонтальном отстойнике (рис. 1.5) обработанная реагентами исходная вода поступает во встроенную камеру хлопьеобразования. Из камеры поток воды, двигаясь горизонтально под блоками и поднимаясь снизу вверх, проходит тонкослойные элементы и поступает в расположенную над ними сборную систему и карман. Накапливающийся в отстойнике осадок периодически сбрасывается через систему удаления осадка. Нагрузка, отнесенная к площади зеркала воды, занятой тонкослойными модулями ( $q_{y\delta}$ ), не должна превышать для маломутных и цветных вод, обработанных коагулянтом –  $3-3,5 \text{ м}^3/(\text{ч}\cdot\text{м}^2)$  [8, п. 10.8. 2] (проверка  $q_{y\delta}$  осуществляется на период минимальной мутности).

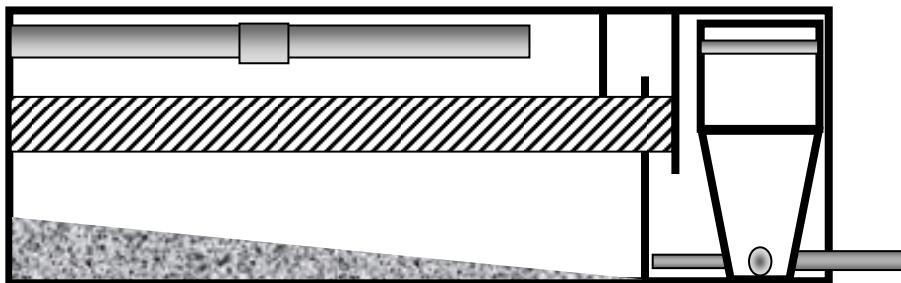


Рисунок 1.5 – Тонкослойный горизонтальный отстойник

Удельную нагрузку  $q_{y\delta}$  можно определить из выражения:

$$q_{y\delta} = \frac{Q_p}{F_{\text{ГО}} \cdot N_{\text{ГО}}}, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}), \quad (1.22)$$

где  $Q_p$  – расчетная производительность горизонтального отстойника,  $\text{м}^3/\text{ч}$ ;

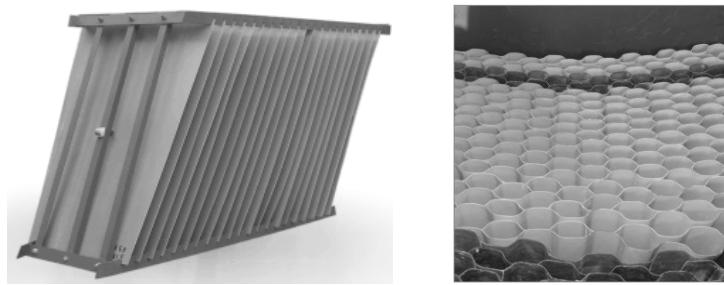
$F_{\text{ГО}}$  – полезная площадь горизонтального отстойника,  $\text{м}^2$ ;

$N_{\text{ГО}}$  – число горизонтального отстойника.

$$q_{y\delta} = \frac{3100}{(39 \cdot 5,8) \cdot 7} = 1,96 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}),$$

а при работе 6 горизонтальных отстойников –  $2,28 \text{ м}^3/(\text{ч}\cdot\text{м}^2)$ ,

Полученное значение нагрузки близко к рекомендациям ДБН [8], поэтому тонкослойные модули устанавливаются во всех ГО.



**Рисунок 1.6 – Варианты устройства тонкослойных блоков (модулей): а) листовой винипласт б) сотовый блок**

Тонкослойные элементы прямоугольной формы выполняются из мягких полимерных пленок, соединенных в сотовые конструкции (рис. 1.6, б), которые крепятся с помощью уголков и труб [30]. Размеры их приняты равными  $0,05 \times 0,05$  м с углом наклона  $60^0$  [9, п. 4.10].

Длина тонкослойного элемента определяется по минимальной мутности воды по формуле (7) [9]:

$$l_o = K_2 \cdot H_o \left( \frac{q_{уд} \times K_1}{u_o \times \beta \times K_{ae}} - 1 \right) \quad (1.23)$$

где  $K_1$  и  $K_2$  – обобщенные расчетные коэффициенты:

$$K_1 = \frac{1}{K_{cm} \times K_{o.u} \times K_{\kappa}}; \quad (1.24)$$

$$K_2 = \frac{\varphi \times K_{\phi} \times K_{cm}}{\sin \alpha \times \cos \alpha}; \quad (1.25)$$

где  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий влияние гидродинамических условий потока в тонкослойных элементах, (принят равным 1,25 по табл.7) [9];

$K_{\phi}$  – коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения тонкослойных элементов (для сечения прямоугольной формы  $K_{\phi} = 1,0$ );

$H_o$  – высота тонкослойного элемента (0,05 м);

$u_o$  – расчетная скорость осаждения взвеси, м/ч (принята равной 0,35 мм/с = 1,26 м/ч [8, табл.16]);

$\alpha$  – угол наклона тонкослойных элементов к горизонту, град (принят  $60^0$ );

$\beta$  – коэффициент, учитывающий стесненное осаждение взвеси под тонкослойными элементами;

$K_{ae}$  – коэффициент агломерации, учитывающий влияние осадка, выделяющегося из тонкослойных элементов на интенсификацию хлопьеобразования ( $\beta \times K_{ae} = 1,25$  – для тонкослойного горизонтального отстойника);

$K_{cm}$  – коэффициент, учитывающий стеснение сечения потока в тонкослойном элементе сползающим осадком (принят равным 0,7 [9, п. 4.17]);

$K_{o.u}$  – коэффициент, учитывающий гидравлическое совершенство тонкослойного сооружения и степень его объемного использования – отношение фактического к расчетному времени пребывания воды ( $K_{o.u} = 0,6 – 0,75$ , принят равным 0,65);

$K_{\kappa}$  – конструктивный коэффициент, равный отношению фактической открытой для движения воды площади тонкослойных элементов к общей площади зеркала воды отстойного сооружения ( $0,7 – 0,95$ , принят 0,8).

Таким образом,

$$K_1 = \frac{1}{0,7 \times 0,65 \times 0,8} = 2,75; \quad K_2 = \frac{1,25 \times 1,0 \times 0,7}{0,866 \times 0,5} = 2,021$$

$$l_0 = 2,021 \times 0,05 \times \left( \frac{2,28 \times 2,75}{1,26 \times 1,25} - 1 \right) = 0,3 \text{ м}$$

По ТП [30] принятая длина тонкослойного элемента равной 1,0 м.

Период работы отстойника между сбросами осадка составит [8]:

$$T_p = \frac{W_{oc,q} \times N_p \times \delta}{Q_{pl} \times (C_b - M_{ocb})}, \quad (1.26)$$

где  $W_{oc,q}$  – объем зоны накопления и уплотнения осадка ГО,  $\text{м}^3$ , (определен при высоте слоя осадка 1 м);

$$W_{oc,q} = L_{GO} \times B_{GO} \times H_{oc} = 39 \times 5,8 \times 1,0 = 226,2 \text{ м}^3.$$

$N_p$  – число работающих ГО;

$\delta$  – средняя по всей высоте осадочной части концентрация твердой фазы осадка,  $\text{г}/\text{м}^3$ , принимаемая по табл.17 [8];

$M_{ocb}$  – мутность воды, выходящей из ГО,  $\text{г}/\text{м}^3$ , принимаемая 8-12  $\text{г}/\text{м}^3$ ;

$C_e$  – концентрация взвешенных веществ в воде,  $\text{г}/\text{м}^3$ , поступающих в ГО, определяемая по максимальной мутности по формуле:

$$C_e = M + K_k \cdot D_k + 0,25 \cdot \bar{\Gamma} + B_u \quad (1.27)$$

где  $M$  – количество взвешенных веществ в исходной воде,  $\text{г}/\text{м}^3$  (принимается равным максимальной мутности воды);

$D_k$  – доза коагулянта по безводному продукту,  $\text{г}/\text{м}^3$ ;

$K_k$  – коэффициент, принимаемый для очищенного сернокислого алюминия равным 0,5;

$\bar{\Gamma}$  – цветность исходной воды, град;

$B_u$  – количество нерастворенных веществ, вводимых с известком,  $\text{г}/\text{м}^3$ ,

$$C_e = 750 + 0,5 \times 45 + 0,25 \times 30 = 780 \text{ г}/\text{м}^3,$$

$$\text{Отсюда } T_p = \frac{226,2 \times 7 \times 35000}{3100 \times (780 - 10)} = 23,2 \text{ ч},$$

что соответствует рекомендациям ДБН [7, п. 10, 10.4].

Расчет сборных и распределительных систем горизонтальных отстойников приведен в разделе 1.3.6. "Высотная схема".

### 1.3.5 Скорые фильтры

Проверяем скорости фильтрования (м/ч) при работе существующих фильтров на увеличенную производительность:

$$V_n = \frac{n \cdot q_{np} + \frac{Q}{N_\phi \cdot f_\phi}}{T - n \cdot \tau_{np}}, \text{ м}/\text{ч}. \quad (1.28)$$

$$V_n = \frac{2 \cdot 4,8 + \frac{67600}{7 \cdot 37,4}}{24 - 2 \cdot 0,33} = 11,47 \text{ м}/\text{ч}.$$

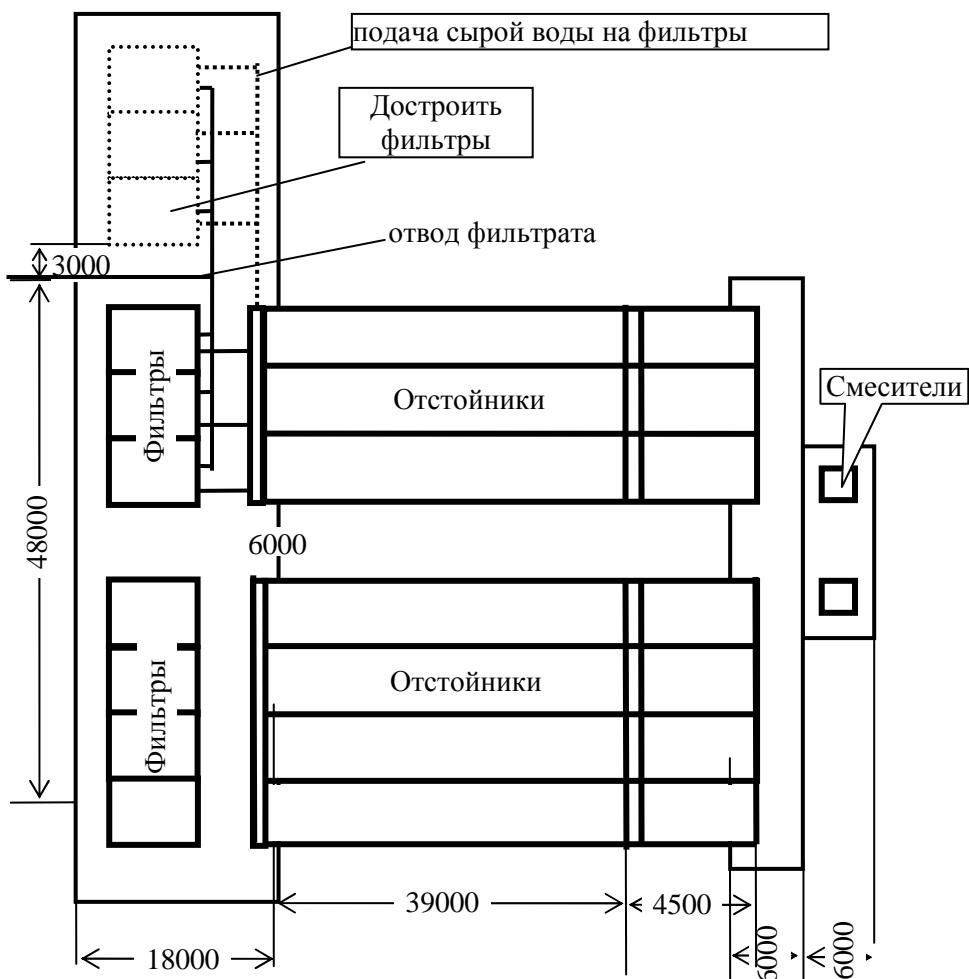
При форсированном режиме ( $N_\phi=6$ ) по той же формуле  $V_\phi = 13,32 \text{ м}/\text{ч}$ ,

$$v_\phi = v_u - \frac{N}{N-1}, \text{ м}/\text{ч}, \quad (1.29)$$

$$v_\phi = 11,47 - \frac{7}{7-1} = 13,38 \text{ м}/\text{ч}.$$

что не соответствует требованиям для любого вида загрузки ( $\leq 10 \text{ м}/\text{ч}$ ) [8, табл. 19].

Принято решение достроить три фильтра той же площади с зернистой загрузкой из кварцевого песка крупностью 0,7-1,6 мм, при этом скорости фильтрования составят: 8,15 м/ч при нормальном режиме и 9 м/ч при форсированном. Компоновка станции показана на рисунке 1.7.



**Рисунок 1.7 – Компоновка основных сооружений**

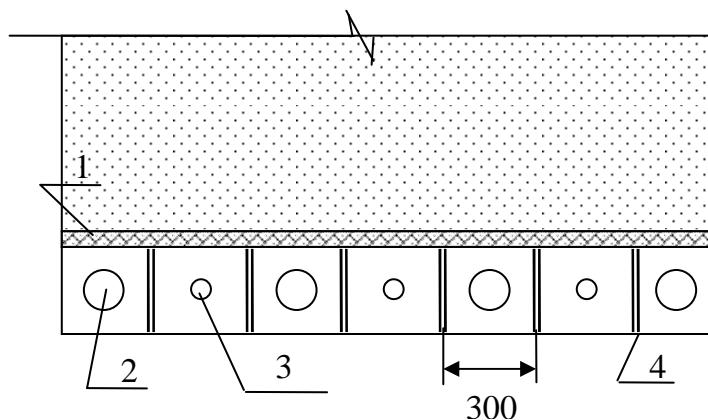
Таким образом, реконструкция существующих скорых фильтров заключается в следующем:

1. Замена трубчатого дренажа с поддерживающими слоями гравия, на дренаж из полимербетонных плит.
2. Применение чередующейся промывки фильтров.

## Расчет дренажа

Дренаж существующих скорых фильтров представляет собой систему 26 дырчатых распределительных труб  $\varnothing 125$  мм с шагом 300 мм, на которые уложены несколько слоев сортированного гравия. Подача воды в распределительные трубы при промывке осуществляется из коллектора диаметром 600 мм, уложенного в нижней части сборного канала.

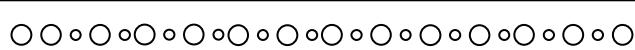
Предлагается произвести реконструкцию существующего дренажа на лотковую, состоящую из пористых полимербетонных плит, уложенных на опорные железобетонные стенки высотой 350 мм, толщиной 100 мм с шагом 300 мм (рис. 1.8) [9, 21]. Полимербетонные плиты шириной 290, длиной 495 и толщиной 50 мм выполняются из смеси гранитного щебня крупностью 3-10 мм, эпоксидной смолы ЭД 16 или ЭД-20 с отвердителем – полиэтиленполиамином.



1 – пористые полимербетонные плиты;  
2,3 – диафрагмы с большими и меньшими  
отверстиями, 4 – опорные стенки каналов.

**Рисунок 1.8 – Схема дренажа из полимербетонных плит**

(вверху – фрагмент дренажа, внизу – расположение патрубков)



Для загрузки крупностью 0,7–1,6 мм ширина зон большей и меньшей интенсивностей равна 0,3 м, а соотношение интенсивностей в соседних зонах  $K = 2,2$ . Чтобы обеспечить у обеих стен ячейки фильтра, перпендикулярных боковому каналу, большие интенсивности, размещаем у одной из стен подряд два патрубка с большим сечением диафрагмы, а в остальных – диафрагмы чередуются через одну. Таким образом, необходимо смонтировать 14 патрубков с большим сопротивлением и 12 с меньшим.

Расчет конструкции дренажа для чередующейся промывки

1. Определяют необходимые потери напора для обеспечения равномерности промывки и взвешивания загрузки.
2. Вычисляют диаметр диафрагмы патрубка при интенсивности  $15 \text{ л/с}\cdot\text{м}^2$ .
3. Назначают ширину зон и рассчитывают число патрубков (см. рис. 1.8)
4. Находят диаметры патрубков большей и меньшей интенсивности с учетом принятого  $K = 2,2$ .
5. Проверяют фактические потери напора, которые должны быть не менее максимальных по пункту 1.

Общий расход промывной воды составит  $15 \times 37,4 = 561$  л/с, а скорость в начале бокового канала сечением  $0,8 \times 0,7$  м  $V_k = 0,561/0,56 = 1,0$  м/с. Необходимые потери напора в дренаже определяют по формуле:

$$h_o = \frac{16V^2}{2g}, \quad (1.30)$$

где  $V_k$  – скорость в начале сборного канала при расчетной интенсивности промывки, м/с [8];

$g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>.

$$h_o = \frac{16 \cdot 1,0^2}{19,62} = 0,82 \text{ м.}$$

Определяем критическую интенсивность промывки. Для кварцевого песка ( $\rho_u = 2,65$ ) эквивалентным диаметром 0,092 см при температуре воды 20°C ( $v_{20}=0,01$  см<sup>2</sup>/с) критерий Архимеда вычисляем по формуле:

$$A_u = \frac{g(\rho_u - 1)d_s^3}{v^2}, \quad (1.31)$$

где  $d_s$  – эквивалентный диаметр зерен загрузки, см;

$v$  – кинематическая вязкость воды, принимаемая в зависимости от ее температуры, см<sup>2</sup>/с.

$$A_u = \frac{981 \cdot (2,65 - 1) \cdot 0,092^3}{0,01^2} = 12,6 \times 10^3,$$

Критическую интенсивность промывки находим по формуле:

$$V_{kp} = \frac{v}{d_s} \cdot \frac{A_u}{1400 + 5,22 \cdot \sqrt{A_u}}, \text{ см/с,} \quad (1.32)$$

$$V_{kp} = \frac{0,01}{0,092} \cdot \frac{12600}{1400 + 5,22 \cdot \sqrt{12600}} = 0,69 \text{ см/с,}$$

а число псевдоожижения:

$$Z = \frac{V_{np}}{V_{kp}}, \quad (1.33)$$

где  $V_{np}$  – расчетная (средняя) интенсивность промывки фильтра, см/с;

$V_{kp}$  – критическая интенсивность промывки, при которой начинается взвешивание загрузки, см/с.

$$Z = 0,9 \cdot \frac{1,5}{0,69} = 1,96.$$

При определении числа псевдоожижения для повышения надежности интенсивность принимается на 10% меньше расчетной.

Вычисляют конструктивный параметр дренажа А:

$$A = \alpha + 1,1 \cdot K \cdot (1 - \alpha), \quad (1.34)$$

где  $\alpha$  – отношение числа входных патрубков, имеющих меньшие диаметры, к общему их числу в ячейке фильтра, при 12 патрубках с меньшими диафрагмами из общего количества 26 –  $\alpha = 12/26 = 0,46$ ;  $K$  – соотношение интенсивностей промывки в соседних зонах.

$$A = 0,46 + 1,1 \times 2,2 \times (1 - 0,46) = 1,77.$$

Потери напора для взвешивания загрузки на всей площади рассчитывают по формуле:

$$h = \frac{0,25}{1 - \left(\frac{A}{Z}\right)^{1,67}}, \text{ м}, \quad (1.35)$$

$$h = \frac{0,25}{1 - \left(\frac{1,77}{1,96}\right)^{1,67}} = 1,6 \text{ м.}$$

Для последующих расчетов потери напора в патрубке приняты  $h_{op}=1,6$  м.

Определяют диаметр большего отверстия:

$$d_\delta = d_{\delta o} \cdot \sqrt{\frac{2k}{k+1}}, \quad (1.36)$$

где  $d_{\delta o}$  – диаметр отверстий диафрагмы в патрубках дренажа при постоянной по площади интенсивности:

$$d_{\delta o} = 1,13 \cdot \sqrt{\frac{V_{np} \ell_k L_k}{\mu \sqrt{2gh_d}}}, \quad (1.37)$$

где  $\ell_k$ ,  $L_k$  – шаг дренажных каналов и их длина, см;

$\mu$  – коэффициент расхода патрубка с диафрагмой, принимаемый предварительно в пределах 0,6–0,7, а затем подлежащий уточнению.

$$d_{\delta o} = 1,13 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \times 30 \times 500}{0,7 \cdot \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 160}}} = 8,56 \text{ см.}$$

$$d_\delta = 8,56 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2,2}{2,2 + 1}} = 10,04 \approx 10 \text{ см.}$$

Коэффициент сопротивления этой диафрагмы равен

$$\xi_{\Delta} = \frac{1 + 0,5(1 - \bar{f}) + 1,35\sqrt{1 - \bar{f}}}{\bar{f}^2}, \quad (1.38)$$

где  $\bar{f} = (d_{\delta o} / d_n)^2$  – соотношение площадей отверстия и патрубка.  
 $\bar{f} = (10/12,5)^2 = 0,64$ .

$$\xi_{\Delta} = \frac{1 + 0,5(1 - 0,64) + 1,35\sqrt{1 - 0,64}}{0,64^2} = 4,86,$$

а коэффициент сопротивления патрубка с учетом входа в патрубок  $\zeta_{n,\delta} = 4,86 + 0,5 = 5,36$ .

Расходы и скорость через патрубки большего и меньшего расходов составят:

$$q_{cp} = 561/26 = 21,58 \text{ л/с},$$

$$q_\delta = q_{cp} \frac{2K}{K+1} = 21,58 \times \frac{2 \cdot 2,2}{2,2 + 1} = 29,7 \text{ л/с}, \quad V_{n,\delta} = \frac{4q}{\pi d_n^2} = \frac{4 \times 0,0297}{3,14 \times 0,125^2} = 2,42 \text{ м/с}$$

$$q_m = \frac{q_\delta}{K} = \frac{29,7}{2,2} = 13,5 \text{ л/с}, \quad V_{n,m} = \frac{V_n}{K} = \frac{2,42}{2,2} = 1,1 \text{ м/с.}$$

Потеря напора в патрубке большего расхода равна:

$$h = \xi_{n,\delta} \frac{V_{n,\delta}^2}{2g} = 5,36 \times \frac{2,42^2}{19,62} = 1,6 \text{ м.}$$

что не отличается от предварительно принятой потери напора (1,6 м).

Необходимый коэффициент сопротивления патрубка меньшего расхода определяют из соотношения:

$$\xi_{n.m} = K^2 \times \xi_{n\delta} = 2,2^2 \times 5,36 = 25,94,$$

а сопротивление диафрагмы  $\xi_{d.m} = 25,94 - 0,5 = 25,44$ .

Расчет соответствующего сечения диафрагмы производят итерациями по формуле, где в качестве начального  $\bar{f}$  можно принять  $0,5 \div 1$ :

$$\bar{f} = \sqrt{\frac{1 + 0,5(1 - \bar{f}) + 1,35\sqrt{1 - \bar{f}}}{\xi_{d.m}}}$$

Подставив в формулу  $\xi_{d.m} = 25,44$ , после третьей итерации получим  $\bar{f} = 0,311$ , откуда диаметр диафрагмы равен:

$$d_{d.m} = d_n \cdot \sqrt{\bar{f}} = 12,5 \cdot \sqrt{0,311} = 6,97 \approx 7 \text{ см.}$$

Подача воды на промывку производится от существующей башни емкостью  $300 \text{ м}^3$ , расположенной на площадке очистной станции. В связи с тем, что при чередующейся промывке интенсивность подачи промывной воды не изменяется, и протяженность подающего промывную воду трубопровода увеличивается незначительно ( $\sim$  на 20 м), поверочный расчет коммуникаций и высоты башни производить нет необходимости.

Проверяем высоту скорого фильтра, которая складывается из высоты дренажа, загрузки и слоя воды с учетом сухого борта (рис. 1.9).

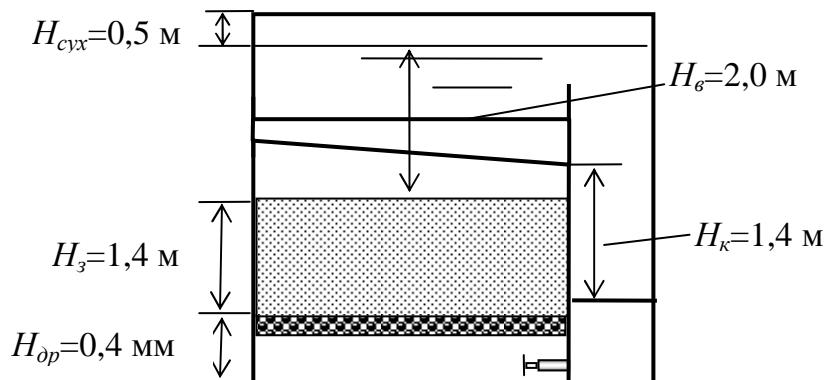


Рисунок 1.9 – Схема скорого фильтра

Таким образом, полученная высота скорого фильтра ( $4,3 \text{ м}$ ), с учетом его реконструкции, не превышает высоту существующего фильтра –  $4,8 \text{ м}$ .

### 1.3.6 Резервуары чистой воды

Так как в резервуарах чистой воды содержится только объем воды на контакт с хлором в течение одного часа, то при среднечасовом расходе очистной станции, равном  $2817 \text{ м}^3/\text{ч}$ , необходимо достроить еще один резервуар емкостью  $500 \text{ м}^3$ .

### 1.3.7 Высотная схема

Поскольку производительность сооружений возросла, то необходимо проверить возможность самотечного движения воды при существующей высотной схеме. Для этого рассчитывают потери напора в сооружениях и коммуникациях. Определение потерь напора в сооружениях ведется согласно [8] по методике, описанной в [11]. Результаты сведены в таблицу 1.3.

Таблица 1.3 – Расчет сборных (распределительных) систем

Показатели	Ед. изм.	Смеситель	КХ	Горизонтальный отстойник	
				сбор воды	удаление осадка
Расчетный расход сооружения	л/с	430,5	123	123	370
Шаг в осях между трубами (лотками)	м	2		1,5	3
Число труб (лотков)	шт	2	1	2	2
Расход на 1 трубу (лоток)	л/с	215,25	123	61,5	185
Скорость движения воды в трубе (лотке)	м/с	1,14	0,80	0,31	1,21
Сечение трубы (лотка)	м <sup>2</sup>	0,24	0,19625	0,25	0,195
Диаметр трубы (размеры лотка)	мм	600×800	500	500×500	300×650
Скорость движения воды (осадка) в отверстиях	м/с		1,81	0,66	2,14
Коэффициент перфорации	-		0,3456	0,373	0,44
Общая площадь всех отверстий	м <sup>2</sup>		0,067824	0,093	0,086
Диаметр отверстия	мм		30	25	25
Площадь одного отверстия	см <sup>2</sup>		7,065	4,90625	4,90625
Число отверстий на трубе (лотке)	шт		96	190	176
Длина трубы (лотка)	м		5,6	39	39
Шаг отверстий	мм		100	400	430
Коэффициент сопротивления отверстий	-			19,38	13,46
Потери напора в отверстиях	м	0,7*	0,6	0,41	1,00

Примечание: 0,7\* – напор на водосливе лотка смесителя

В горизонтальном отстойнике необходимо заменить желоба рассредоточенного сбора воды в отстойнике.

Ширина лотка (м) определяется по формуле:

$$b \approx Kq^{0.4} \quad (1.39)$$

$b = 1,73 \cdot 0,041^{0.4} = 0,48$  м. Принят лоток шириной 500 мм.

где К=0,9 при одностороннем приеме, К=1,73 при двустороннем приеме.

Глубина воды в конце лотка при скорости 0,6 м/с равна [7, п. 6.84]:

$$h_k = 0,041 / (0,6 \cdot 0,5) = 0,14 \text{ м.}$$

Глубина воды в начале лотка определяется по [7]

$$h_o = 1,73h_k = 0,24 \text{ м.}$$

Общая площадь всех отверстий ( $\text{см}^2$ ) при скорости входа воды в отверстия 100 см/с равна  $41000/100 = 410$ .

Число отверстий при диаметре 2,5 см составит  $410/(0,785 \times 2,5^2) = 84$ . Принято 90 отверстий, на одной стенке – 45. Шаг отверстий при длине лотка 37,9 м составит  $37900 / 45 = 840$  мм.

Коэффициент перфорации будет:

$$K_p = 90 \times 0,785 \times 2,5^2 / (60 \times 14) = 0,53,$$

что соответствует ДБН [8, п. 10.10.10].

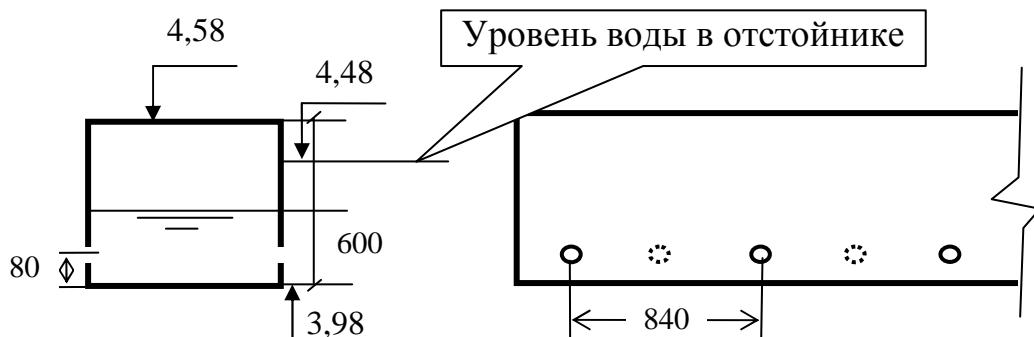
Потери напора (м) в отверстиях определены с учетом коэффициента сопротивления согласно [7, п. 10.10.10]:

$$\xi = \frac{3,2}{K_n^{1,7}} + 3 \quad (1.40)$$

$$\xi = \frac{3,2}{0,53^2} + 3 = 14,4$$

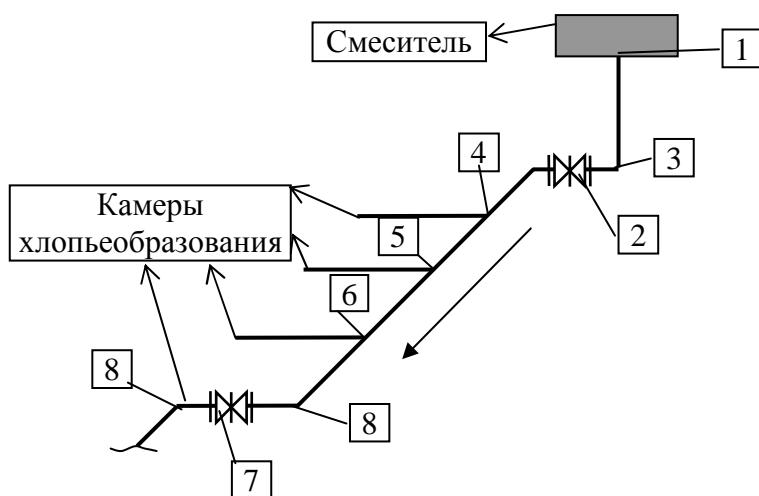
$$h = 14,4 \times 0,6^2 / (2 \times 9,81) = 0,26 \text{ м.}$$

Расчетная высота лотка (рис. 1.10) [7, п.6.75]  $-100+190+276=566$  мм, принята 600 мм.



**Рисунок 1.10 – Сечение сборного лотка и схема разбивки отверстий**

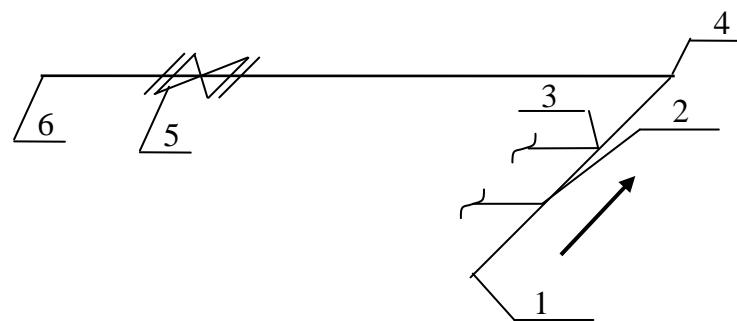
Потери напора по длине определены по таблицам [29], коэффициенты местных сопротивлений по ДБН [8] и справочнику [31], аксонометрические схемы коммуникаций приведены на рисунке 1.11, 1.12 и 1.13.



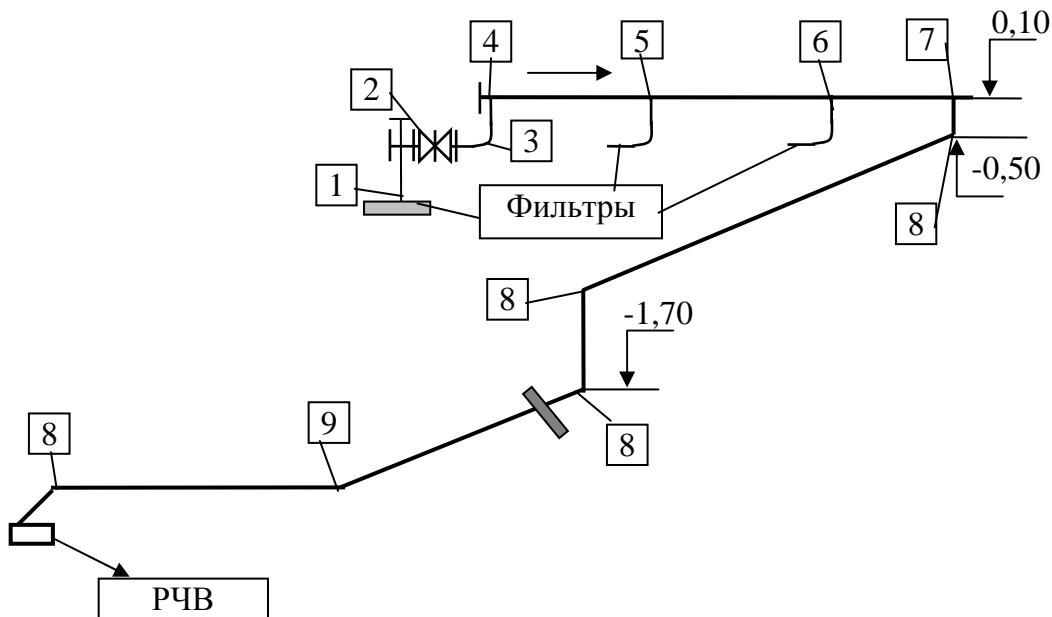
**Рисунок 1.11 – Схема трубопровода подачи воды в отстойники**

Для обеспечения режима фильтрования с переменной скоростью, при котором наблюдается лучшее качество фильтрата и меньший темп прироста потерь напора, воронка на трубопроводе подачи воды в фильтры демонтируется.

Расчетные расходы по трубопроводам смеситель – горизонтальный отстойник и скорый фильтр - резервуар изменяются в местах подключения ГО и фильтров. При этом принято, что один отстойник (ближайший к смесителю) не работает. Расчет трубопровода фильтрованной воды произведен на форсированный режим (ближайший к резервуарам фильтр не работает). Расчеты потерь напора сведены в таблице 1.4.



**Рисунок 1.12 – Схема трубопровода ГО-фильтры**



**Рисунок 1.13 – Схема трубопровода фильтрованной воды**

Таблица 1.4 – Проверка высотного расположения сооружений

№№	Наименование сопротивлений	Расход, л/с	Диаметр, мм	Число	Гидравл. уклон, коэф. местных сопротивлений		$V^2/2g$ или $l$ , м	Потери напора, м
					$i$	$\xi$		
<b>Смеситель-камера хлопьеобразования</b>								
1	Вход в трубу	492	600	1	0,5	[31]	0,154	0,077
2	Задвижка	492	600	1	0,05	[31]	0,154	0,008
3	Колено	492	600	2	0,75	[31]	0,154	0,000
4	Тройник проходной	369	600	1	0,1	[31]	0,154	0,000
5	Тройник проходной	246	600	1	0,1	[31]	0,087	0,000
6	Тройник проходной	123	600	1	0,1	[31]	0,154	0,232
7	Задвижка	123	400	1	0,05	[31]	0,087	0,009
8	Колено	123	400	1	0,75	[31]	0,039	0,004
1-4	Прямой участок	492	600		0,005474	[29]	9	0,049
4-5	Прямой участок	369	600		0,003078	[29]	6	0,018
5-6	Прямой участок	246	600		0,00145	[29]	6	0,009
6-8	Прямой участок	123	600		0,00041	[29]	6	0,002
8-КХ	Прямой участок	123	400		0,002995	[29]	6	0,018
<b>Итого</b>								0,47
<b>ГО – скорый фильтр</b>								
1	Вход	92,2	400	1	0,5	[31]	0,027	0,014
2	Тройник проходной	184,4	600	1	2	[31]	0,022	0,043
3	Тройник проходной	92,2	400	1	2	[31]	0,027	0,055
4	Колено	92,2	400	2	0,4	[31]	0,027	0,022
5	Задвижка	92,2	400	1	0,05	[31]	0,027	0,001
6	Выход (переход расширяющийся)	92,2	400	1	1	[31]	0,027	0,027
7	Прямой участок	276,7	600	1	0,0018	[29]	6	0,011
8	Прямой участок	184,4	600	1	0,00085	[29]	6	0,005
9	Прямой участок	92,2	400	1	0,001766	[29]	7	0,012
<b>Итого</b>								0,19
<b>Скорый фильтр-резервуар</b>								
1	Вход	92,2	400	1	0,5	[31]	0,027	0,014
2	Задвижка	92,2	400	1	0,05	[31]	0,027	0,001
3	Колено	92,2	400	1	0,75	[31]	0,027	0,021
4	Тройник с поворотом	92,2	400	1	2	[31]	0,027	0,055
5	Тройник проходной	184,4	600	1	0,1	[31]	0,022	0,002
6	Тройник проходной	276,7	600	1	0,1	[31]	0,049	0,005
7	Тройник с поворотом	553,3	600	1	1	[31]	0,195	0,195
8	Колено	553,3	600	4	0,75	[31]	0,195	0,586
9	Поворот трубы 135°	553,3	600	1	0,4	[31]	0,195	0,078
1-4	Прямой участок	92,2	400		0,002804	[29]	1,5	0,004
4-5	Прямой участок	92,2	600		0,000383	[29]	6,0	0,002
5-6	Прямой участок	184,4	600		0,001351	[29]	6,0	0,008
6-7	Прямой участок	276,7	600		0,002876	[29]	6,0	0,017
7-РЧВ	Прямой участок	553,3	600		0,005086	[29]	51,0	0,259
<b>Всего в трубопроводе фильтрата</b>								<b>1,25</b>

Высотная схема существующей станции приведена на рисунке 1.14. Отметка уровня воды в резервуаре принята 0,0 м. Расчет отметок воды в сооружениях производится последовательным прибавлением потерь напора.

Отметка уровня воды в фильтре:

$$0,00+1,25+3,00=4,25 \text{ м.}$$

здесь 3 м – потеря напора в скромом фильтре [8, п. 10.28.2].

При этом высота сухого борта фильтра будет 0,3 м. При отметке верха загрузки 1,8 м высота слоя воды составит 2,45 м, а расстояние от поверхности загрузки до кромки промывных желобов 0,95 м при требуемом расстоянии  $1,4 \times 30\% + 0,3 = 0,72$  м.

Отметка воды в сборном канале отстойника:

$$4,25+0,19=4,44 \text{ м.}$$

где 0,19 м – потеря напора от отстойника до фильтра по табл. 1.4.

А отметка воды в отстойнике:

$$4,44+0,04=4,48 \text{ м,}$$

где 0,04 – потери в отверстиях сборных желобов (табл. 3).

Отметка борта отстойника 4,95 м (рис. 1.14), и высота сухого борта 0,47 м достаточна.

Высота зоны сбора осветленной воды принята 0,4 м, таким образом, верх тонкослойных блоков устанавливается на отметке 3,58 м (рис. 1.10).

Отметка воды в кармане смесителя:

$$4,48+0,7+0,47=5,65 \text{ м,}$$

где 0,7 – потери в трубопроводе подачи воды в КХ (табл. 1.3);

0,47 – потери в трубопроводе смеситель - ГО (табл.1.4).

Отметка уровня воды в смесителе 5,85 м, высота сухого борта – 0,35 м, что допустимо.

Таким образом, пропуск необходимого расхода и высотное расположение сооружений станции обеспечивается прокладкой труб на достраиваемые скорые фильтры.

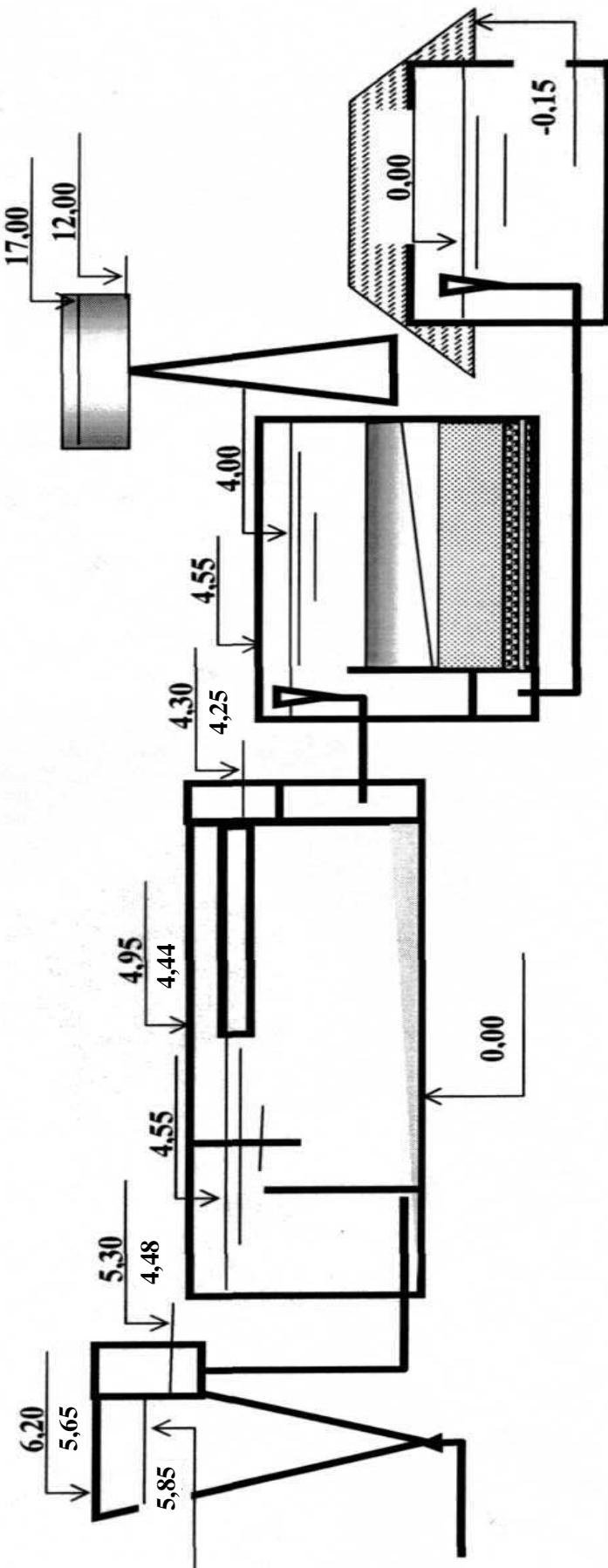


Рисунок 1.14 – Высотная схема станции: числитель – отметка уровня воды после реконструкции, знаменатель – до реконструкции (взяты из типового проекта)

## ЛИТЕРАТУРА

1. ГСанПиН 2.2.4-171-10. Государственные санитарные правила и нормы "Гигиенические требования к воде питьевой, предназначенной для потребления человеком".
2. Словарь иностранных слов. – М.: Русс. Яз., 1989. – 624 с.
3. Орлов В.О., Шевчук Б.И. Интенсификация работы водоочистных сооружений. – К.: Будівельник, 1989. – 128с.
4. Василенко А.А., Грабовский П.А., Ларкина Г.М., Полищук А.В., Прогульный В.И. Реконструкция и интенсификация сооружений водоснабжения и водоотведения (учебн. пособие) Одесса: ОГАСА. – 2008.– 308 с.
5. Пособие по пуску, наладке и эксплуатации очистных сооружений водопровода/ Росводоканалналадка МКХ РСФСР/. – М.: Стройиздат, 1968. – 248 с.
6. Блувштейн М.М. Повышение эффективности работы очистных сооружений водопровода. – М.: Стройиздат, 1977. – 176 с.
7. Эксплуатация систем водоснабжения, канализации и газоснабжения: Справочник / Под ред. В.Д.Дмитриева, Б.Г.Мишукова/ – Л.: Стройиздат, 1988.– 383 с.
8. ДБН В.2.5-74:2013\_Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування / МРРБтажКГ України. – Київ, 2013. – 287 с.
9. Пособие по проектированию сооружений для очистки и подготовки воды (к СНиП 2.04.02-84. "Водоснабжение. Наружные сети и сооружения") / НИИ КВОВ АКХ им. К.Д. Памфилова. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 128 с.
10. Кожинов В.Ф. Очистка питьевой и технической воды: Примеры и расчеты. – М.: Стройиздат, 1971. – 303 с.
11. Грабовский П.А., Ларкина Г.М., Гуринчик Н.А. Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине «Очистка природных вод». – Одесса: ОГАСА, 2010. – 64 с.
12. Грабовский П.А., Любарский В.М. и др. Методические указания "Охрана окружающей среды при проектировании сооружений водопровода". Одесса: ОИСИ, 1985. – 52 с.
13. Грабовский П.А., Ларкина Г.М., Прогульный В.И. Очистка природных вод (учебное пособие). – Одесса: ОГАСА, 2003.– 267 с.
14. Бабенков Е.Д. Очистка воды коагулянтами. – М.: Наука, 1977. – 356 с.
15. Вейцер Ю.М., Минц Д.М. Высокомолекулярные флокулянты в процессах очистки природных и сточных вод. – М.: Стройиздат, 1984. – 200 с.
16. Герасимов Г.Н. Процессы коагуляции-флокуляции при обработке поверхностных вод // Водоснабжение и санитарная техника – 2001. – №3. – С. 26-31.
17. Руководство по химическому и технологическому анализу воды. /ВОДГЕО Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1973. – 273 с.
18. Корабельников В.М., Вольф труб Л. Технические предложения по модернизации осветителей ВТИ-160 в цехе химводоочистки ГРЭС г. Пскова.

19. Рекомендации по применению технологии очистки воды на осветлителях со взвешенным слоем рециркулируемого осадка /ЛНИИ АКХ им. К.Д. Памфилова. – Л., 1985. – 10 с.
20. Аюкаев Р.И., Мельцер В.З. Производство и применение фильтрующих материалов для очистки воды: Справ. пособие. – Л.: Стройиздат, 1985. – 120 с.
21. Рекомендации по применении пористых полимербетонных дренажей в скорых фильтрах водоочистных станций и установках заводского изготовления /АКХ им. К.Д. Памфилова. – М.: ОНТИ АКХ, 1989. – 48 с.
22. Шевченко М.А., Марченко П.В. и др. Очистка питьевых и сточных вод от ядохимикатов. Киев, Будівельник, 1975. – 92 с.
23. Шевченко М.А., Таран П.И. Гончарук В.В. Очистка природных и сточных вод от пестицидов. Л.: Химия, 1989 – 184 с.
24. Руденко Г.Л., Гороновский И.Т. Удаление примесей из природных вод на водопроводных станциях. Киев, Будівельник, 1976. – 208 с.
25. Паскуцкая Л.Н., Новиков В.К., Криштул В.П. Повышение эффективности очистки вод в системе хозяйственно-питьевого водоснабжения. М., Стройиздат, 1978. 80 с.
26. Шевченко М.А., Лизунов В.В. Технология обработки воды. Киев, Будівельник, 1980.– 116 с.
27. Смирнов А.Д. Сорбционная очистка воды. Л: Химия, 1982. – 168 с.
28. Герасимов Г.Н. Адаптация технологии обработки питьевой воды к новым условиям: применение ультрафильтрации. – Водоснабжение и санитарная техника. – 2003. – № 6,7.
29. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: Справ. пособие. М.: Стройиздат, 1984. – 116 с.
30. ТП: Интенсификация работы станций очистки воды поверхностных источников с содержанием взвешенных веществ до 2500 мг/л производительностью до 200 тыс. м<sup>3</sup>/сут. Альбом П. /ЦНИИЭИ инж. оборуд. – М.
31. Справочник по гидравлическим расчетам // Под ред. П.Г.Киселева. – М.: Энергия, 1974. – 312 с.

## **ЗАДАЧИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ИНТЕНСИФИКАЦИИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ**

Необходимость реконструкции и расширения очистных сооружений возникает при несоответствии получаемого эффекта очистки сточных вод требуемого при сбросе их в естественные водоемы или использовании в хозяйственных целях.

*Основными причинами ухудшения работы действующих очистных сооружений являются:*

- превышение или уменьшение их проектной производительности по расходу очищаемых сточных вод («перегрузка по расходу» или «недогрузка по расходу»);
- превышение производительности сооружений по количеству загрязнений, подлежащих удалению («перегрузка по загрязнениям»);
- изменение состава и концентрации загрязняющих веществ.

Очень важную практическую задачу представляет собой увеличение или уменьшение производительности уже действующих очистных станций. Ее можно решать двумя принципиально различными способами.

1. Наращивание производства на существующей технологической базе, т.е. в строительстве дополнительных технологических единиц очистных сооружений, аналогичных действующим. Использование данного способа приводит к значительному повышению капитальных затрат, не обеспечивая пропорционального увеличения производительности труда.

2. Более эффективное использование действующих производственных мощностей. При этом увеличение производительности канализационной очистной станции предусматривается за счет реконструкции действующих сооружений и интенсификации их работы с использованием более производительных процессов или оптимальных технологических режимов.

Перспективным приемом повышения производительности очистных сооружений и улучшения качества очистки сточных вод является интенсификация технологических процессов механической или биологической очистки.

Окончательное решение о способе и методах реконструкции существующих очистных сооружений канализации принимается на базе технико-экономического сравнения вариантов реконструкции.

Повышение производительности и эффективности работы действующих очистных сооружений может быть достигнуто несколькими путями: строительством дополнительных сооружений по всей технологической линии очистки сточных вод и обработки осадков; расширением одного или нескольких элементов технологической линии, обеспечивающим улучшение работы других сооружений и всего комплекса в целом; интенсификацией технологических процессов очистки сточных вод на существующих очистных сооружениях (предварительная аэрация сточных вод, биокоагуляция загрязнений, увеличение доз активного ила в аэротенках, повышение интенсивности аэрации); переоборудованием отдельных сооружений в более производительные, обеспечивающие более высокий эффект удаления

загрязнений в сравнении с применяемыми.

Реконструкция в частности, позволяет уменьшить инвестиции на единицу пропускной способности очистных сооружений на 30-50 %, в 2-3 раза сократить продолжительность строительства, обеспечить быструю окупаемость вложенных средств.

## МЕТОДЫ ИНТЕНСИФИКАЦИИ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СИСТЕМ

Выбор состава очистных сооружений представляет собой сложную технико-экономическую задачу и зависит от расхода сточных вод, необходимой степени очистки, выбранного метода обработки и использования осадков, а также от местных условий.

При проектировании очистных сооружений предусматривают обустройство сооружений: для равномерного распределения сточных вод между отдельными сооружениями, для испорожнения сооружений для ремонта и аварийного сброса сточных вод, для замера сточных вод, осадка и активного ила, расход воздуха, пара, газа.

Усреднения расхода и концентраций загрязнений сточных вод обеспечивает равномерно нагрузку очистных сооружений в течение суток, создает стабильные условия для их работы, позволяет существенно ослабить вредное влияние на биологические процессы залповых сбросов токсичных примесей.

Усреднения расхода сточных вод позволяет уменьшить объемы очистных сооружений, проектируемых, размеры которых определяются обычно по максимальным часовым расчетным расходам. В идеальном случае максимальная суточная производительность решеток, песколовок, первичных и вторичных отстойников, контактных резервуаров может быть обеспечена подачей в них максимального часового расхода сточных вод в течение 24 час. Однако не всегда целесообразно строительство усреднителей, рассчитанных на усреднение всего суточного объема расхода сточных вод. Хорошие результаты могут быть достигнуты при использовании так называемых регулирующих резервуаров значительно меньших по объему [1, 2, 16].

Регулирующие резервуары состоят из разделительной камеры, собственно регулирующих резервуаров и подкачивающих насосных станций. Разделительная камера, устраивается после решеток и песколовок, предназначена для отбора из потока сточных вод некоторые их расходы, когда она превышает расчетную. Отобранные сточные воды самотеком поступают в регулирующие резервуары, работающие с переменным уровнем жидкости благодаря насосной станции, которая откачивает сточные воды и поругает их на очистку в часы, когда поступления сточных вод на очистные сооружения сокращается.

Регулирующие резервуары целесообразно устраивать на базе первичных вертикальных или радиальных отстойников, которые приспособлены для удаления осадка. Они размещаются после песколовки. Поскольку создаваемый в регулирующих резервуарах осадок практически отличается от сырого осадка

первичных отстойников, то в дальнейшем он может обрабатываться вместе с ним.

**Интенсификация работы первичных отстойников.** Основными методами интенсификации работы первичных отстойников является преаэрация, биокоагуляция, оборудование первичных отстойников тонкослойными блоками, переоборудование отстойников во флотаторы или флотационные биокоагуляторы, предварительная обработка сточных вод реагентами.

*Тонкослойное отстаивание* применяется в случае необходимости сокращения объема очистных сооружений при ограниченности выделяемой площади и при необходимости повышения эффективности существующих отстойников. В первом случае тонкослойные отстойники выполняют роль самостоятельных сооружений, во втором – существующие отстойники дополняются тонкослойными модулями, располагаемыми в совершенствуемом отстойнике, перед водосборным устройством [3].

*Тонкослойные отстойники.* Эффективным средством улучшения первичного осветления сточных вод может быть оборудование отстойников трубчатыми или полочными блоками, обеспечивающими работу отстойников в режиме тонкослойного отстаивания [4]. Такими блоками, изготовленными чаще из пластмасс или полимерных пленок, могут быть оборудованы вертикальные, горизонтальные и радиальные отстойники.

В тонкослойных отстойниках отстойная зона делится на ряд слоев (ярусов) небольшой глубины 0,025-0,2 г. Процесс отстаивания в них происходит довольно быстро, поскольку путь движения осаждаемых частиц в десятки раз меньше, чем у обычных отстойниках. Равномерное распределение потока сточных вод, обеспечен в начале сооружения, сохраняется по всей ее длине, благодаря чему коэффициент объемного использования зоны освещения в тонкослойных отстойниках может достигать 0,7-0,8 [5].

Основными элементами тонкослойных отстойников являются пластины, объединяемых в блоки, которые затем определенным образом размещаются в объеме сооружения. Пластины чаще всего изготавливаются из пластмассы, однако они также могут быть изготовлены из металлических и асбестоцементных листов, стекла или из тонких полимерных пленок толщиной 0,15-0,5 мм. По конструкции тонкослойные блоки бывают полочными (пластинчатыми), когда яруса образованы плоскими или гофрированными листами или полками, и трубчатыми – с тонкослойными элементами в виде труб различного поперечного сечения (круглого, прямоугольного, многоугольного). Для обеспечения сползания осадка с поверхности пластин или труб они устанавливаются в блоках под углом  $\alpha=45-60^\circ$ .

В зависимости от взаимного направления движения воды и осадка возможны три схемы работы тонкослойных отстойников: противоточные – когда жидкость и осадок движутся в противоположных направлениях, прямоточная – в одном направлении, и перекрестная – в перпендикулярных направлениях. По направлению движения потока жидкости тонкослойные отстойники бывают с восходящим, с нисходящим и комбинированным движением жидкости.

Полочные и трубчатые тонкослойные отстойники по эффективности задержания взвешенных веществ практически не отличаются друг от друга. Близкие также технологические показатели отстойников, работающих по противоточной, прямоточной или перекрестной схемам. Выбор той или иной конструкции тонкослойных отстойников для конкретных условий осуществляется на основе технико-экономических расчетов. Для очистки городских сточных вод чаще всего используют тонкослойные отстойники, что работают по противоточной схеме.

Тонкослойные элементы проектируют таким образом, чтобы в них был обеспечен ламинарное движение воды, т.е. чтобы число Рейнольдса не превышало 500. Этим условиям соответствуют значения скорости движения потока жидкости в межблочном пространстве тонкослойных отстойников, не превышающих 10 мм/с. Обычно длину пластин принимают с коэффициентом запаса 1,2-1,5.

Общая ширина тонкослойных блоков принимается конструктивно, исходя из ширины секции отстойника, размеров материала листов блоков и условий их монтажа.

Обязательным условием, которое должно выполняться при конструировании тонкослойных отстойников, должно быть плотнуюстыковку пластин в блоках, устанавливаемых рядом.

Преимуществами тонкослойных отстойников является их компактность (благодаря малой необходимой длине блока), высокий эффект освещения (до 70-80 %), возможность эффективного осветления сточных вод при высоких концентрациях взвешенных веществ, плохо осаждаются.

*Флотационные биокоагуляторы.* Процесс осветления сточных вод можно интенсифицировать также путем переоборудования первичных отстойников в так называемые флотационные биокоагуляторы.

Возможные схемы переоборудования в флотационные биокоагуляторы горизонтальных, вертикальных и радиальных отстойников и рекомендации по их расчетам приведены в литературе [4, 6-8]. При переоборудовании первичных отстойников в флотационные биокоагуляторы принимают: длительность пребывания в флотационной камере смеси очищаемых сточных вод и рабочей жидкости – 35-40 мин. Коэффициент рециркуляции (отношение расхода рабочей жидкости и очищаемых сточных вод) – 0,5-0,7; давление насыщения рабочей жидкости воздухом – 0,45-0,50 МПа; доза воздуха – 2-3 % от суммарного расхода рабочей жидкости и очищаемых сточных вод; влажность удаленного шлама – 94-96 %. Вынос взвешенных веществ из флотационного биокоагуляторов не превышает 200 мг/л (в составе взвешенных веществ, выносимых, основная часть – это жизнеспособный активный ил).

Переоборудование первичных отстойников во флотационные биокоагуляторы позволяет сократить продолжительность первичного осветления сточных вод до 30-40 мин. На 30-40 % снизить БПК<sub>5</sub> сточных вод, поступающих в аэротенки. Снижение БПК во флотационных биокоагуляторах происходит за счет удаления из сточных вод части растворимых и коллоидных загрязнений. Одновременно происходит также снижение концентраций СПАВ, жиров, нефтепродуктов, ионов тяжелых металлов и других загрязнений.

Получение флотационного шлама пониженной влажности позволяет исключить из технологической схемы уплотнители избыточного активного ила, уменьшить объемы метантенков или других сооружений для обработки осадков и шламов. Недостатком флотационной биокоагуляции являются большие затраты электроэнергии для перекачки рабочей жидкости под значительным давлением.

*Предварительная обработка сточных вод реагентами.* Интенсификация первичного отстаивания возможна путем введения в сточные воды реагентов, а именно сульфата алюминия, хлорида железа, сульфатов окислительного и закиси железа, катионные полизелектролиты. Для улучшения хлопьеобразования минеральные коагулянты могут использоваться в сочетании с полиакриламидом, при необходимости может осуществляться ощелачивания сточных вод известью или другими щелочными реагентами. На выбор вида и доз реагентов влияют состав сточных вод, необходимую степень их очистки, а также технико-экономические соображения. Использование реагентов на стадии предварительной очистки обеспечивает не только существенное повышение эффекта просветления сточных вод, но и удаление значительной части коллоидных и растворимых загрязнений, в том числе таких тяжело окисляемых, как нефтепродукты, красители, ЮАР и др. Одновременно происходит снижение концентраций ионов тяжелых металлов и соединений фосфора. Снижение БПК и ХПК, концентрация взвешенных веществ и примесей, что достигается при реагентной обработке, позволяет значительно улучшить работу биологических очистных сооружений.

Вместе с тем необходимо учитывать, что реагентная обработка сточных вод связана с использованием дорогостоящих реагентов и со строительством реагентного хозяйства, приводит к существенному увеличению количества образуемых осадков как по сухим веществом, так и по объему. Поэтому решение об использовании реагентов для интенсификации очистки сточных вод на действующих сооружениях должно приниматься на основе всестороннего анализа ситуации.

*Предварительная аэрация.* На городских очистных сооружениях широко распространены методы интенсификации первичного отстаивания, связанные с аэрацией сточных вод и с использованием биофлокулирующих способностей избыточного активного ила и биопленки. Простым методом интенсификации является предварительная аэрация (преаэрация) сточных вод, которая осуществляется в каналах, которые подводят сточные воды к первичным отстойникам, или в специальных сооружениях – преаэраторах, размещенных перед отстойниками. Продолжительность аэрации при этом составляет 10-20 мин, а расход воздуха – примерно  $0,5 \text{ м}^3$  на  $1 \text{ м}^3$  аэрированных сточных вод. В процессе преаэрации происходит флокуляция и коагуляция мелких частиц нерастворимых примесей, плотность которых мало отличается от плотности самой воды. В результате эти частицы меняют свою гидравлическую крупность и скорее оседают при дальнейшем отстаивании. Кроме этого, наблюдается некоторое уменьшение БПК сточных вод, улучшается отделение жиров, масел, нефтепродуктов, исключаются анаэробные процессы в отстойниках, улучшается следующая биологическая очистка сточных вод в аэротенках или на биофильтрах [9].

Предварительная аэрация способствует (за счет более полного удаления взвешенных частиц) лучшей подготовке сточных вод к следующей их биологической очистке. Более высокий эффект удаления взвешенных веществ и снижения БПК сточных вод дает предварительная аэрация с добавлением избыточного ила из вторичных отстойников.

**Интенсификация работы аэротенков.** Интенсификацию работы аэротенков можно осуществлять по нескольким направлениям, главным из которых является увеличение массы активного ила, принимает участие в процессе биологической очистки сточных вод. Увеличение массы активного ила в аэротенках может быть достигнуто:

- 1) без изменения режима работы вторичных отстойников путем устройства регенераторов (если они отсутствовали или увеличением их доли от общего объема аэротенка), устройством в аэротенках специального загрузки, которое покрывается пленкой микроорганизмов (так называемые биотенки);
- 2) с изменением режима работы вторичных отстойников путем оборудования их тонкослойными блоками или переоборудование во флотационные илоотделители;
- 3) устройством между аэротенками и вторичными отстойниками специальных фильтрующих элементов (так называемые фильтротенки);
- 4) осуществлением разделения иловой смеси с помощью ультрафильтрационных мембран (так называемые мембранные биореакторы).

Следует понимать, что увеличение массы активного ила и окислительной мощности аэротенков потребует и соответствующего увеличения окислительной способности используемых систем аэрации для обеспечения биохимического процесса кислородом. Это достигается использованием высокопроизводительных механических, пневмомеханических или струйных аэраторов, увеличением глубины погружения аэраторов (шахтные или башенные аэротенки), применение чистого кислорода или обогащенного кислородом воздуха (окситенки).

При наличии в сточных водах органических веществ с различными скоростями окисления целесообразно применение двух - и многоступенчатых схем очистки сточных вод в аэротенках. При этом на каждой ступени формируется «свой» активный ил, лучше приспособлен к окислению определенного спектра органических загрязненных. При очистке городских сточных вод для улучшения работы может быть осуществлен перевод аэротенков из режима смещивания в режим вытеснения путем секционирования с помощью вертикальных перегородок.

**Интенсификация работы биологических фильтров.** Главным методом интенсификации биологических фильтров следует считать замену традиционного объемного загрузки на плоскостное пластмассовое, что позволяет резко увеличить окислительную мощность биофильтра, отказаться от искусственной вентиляции загрузки и даже (в некоторых случаях) от первичного осветления сточных вод. Способствует улучшению работы биофильтра, устройства вентиляции загрузки «сверху-вниз», осуществления рециркуляции с использованием избыточной биопленки, перевод части капельных биофильтов в режим работы высоконагруженные и устройства таким образом двухступенчатые биофильты, использование биофильтов в комбинированных схемах с аэротенками.

**Интенсификация сооружений доочистки сточных вод.** В связи с повышением требований к качеству очищенных сточных вод полная биологическая очистка может дополняться сооружениями доочистки. Интенсификация работы фильтров достигается их переоборудованием в фильтры с плавающей загрузкой, а также в аэрационные фильтры. Для улучшения работы биологических прудов применяют искусственную аэрацию, культивирования водоросли и высшей водной растительности устраивают многоступенчатые биопруды. Возможно также использование технологических схем реагентной доочистки сточных вод.

**Обеззараживание сточных вод.** Перед сбросом в водоем сточные воды поддаются обеззараживанию с целью обезвреживания патогенных микроорганизмов. Более широкое распространение получило хлорирование, т.е. введение в сточную воду хлора. Установка для хлорирования включает хлораторную, смеситель, контактные резервуары. Обеззараживание сточных вод жидким хлором или гипохлоритом натрия должно предусматриваться на станциях полной и неполной биологической очистки. Для смешения сточной воды с хором могут быть использованы смесители любого типа.

Очищенные сточные воды после обеззараживания отводятся к месту выпуска закрытым трубопроводом или открытым каналом.

Для сбраживания осадков с первичных отстойников, избыточного активного ила и биологической пленки могут использоваться метантенки с мезофильным или термофильным режимом процесса, а также аэробные стабилизаторы. Для последующей обработки осадка, сброшенного в мезофильных условиях, могут быть использованы: сушение на иловых площадках и последующее компостирование; механическое обезвоживание на вакуум-фильтрах, центрифугах и фильтрпрессах; термическая сушка; сжигание. Для осадка, сброшенного в термофильных условиях, возможно использование тех же способов, компостиования [9, 10].

## **ПРИМЕР 2 ИНТЕНСИФИКАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ СТАНЦИИ ПОЛНОЙ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД**

## 2.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

## 2.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ СТОЧНЫХ ВОД

Расчетный суточный расход сточных вод соответственно ДБН [5]

$$Q_{расч.сум} = Q_{ср.сум.} \cdot K_{сум.}, \quad (2.1)$$

где  $K_{сум.}$  – коэффициент суточной неравномерности, принятый в соответствии с ДБН [5, п. 7.1.6]. В проекте коэффициент суточной неравномерности принят 1,2 согласно задания.

$$Q'_{расч.сум} = 25000 \cdot 1,2 = 30000 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Запланированное увеличение пропускной способности 10% от  $Q_{ср.сум.}$ , т.е.:

$$Q_{расч.сум} = 1,1 \cdot Q'_{расч.сум.}, \text{ м}^3/\text{сут.}$$

$$Q_{расч.сум} = 1,1 \cdot 30000 = 33000 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расчетные максимальные и минимальные секундные расходы сточных вод, л/с:

$$q_{\max.c} = \frac{Q_{расч.сум} \cdot K_{gen.max}}{86,4}, \text{ л/с,} \quad (2.2)$$

$$q_{\max.c} = \frac{33000 \cdot 1,53}{86,4} = 584 \text{ л/с,}$$

$$q_{\min.c} = \frac{Q_{расч.сум} \cdot K_{gen.min}}{86,4} \text{ л/с.} \quad (2.3)$$

$$q_{\min.c} = \frac{33000 \cdot 0,64}{86,4} = 244 \text{ л/с.}$$

## 2.3 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ МЕХАНИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

### 2.3.1 Песковки

Наибольшее применение нашли песковки с горизонтальным прямолинейным движением воды. Число песковок должно быть не менее 2.

Определяем необходимую площадь живого сечения одного отделения песковки  $\omega$

$$\omega = \frac{q_{\max}}{n \cdot v_s} \text{ м}^2. \quad (2.4)$$

где  $q_{\max}$  – максимальный секундный расход сточных вод,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $q_{\max} = 0,584 \text{ м}^3/\text{с}$ ;

$v_s$  – скорость течения воды,  $\text{м/с}$ , [11, табл. 2.1]  $v_s=0,3 \text{ м/с}$  для горизонтальных песковок при максимальном притоке сточных вод;

$$\omega = \frac{0,584}{2 \cdot 0,3} = 1 \text{ м}^2.$$

По [11, табл. 3.1] выбираем расчетную глубину песковки  $H_s=0,5$  и гидравлическую крупность песка  $u_0=18,7 \text{ мм/с}$  и коэффициент  $K_s=1,7$ .

Определяем длину песковки:

$$L_s = \frac{1000 \cdot K_s \cdot H_s \cdot v_s}{u_0} \text{ м.} \quad (2.5)$$

$$L = \frac{1000 \cdot 1,7 \cdot 0,5 \cdot 0,3}{18,7} = 13,6 \text{ м.}$$

Общие расчетные параметры горизонтальной песколовки приняты следующие (табл. 2.2).

Таблица 2.2 – Расчетные параметры горизонтальной песколовки

Гидравлическая крупность песка $u_0$ , мм/с	Скорость движения сточных вод при притоке		Глубина $H$ , м	Количество задерживаемого песка л/чел в сут.	Влажность песка, %	Содержание песка в осадке, %
	min	max				
18,7 – 24,2	0,15	0,3	0,5-2	0,02	60	55-60

Площадь зеркала воды при максимальном притоке равна:

$$F_s = \frac{q_{\max}}{u_0} \text{ м}^2 \quad (2.6)$$

$$F_s = \frac{0,584}{0,0187} = 31,2 \text{ м}^2.$$

Рассчитываем ширину одного отделения песколовки  $B$

$$B = \frac{\omega}{H_s} \text{ м}, \quad (2.7)$$

$$B = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ м.}$$

Принимаем 2 рабочих отделения песколовки и 1 резервное с размерами 18×2 м.

Проверку гидравлического расчета песколовок производим на определение действительной скорости движения сточных вод при максимальном притоке:

$$v_s = \frac{q_{\max}}{(B_s \cdot H_s \cdot n_s)} \text{ м/с.} \quad (2.8)$$

$$v_s = \frac{0,584}{(2 \cdot 0,5 \cdot 2)} = 0,3 \text{ м/с.}$$

и продолжительности их протекания:

$$T = \frac{L_s}{v_s} = \frac{13,6}{0,3} = 45,3 \text{ с.} \quad (2.9)$$

$$T = \frac{13,6}{0,3} = 45,3 \text{ с.}$$

Для горизонтальных песколовок продолжительность протекания сточных вод при максимальном притоке должна составлять не менее 30 и не более 60 с.

Суточный объем осадка, накапливаемого в песколовки

$$W_{cym}^{oc} = \frac{N_{np} \cdot q_{oc}}{1000} \quad (2.10)$$

$$W_{cym}^{oc} = \frac{132000 \cdot 0,02}{1000} = 2,64 \text{ м}^3 / \text{сум}$$

Приведенное население

$$N_{np} = \frac{1000 \cdot Q}{a} \quad (2.11)$$

$$N_{np} = \frac{1000 \cdot 33000}{250} = 132000 \text{ чел}$$

$a$  – норма водоотведения, принимается 250 л/(сут/чел).

Объем бункера первого отделения песколовки

$$W_{\delta} = \frac{W_{cym} \cdot T_{oc}}{n} \quad (2.12)$$

$$W_{\delta} = \frac{2,64 \cdot 2}{2} = 2,64 \text{ м}^3$$

Вместимость бункера, рассчитанная при 5-суточном хранении песка

$$W_{\delta} = W_{oc} \cdot 5 = 2,64 \cdot 5 = 13,2 \text{ м}^3$$

Глубина бункера песколовки

$$h_{\delta} = \frac{W}{B^2} \quad (2.13)$$

$$h_{\delta} = \frac{2,64}{2^2} = 0,66 \text{ м}$$

Высота слоя осадка на дне песколовки

$$h_{oc} = \frac{K_n \cdot W_{cym}}{B \cdot n \cdot L_s} \quad (2.14)$$

$$h_{oc} = \frac{3 \cdot 2,64}{2 \cdot 2 \cdot 13,6} = 0,145 \text{ м}$$

$K_n$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения осадка по площади, принимается 3.

Полная строительная высота песколовки

$$H_{cmp} = H_s + h_{oc} + h_{\delta} = 0,5 + 0,14 + 0,4 = 1,04 \text{ м}$$

Принимаем горизонтальную песколовку с основными размерами  $B \times H \times L$   
 $2 \times 1,04 \times 13,6$ .

Площадь песковой площадки

$$F = \frac{W_n \cdot 365}{q_{y\delta}} \quad (2.15)$$

$$F = \frac{2,64 \cdot 365}{3} = 321,2 \text{ м}^2$$

### 2.3.2 Первичные горизонтальные отстойники

Существующие первичные горизонтальные отстойники на городской очистной станции канализации имеют 5 отделений с размерами каждого: высота  $H_{set} = 4$  м, длина  $L_{set}=71$  м и ширина  $B_{set}=8$  м. Запланировано увеличение пропускной способности очистной станции канализации до  $Q = 33\ 000 \text{ м}^3/\text{сут}$  ( $q_{max}=2104 \text{ м}^3/\text{ч}$ ) при определенной эффективности осветления. Содержание взвешенных веществ в поступающей воде составляет  $C_{en}=330 \text{ мг/л}$ , содержание взвешенных веществ в осветленной воде  $C_{ex}=120 \text{ мг/л}$ .

Принимая во внимание, что при проектировании очистных установок, как правило, применяются типовые или экспериментальные конструкции отстойных сооружений с известными размерами, за расчетную величину следует принимать производительность одного отстойника  $q_{set}$ , при которой обеспечивается эффект очистки.

Рассчитываем необходимый эффект осветления в отстойниках, Э:

$$\mathcal{E} = \frac{C_{en} - C_{ex}}{C_{en}} \cdot 100, \% \quad (2.16)$$

$$\mathcal{E} = \frac{330 - 120}{330} \cdot 100 = 63,6 \%$$

где  $C_{en}$  – начальная концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающих в отстойник, мг/л;

$C_{ex}$  – допустимая конечная концентрация взвешенных веществ в осветленной воде, мг/л.

В связи с необходимостью повышения эффективности существующих отстойников для реконструкции и интенсификации работы горизонтальных отстойников предлагается установить *тонкослойные блоки с противоточной схемой работы* (рис. 2.1).

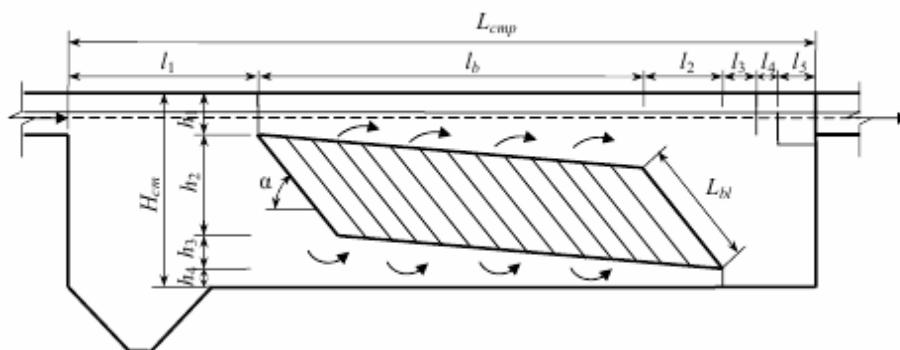


Рисунок 2.1 – Расчетная схема тонкослойного отстойника с противоточной схемой работы

Определяется значение гидравлической крупности,  $U_0$ :

$$u_0 = \frac{1000 \cdot K_{set} \cdot H_{set}}{t_{set} \left( \frac{K_{set} \cdot H_{set}}{h_1} \right)^{n_2}} \quad (2.17)$$

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 4 \cdot 0,5}{3375 \left( \frac{0,5 \cdot 4}{0,5} \right)^{0,11}} = 0,51 \text{ мм/с}$$

где  $H_{set}$  – глубина проточной части в отстойнике, м, [11, табл. 2.1];

$K_{set}$  – коэффициент использования объема проточной части отстойника [11, табл. 4.2];

$t_{set}$  – продолжительность отстаивания, для городских сточных вод эту величину допускается принимать по табл. 2.1;

$h_1$  – глубина слоя, равная 0,5 м;

$n_2$  – показатель степени, для городских сточных вод его определяют по рисунку 4.14 [11].

Назначаем ширину тонкослойного блока, равной ширине секции отстойника  $B_{bl}=B_{set}=8$  м.

Принимаем угол наклона пластин тонкослойного блока  $\alpha = 60^0$  ( $45\text{-}60^0$ ).

Принимаем по таблице 4.3 высоту яруса тонкослойного блока  $h_{bl}=0,15$  м (0,2м), скорость рабочего потока, равную  $v_w=4,5$  мм/с (2-10мм/с), и коэффициент использования объема  $K_{set}=0,5$  ( $0,5\text{-}0,7$ ).

По формуле (13) [11] находим длину пластины в блоке яруса тонкослойного блока,  $L_{bl}$ :

$$L_{bl} = \frac{v_w \cdot h_{bl}}{u_0} \quad (2.18)$$

$$L_{bl} = \frac{8 \cdot 0,15}{0,51} = 2,35 \text{ м.}$$

где  $v_w$  – скорость рабочего потока, мм/с, [11, табл. 4.3];

$h_{ti}$  – высота яруса тонкослойного блока, м, равная высоте  $H_{set}$  [11, табл. 4.3].

Определяем длину зоны тонкослойного отстаивания  $l_b$ :

$$l_b = \frac{q_w}{3,6 \cdot n \cdot B_{bl} \cdot K_{set} \cdot v_w} \quad (2.19)$$

$$l_b = \frac{2104}{3,6 \cdot 4 \cdot 8 \cdot 0,5 \cdot 8} = 4,56 \text{ м.}$$

где  $q_w$  – максимальный часовой расход воды,  $\text{м}^3/\text{ч}$ ;

$K_{set}$  – коэффициент использования объема (табл. 4.3) [11].

Рассчитываем высоту тонкослойного блока  $H_{bl}$ :

$$H_{bl} = \frac{q_w \cdot h_{ii}}{3,6 \cdot n \cdot B_{bl} \cdot L_{bl} \cdot K_{set} \cdot u_0} \quad (2.20)$$

$$H_{bl} = \frac{2104 \cdot 0,15}{3,6 \cdot 4 \cdot 8 \cdot 4,56 \cdot 0,5 \cdot 0,51} = 2,36 \text{ м.}$$

где  $n$  – количество секций отстойников;

$q_w$  – максимальный часовой расход воды,  $\text{м}^3/\text{ч.}$

Находим число ярусов в тонкослойном блоке  $n_{bl}$

$$n_{bl} = \frac{H_{bl}}{h_{bl} \cdot \cos \alpha} \quad (2.21)$$

$$n_{bl} = \frac{2,36}{0,15 \cdot \cos 60^\circ} = 31 \text{ шт.}$$

Общая длина  $L_{cmp}$  отстойника определяется по формуле:

$$L_{cmp} = L_b + l_1'' + l_2'' + l_3'' + l_4'' + l_\pi'' \quad (2.22)$$

$$L_{cmp} = 4,56 + 1,25 + 1,175 + 0,3 + 0,75 + 0,5 = 8,54 \text{ м}$$

где  $l_1''$  – длина зоны определяется из условия формирования потока перед распределением между ярусами. В этом же объеме происходит выделение крупных механических примесей при этом  $l_1''$  принимается в интервале 1-1,5 м:

$$l_2'' = L_{bl} \sin (90 - \alpha) = 2,35 \cdot \sin (90 - 60) = 1,175 \text{ м};$$

$$l_3'' = 0,3 \text{ м}; \quad l_4'' = 0,05 - 0,1 \text{ м}; \quad l_\pi'' = 0,4 - 0,5 \text{ м.}$$

Общая глубина воды в отстойнике  $H_{cmp}$ , м, определяется как сумма высот различных зон

$$H_{cmp} = h_m + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \quad (2.23)$$

$$H_{cmp} = 0,1 + 2,04 + 0,4 + 0,15 + 0,5 = 3,2 \text{ м}$$

где  $h_2 = L_{bl} \sin \alpha = 2,35 \cdot 0,866 = 2,04 \text{ м}; \quad h_m \geq 0,1 \text{ м}; \quad h_3 = 0,2 - 0,5 \text{ м}; \quad h_4 = 0,1 - 0,2 \text{ м}; \quad h_5 = 0,3 \text{ м.}$

Затем определяется удельный объем образующегося осадка  $Q_{mud}$ ,  $\text{м}^3/\text{ч.}$  Пересчитываем количество осадка, выделяемого при отстаивании за сутки  $Q_{mud}$

$$Q_{mud} = \frac{Q \cdot (C_{en} - C_{ex})}{(100 - P_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4} \quad (2.24)$$

$$Q_{mud} = \frac{33000 \cdot (330 - 120)}{(100 - 96) \cdot 1 \cdot 10^4} = 173,25 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

где  $Q$  – суточный расход сточных вод,  $\text{м}^3/\text{сут.}$

$P_{mud}$  – влажность осадка, равная 94–96%;

$\gamma_{mud}$  – плотность осадка, равная 1 г/см<sup>3</sup>.

Определяется вместимость приемника одного отстойника для сбора осадка

$$W_{mud} = \frac{1}{6} (B_{set} - 0,5)(B_{set}^2 + 0,5 \cdot B_{set} \cdot 0,25) \cdot g \alpha, \text{ м}^3 \quad (2.25)$$

где  $\alpha$  – угол наклона стенок приемника, равный  $50^0 - 65^0$ .

$$W_{mud} = \frac{1}{6} (8 - 0,5)(8^2 + 0,5 \cdot 8 \cdot 0,25) \cdot g \cdot 60^0 = 147,76 \text{ м}^3.$$

Пересчитываем период между выгрузками осадка из отстойника  $T$ :

$$T = \frac{24 \cdot n \cdot W_{mud}}{Q_{mud}} \quad (2.26)$$
$$T = \frac{24 \cdot 4 \cdot 147,76}{173,25} = 84,87 \approx 85 \text{ ч.}$$

Принимаем удаление осадка под гидростатическим давлением через каждые 24ч.

Рассчитанное значение  $T$  должно быть: при удалении осадка под гидростатическим давлением – не более 48 ч, при удалении осадка механическим способом – не более 8 ч.

## 2.4 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

Интенсификацию работы аэротенков осуществляется путем устройства регенераторов без изменения режима работы вторичных отстойников. Также предусматривается улучшение работы за счет перевода аэротенков из режима смещивания в режим вытеснения путем секционирования с помощью вертикальных перегородок в случае необходимости.

При интенсификации работы аэротенков происходит увеличение массы активного ила и окислительной мощности аэротенков, что в свою очередь требует увеличения окислительной способности используемых систем аэрации, что достигается путем оборудования высокопроизводительными пневмомеханическими аэраторами.

### 2.4.1 Реконструкция аэротенков-вытеснителей с регенераторами

Аэротенки представляют собой резервуары, в которых очищаемая сточная вода и активный ил насыщаются воздухом и перемешиваются. Для обеспечения нормального хода процесса биологического окисления в аэротенках необходимо непрерывно подавать воздух, что обеспечивается с помощью системы аэрации.

*Аэротенки-вытеснители с регенераторами.* При  $BPK_{\text{повн}}$  сточных вод, которые поступают на очистку до 300 мг/л, целесообразно применять аэротенки-вытеснители, а аэротенки-смесители – при  $PK_{\text{полн.}}$  до 1000 мг/л. *Аэротенки-вытеснители без регенераторов* рекомендуется использовать для очистки городских и близких к ним по составу производственных сточных вод при  $BPK_{\text{полн.}}$  не более 150 мг/л, при  $BPK_{\text{полн.}}$  до 300 мг/л – *аэротенки-вытеснители с регенераторами*.

При  $BPK_{\text{полн.}}$  сточных вод более 120 мг/л т.е.  $L_{en}=215>120$  мг/л, необходимо предусматривать регенерацию активного ила.

На очистной станции запроектированы аэротенки-вытеснители с рабочей глубиной  $H_{at}=4,5$  м и шириной коридора  $b_{cor}=4$  м, конструкция которого позволяет отводить 25-50 % его объема под регенератор.

Принимаем среднюю дозу активного ила в аэротенке  $a_i = 3$  г/л и первоначальное значение илового индекса  $J_i = 90$  см<sup>3</sup>/г.

Рассчитываем степень рециркуляции активного ила  $R_i$  по формуле

$$R_i = \frac{a_i}{\frac{1000}{J_i} - a_i}. \quad (2.27)$$

Определяем БПК<sub>полн</sub> поступающей в аэротенк сточной воды с учетом разбавления рециркуляционным расходом

$$L_{mix} = \frac{L_{en} + L_{ex} \cdot R_i}{1 + R_i} \quad (2.28)$$

$$L_{mix} = \frac{215 + 20 \cdot 0,37}{1 + 0,37} = 162,3 \text{ мг/л.}$$

Рассчитываем продолжительность обработки воды в аэротенке

$$t_{atv} = \frac{2,5}{\sqrt{a_i}} \lg \frac{L_{mix}}{L_{ex}} \quad (2.29)$$

$$t_{atv} = \frac{2,5}{\sqrt{3}} \lg \frac{162,3}{20} = 1,3 \text{ ч.}$$

Рассчитываем дозу активного ила в регенераторе  $a_r$

$$a_r = a_i \left( \frac{1}{2 \cdot R_i} + 1 \right) \quad (2.30)$$

$$a_r = 3 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot 0,37} + 1 \right) = 7,05 \text{ г/л.}$$

Рассчитаем удельную скорость окисления  $\rho$ :

$$\rho = \rho_{max} \frac{L_{ex} \cdot C_0}{L_{ex} \cdot C_0 + K_e \cdot C_0 + K_0 \cdot L_{ex}} \cdot \frac{1}{1 + \varphi \cdot a_i}, \text{ мг/л БПК}_{полн}/(\text{г}\cdot\text{ч}) \quad (2.31)$$

где  $\rho_{max}$  – максимальная скорость окисления, принимаемая для городских сточных вод  $\rho_{max}=85$  мг БПК<sub>полн</sub>/г·ч;

$L_{ex}$  – БПК<sub>полн</sub> очищенной сточной воды, мг/л,  $L_{ex} = 20$  мг/л;

$C_0$  – концентрация растворенного кислорода в аэротенке,  $C_0=2$  мг/л;

$K_e$  – константа, характеризующая свойства органических загрязняющих веществ, для городских сточных вод  $K_e=33$  мг БПК<sub>полн</sub>;

$K_0$  – константа, характеризующая влияние кислорода, для городских сточных вод  $K_0=0,625$  мг О<sub>2</sub>/л;

$\varphi$  – коэффициент ингибиования продуктами распада активного ила,  $\varphi=0,07$  л/г.

$$\rho = 85 \cdot \frac{20 \cdot 2}{20 \cdot 2 + 33 \cdot 2 + 0,625 \cdot 19} \cdot \frac{1}{1 + 0,07 \cdot 7,05} = 29,4 \text{ мг/л БПК}_{полн}/(\text{г}\cdot\text{ч}).$$

Определяем общую продолжительность окисления органических загрязнений

$$t_0 = \frac{L_{en} - L_{ex}}{R_i \cdot a_r (1-s) \cdot \rho} \quad (2.32)$$

$$t_0 = \frac{215 - 20}{0,37 \cdot 7,05(1-0,3) \cdot 29,4} = 3,63 \text{ ч.}$$

Находим продолжительность регенерации

$$t_r = t_0 - t_{atv} \quad (2.33)$$

$$t_r = 3,63 - 1,3 = 2,33 \text{ ч.}$$

Продолжительность пребывания в системе аэротенк-регенератор

$$t_{a-r} = (1 + R_i) \cdot t_{atv} + R_i \cdot t_r \quad (2.34)$$

$$t_{a-r} = (1 + 0,37) \cdot 1,3 + 0,37 \cdot 2,33 = 3,64 \text{ ч.}$$

Рассчитываем среднюю дозу ила в системе аэротенк-регенератор

$$a_{imix} = \frac{(1 + R_i) \cdot t_{atv} \cdot a_i + R_i \cdot t_r \cdot a_r}{t_{a-r}} \quad (2.35)$$

$$a_{imix} = \frac{(1 + 0,37) \cdot 1,3 \cdot 3 + 0,37 \cdot 2,33 \cdot 7,05}{2,64} = 4,33 \text{ г/л.}$$

Рассчитаем нагрузку на активный ил

$$q_i = \frac{24 (L_{en} - L_{ex})}{a_{imix} (1 - S) t_{a-r}} \quad (2.36)$$

$$q_i = \frac{24 \cdot (215 - 20)}{4,33 \cdot (1 - 0,3) \cdot 2,64} = 585 \text{ мг/л БПК}_{\text{полн}} / (\text{г} \cdot \text{сут}).$$

По таблице 3.1 [2] интерполяцией находим иловый индекс  $J_i$ , который соответствует нагрузке  $q_i$  на активный ил:

$$J_i = 95 + (585 - 500) \frac{(130 - 95)}{(600 - 500)} = 124,75 \text{ см}^3/\text{г.}$$

$$\Delta = \frac{J_i - J'_i}{J_i} \cdot 100\% \quad (2.37)$$

$$\Delta = \frac{90 - 124,75}{124,75} \cdot 100\% = 27,8\% > 10\%$$

Производим перерасчет:

$$R_i = \frac{4,33}{\frac{1000}{124,75} - 4,33} = 1,17.$$

$$L_{mix} = \frac{215 + 20 \cdot 1,17}{1 + 1,17} = 110 \text{ мг/л.}$$

$$t_{atv} = \frac{2,5}{\sqrt{4,33}} \lg \frac{110}{20} = 0,89 \text{ ч.}$$

$$a_r = 4,33 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot 1,17} + 1 \right) = 6,2 \text{ г/л.}$$

$$\rho = 85 \cdot \frac{20 \cdot 2}{20 \cdot 2 + 33 \cdot 2 + 0,625 \cdot 20} \cdot \frac{1}{1 + 0,07 \cdot 6,2} = 29,4 \text{ мг/л БПК}_{\text{полн}} / (\text{Г}\cdot\text{ч}).$$

$$t_0 = \frac{215 - 20}{1,17 \cdot 6,2(1 - 0,3) \cdot 29,4} = 1,3 \text{ ч.}$$

$$t_r = 1,3 - 0,89 = 0,41 \text{ ч.}$$

$$t_{a-r} = (1 + 1,17) \cdot 0,89 + 1,17 \cdot 0,41 = 2,4 \text{ ч.}$$

$$a_{imix} = \frac{(1 + 1,17) \cdot 0,89 \cdot 4,33 + 1,17 \cdot 0,41 \cdot 6,2}{2,4} = 4,7 \text{ Г/л.}$$

$$q_i = \frac{24 (215 - 20)}{4,7 \cdot (1 - 0,3) \cdot 2,4} = 592 \text{ мг/л БПК}_{\text{полн}} / (\text{Г}\cdot\text{сут}).$$

$$J_i = 95 + (592 - 500) \frac{(130 - 95)}{(600 - 500)} = 127,2 \text{ см}^3/\text{Г.}$$

$$\Delta = \frac{J_i - J'_i}{J_i} \cdot 100\% = \frac{124,75 - 127,2}{127,2} \cdot 100\% \approx 2\%$$

Определяем общий объем аэротенка и регенератора по формуле

$$W_{at} = q_w \cdot t_{atv} \quad (2.38)$$

$$W_{at} = 2104 \cdot 0,89 = 1872,6 \text{ м}^3.$$

Определяем объем регенератора  $W_r$

$$W_r = q_w \cdot R_i \cdot t_r \quad (2.39)$$

$$W_r = 2104 \cdot 1,17 \cdot 0,41 = 1009,3 \text{ м}^3.$$

Общий объем

$$W_{общ} = W_{at} + W_r = 1872,6 + 1009,3 = 2882 \text{ м}^3$$

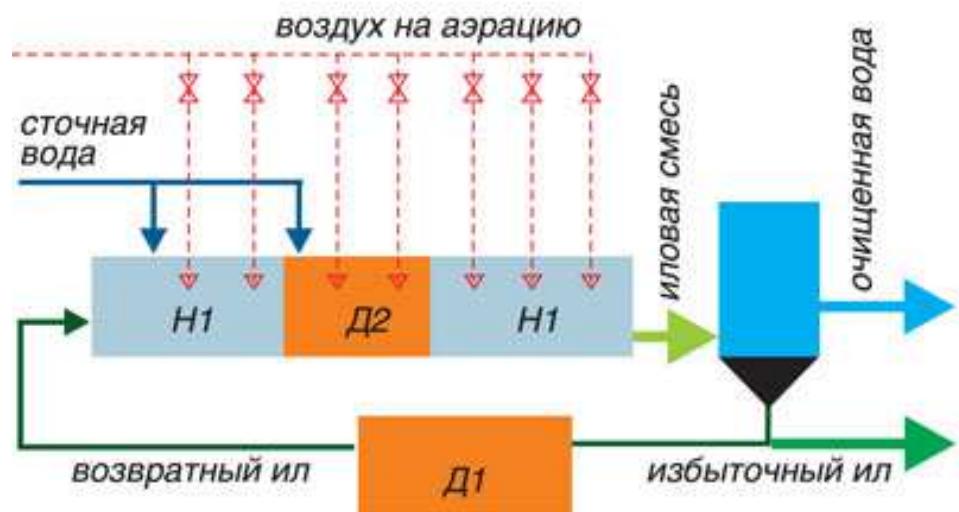
## 2.4.2 Расчет зон нитриденитрификации аэротенков

Для удаления из сточной воды растворенных соединений азота и фосфора, которые вызывают процесс эвтрофикации водных объектов, принято решение использовать метод глубокого удаления азота во всех трех его формах (азот аммонийный, нитриты и нитраты), т.е. биологическая нитриденитрификация. Этот биологический метод удаления биогенных элементов не требует дорогостоящих и дефицитных реагентов, не приводит к увеличению солесодержания сточных вод, а объемы осадков при этом не увеличиваются.

Поскольку аммонийный азот наиболее подвижен и легко усваивается гидробионтами, в аэротенках часто используется глубокая нитрификация, что сопровождается снижением БПК<sub>5</sub> до 10 мг/л и менее. При этом требуется уменьшение нагрузки на активный ил и высокое содержание растворенного кислорода в иловой смеси. Денитрификация протекает в отсутствие растворенного кислорода (в аноксидных условиях) при перемешивании иловой смеси лопастными мешалками.

Процесс может быть реализован при наличии в воде органического субстрата, окисляемого сапрофитными микроорганизмами до  $\text{CO}_2$  и  $\text{H}_2\text{O}$  за счет кислорода нитритов и нитратов.

Необходимое соотношение БПК и нитратного азота ориентировочно составляет 4:1 [2, 5, 11-15]. Одна из возможных схем технологии нитриденитрификации представлена на рисунке 2.2.



**Рисунок 2.2 – Технология нитриденитрификации в системе «аэротенк-вторичный отстойник городских очистных сооружений»**

#### 2.4.2.1 Нитрификатор

В процессе *нитрификации* происходит окисление аммония кислородом до нитритов и нитратов. Нитрификация может происходить как в присутствии органических веществ, так и в их отсутствии. Ингибируют или сильно тормозят нитрификацию тяжелые металлы и свободный азот, присутствующие в сточной воде. Оптимальными условиями для нитрифицирующих бактерий являются: значение  $\text{pH} = 8,4$ , температура  $30^{\circ}\text{C}$ . Нитрификация наиболее эффективно протекает в аэротенках-смесителях при соблюдении определенного возраста активного ила, который составляет от 5 до 70 и более суток.

Аэротенки-нитрификаторы целесообразно применять при отсутствии в сточных водах посторонних органических примесей. Для стабильной очистки воды требуется поддержание стабильной концентрации  $N - \text{NH}_4^+$  с суточными колебаниями не более  $\pm 5\%$ . Нитрификация осуществляется при невысокой степени очистки воды ( $2\div 4$  мг  $N - \text{NH}_4^+/\text{л}$  очищенной воды).

Определяем удельную скорость роста нитрифицирующих микроорганизмов:

$$\mu_n = \frac{K_{pH} \cdot K_T \cdot K_{oc} \cdot K_c \cdot C_{nex} \cdot \mu_{max}}{K_n + C_{nex}}, \text{ сут}^{-1}, \quad (2.40)$$

где  $K_{pH}$  – коэффициент, учитывающий влияние  $\text{pH}$  воды [2];

$K_T$  – коэффициент, учитывающий влияние температуры воды [2];

$K_{oc}$  – коэффициент, учитывающий влияние концентрации растворенного кислорода, определяемый по формуле:

$$K_{oc} = \frac{C_o}{(K'_o + C_o)} \quad (2.41)$$

$$K_{oc} = \frac{2}{(2+2)} = 0,5.$$

где  $C_o$  – концентрация растворенного кислорода в иловой смеси, равный 2мг/л;

$K'_o$  – константа полунасыщения, равная 2 мг О<sub>2</sub>/л;

$K_c$  – коэффициент, учитывающий влияние токсичных компонентов, определяемый по формуле:

$$K_c = \frac{J}{(J + C_i)}, \quad (2.42)$$

где  $J$  – константа полунасыщения ингибитора, мг/л;

$C_i$  – концентрация ингибитора, мг/л;

Так как вещества, ингибирующие процесс нитрификации, в сточной воде не имеется, коэффициент, учитывающий влияние токсичных компонентов, равен 1.

$\mu_{max}$  – максимальная скорость роста нитрифицирующих микроорганизмов, равная 1,77 сут<sup>-1</sup> при pH=8,4 и температуре 20°C;

$K_n$  – константа полунасыщения аммонийного азота, равная 25 мг/л;

$C_{nex}$  – концентрация аммонийного азота в очищенной воде, мг/л.

$$\mu_n = \frac{0,72 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 1,77}{25 + 3} = 0,068, \text{ сут}^{-1}.$$

Находим минимальный возраст нитрифицирующего ила:

$$\theta = \frac{1}{\mu_n} \quad (2.43)$$

$$\theta = \frac{1}{0,068} = 15 \text{ сут.}$$

По таблице 8.1 [2] определяем концентрацию нитрифицирующего ила при возрасте ила 15 суток: концентрация ила  $a_{is} = 0,048 \text{ г/л}$ , удельная скорость окисления  $\rho_n = 17,4 \text{ мг/(г·ч)}$ , прирост ила  $P_i = 0,16 \text{ мг/мг } N - NH_4^+$ /л.

Определяем минимальную допустимую концентрацию аммонийного азота в поступающей сточной воде:

$$C_{nen\_min} = \frac{0,02 \cdot a_t \cdot \theta}{a_{is}} \quad (2.44)$$

$$C_{nen\_min} = \frac{0,02 \cdot 15 \cdot 15}{0,048} = 93,75, \text{ мг/л.}$$

где  $a_t$  – допустимый вынос нитрифицирующего ила из вторичных отстойников, мг/л;

Определяем объем аэротенка-нитрификатора:

$$W_n = \frac{Q_w \cdot t_{atm}}{24} \quad (2.45)$$

$$W_n = \frac{7200 \cdot 2,4}{24} = 3300 \text{ м}^3.$$

где  $Q_w$  – суточный расход воды,  $\text{м}^3/\text{сут}$ ;

$t_{atm}$  – минимальный период аэрации в аэротенке-смесителе, ч.

Назначим минимальный период аэрации  $t_{atm} = 2,4$  ч.

#### 2.4.2.2 Денитрификатор

В качестве денитрификатора применяется реактор без загрузки, работающий по принципу вытеснителя. В качестве питательной среды в денитрификатор подается метанол. Доза органического субстрата-метанола принята из соотношения  $БПК_{метан} : N-NO_3 = 4:1$  [12-15].

Определяем предельную дозу денитрифицирующего ила:

$$a_i^{dn}_{\max} = \frac{1000 \cdot s}{J_i} \quad (2.46)$$

$$a_i^{dn}_{\max} = \frac{1000 \cdot 0,3}{127} = 2,4 \text{ г/л.}$$

где  $J_i$  – иловый индекс,  $\text{см}^3/\text{г.}$

Удельная скорость денитрификации:

$$\rho^{dn} = \rho_{\max}^{dn} \cdot \frac{C_{ex}^{dn}}{(C_{ex}^{dn} + K_{dn}) \cdot (1 + \varphi_{dn} \cdot a_i^{dn})}, \text{ мг } N-NO_3 / (\text{г} \cdot \text{ч}), \quad (2.47)$$

где  $\rho_{\max}^{dn}$  – максимальная скорость денитрификации,  $\text{мг } N-NO_3 / (\text{г} \cdot \text{ч})$ , принимаем по таблице 8.2 [7],  $\rho_{\max}^{dn} = 58,8 \text{ мг } N-NO_3 / (\text{г} \cdot \text{ч})$ ;

$K_{dn}$  – константа Михаэлиса-Ментен,  $\text{мг } N-NO_3 / \text{л}$ , принимаем по таблице 8.2 [2],  $K_{dn} = 40 \text{ мг } N-NO_3 / \text{л}$ ;

$\varphi_{dn}$  – коэффициент ингибирования денитрификации продуктами метаболизма активного ила,  $\text{л/г}$ , принимаем по табл. 8.2 [7],  $\varphi_{dn} = 0,19 \text{ л/г}$ ;

$a_i^{dn}$  – доза денитрифицирующего ила,  $\text{г/л}$ , которая должна быть не больше предельной дозы  $a_i^{dn}_{\max}$ ;

$C_{ex}^{dn}$  – концентрация азота в очищенной воде,  $\text{мг } N-NO_3 / \text{л}$ .

$$\rho^{dn} = 58,8 \cdot \frac{6}{(6 + 40) \cdot (1 + 0,19 \cdot 2,4)} = 5,3, \text{ мг } N-NO_3 / (\text{г} \cdot \text{ч}).$$

Для проведения денитрификации выбираем реактор-денитрификатор, работающий в режиме вытеснения, и по формуле 2.48 определяем продолжительность пребывания сточной воды в денитрификаторе:

$$t_{dnv} = \left[ (C_{en}^{dn} - C_{ex}^{dn}) + 2,3 \cdot K_{dn} \cdot \lg \frac{C_{en}^{dn}}{C_{ex}^{dn}} \right] \cdot \frac{1 + \varphi_{dn} \cdot a_i^{dn}}{\rho^{dn} \cdot a_i^{dn}}, \text{ ч}, \quad (2.48)$$

где  $C_{en}^{dn}$  – концентрация азота на входе в денитрификатор,  $\text{мг } N-NO_3 / \text{л}$ ;

$$t_{dnv} = \left[ (12 - 6) + 2,3 \cdot 40 \cdot \lg \frac{12}{6} \right] \cdot \frac{1 + 0,19 \cdot 2,4}{5,3 \cdot 2,4} = 3,8 \text{ ч.}$$

Объем денитрификатора рассчитываем:

$$W_{dn} = \frac{Q_w \cdot t_{dn}}{24} = \frac{33000 \cdot 3,8}{24} = 5225 \text{ м}^3.$$

Требуемый объем аэротенка составит

$$W_{atv} = W_n + W_{dn} + W_r = 2882 + 5225 + 1009 = 11866 \text{ м}^3.$$

Принимаем аэротенк-вытеснитель по таблице 13 Приложений [5] по общему объему 11866 м<sup>3</sup> подбираем проект аэротенка-вытеснитель № 902-2/196 со следующими характеристиками:

- число секций  $n_{at} = 4$ ;
- число коридоров  $n_{cor} = 2$ ;
- рабочая глубина  $H_{at} = 5$  м;
- ширина коридора  $b_{cor} = 6$  м;
- объем одной секции – 3780 м<sup>3</sup>.

Определяем длину секции аэротенка

$$l_{at} = \frac{W_{atm}}{(n_{at} \cdot n_{cor} \cdot b_{cor} \cdot H_{at})} = \frac{11866}{(4 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 5)} \approx 50 \text{ м.}$$

Принимаем длину секции аэротенка кратной 2 м, т.е.  $l_{at} = 50$  м. Общий размер аэротенков в плане составляет 240×50 м. Так как отношение длины коридора аэротенка к ширине  $50 \cdot 2 / 5 = 20$  меньше 30, секционирование не требуется.

Принимаем одну секцию регенератора длиной 35 м со следующими характеристиками:

- число секций  $n_{at} = 1$ ;
- число коридоров  $n_{cor} = 2$ ;
- рабочая глубина  $H_{at} = 3,2$  м;
- ширина коридора  $b_{cor} = 4,5$  м;
- объем одной секции – 1008 м<sup>3</sup>.

Определяем длину секции регенератора

$$l_r = \frac{W_r}{(n_{at} \cdot n_{cor} \cdot b_{cor} \cdot H_{at})} = \frac{1009,3}{(1 \cdot 2 \cdot 4,5 \cdot 3,2)} \approx 35 \text{ м.}$$

Общий размер регенератора в плане составляет 29×35 м. Так как отношение длины коридора регенератора к ширине  $35 \cdot 2 / 4,4 = 21,9$  меньше 30, секционирование не требуется.

Принимаем одну секцию нитрификатора длиной 48 м со следующими характеристиками:

- число секций  $n_{at} = 1$ ;
- число коридоров  $n_{cor} = 2$ ;
- рабочая глубина  $H_{at} = 5$  м;
- ширина коридора  $b_{cor} = 6$  м;
- объем одной секции – 2882 м<sup>3</sup>.

Определяем длину секции аэротенка-нитрификатора

$$l_n = \frac{W_n}{(n_{at} \cdot n_{cor} \cdot b_{cor} \cdot H_{at})} = \frac{2882}{(1 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 5)} \approx 48 \text{ м.}$$

Общий размер нитрификатора в плане составляет  $60 \times 48$  м. Так как отношение длины коридора нитрификатора к ширине  $48 \cdot 2 / 5 = 19,2$  меньше 30, секционирование не требуется.

Принимаем три секции денитрификатора с рабочей глубиной  $H = 4,4$  м, длиной секции 50 м и объемом каждой секции  $2640 \text{ м}^3$ , общий объем денитрификатора составляет  $5280 \text{ м}^3$  со следующими характеристиками:

- число секций  $n_{at} = 2$ ;
- число коридоров  $n_{cor} = 2$ ;
- рабочая глубина  $H_{at} = 4,4$  м;
- ширина коридора  $b_{cor} = 6$  м;
- объем одной секции –  $2640 \text{ м}^3$ .

Определяем длину секции денитрификатора

$$l_{dn} = \frac{W_{dn}}{(n_{at} \cdot n_{cor} \cdot b_{cor} \cdot H_{at})} = \frac{5225}{(2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 4,4)} = 49,5 \approx 50 \text{ м.}$$

Принимаем длину секции денитрификатора кратной 2 м, т.е.  $l_{at} = 50$  м. Общий размер денитрификатора в плане составляет  $105,6 \times 50$  м. Так как отношение длины коридора денитрификатора к ширине  $50 \cdot 2 / 4,4 = 22,7$  меньше 30, секционирование не требуется.

#### 2.4.3 Аэрационная система аэротенков

Рассчитываем прирост активного ила по формуле

$$P_i = 0,8 \cdot C_{cdp} + K_g \cdot L_{en}, \text{ мг/л}, \quad (2.49)$$

где  $C_{cdp}$  – концентрация взвешенных веществ в сточной воде, поступающей в аэротенк,  $C_{cdp} = 120$  мг/л;

$K_g$  – коэффициент прироста, принимаемый для городских сточных вод равным 0,3.

$$P_i = 0,8 \cdot 120 + 0,3 \cdot 215 = 160,5 \text{ мг/л.}$$

Рассчитаем систему аэрации коридорных аэротенков.

В аэротенках-вытеснителях с регенераторами пневматические аэраторы располагаются вдоль одной стены коридора. В регенераторе, в начале аэротенка-вытеснителя располагается в два раза больше аэраторов.

Определяется растворимость кислорода в воде  $C_a$ :

$$C_a = \left(1 + \frac{h_a}{20,6}\right) \cdot C_T \quad (2.50)$$

$$C_a = \left(1 + \frac{4,2}{20,6}\right) \cdot 8,67 = 10,35 \text{ мг/л.}$$

где  $h_a$  – глубина погружения аэратора, м

$$h_a = H_{at} - 0,3 \quad (2.51)$$

$$h_a = 5 - 0,3 = 4,7 \text{ м.}$$

$H_{at}$  – рабочая глубина аэротенка, м;

$C_T$  – растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры и давления, мг/л, принимается по табл. 3.2 [2] при температуре воды 22°C,  $C_T=8,67$  мг/л

Рассчитываем удельный расход воздуха  $q_{air}$ :

$$q_{air} = \frac{q_0(L_{en} - L_{ex})}{K_1 \cdot K_2 \cdot K_T \cdot K_3 \cdot (C_a - C_o)}, \text{ м}^3/\text{м}^3 \quad (2.52)$$

где  $q_0$  – удельный расход кислорода воздуха, мг/мг снятой БПК<sub>полн</sub>, принимаемый при очистке до БПК<sub>полн</sub> до 15-20 мг/л – 1,1, при очистке до БПК<sub>полн</sub> выше 20 мг/л – 0,9;

$K_1$  – коэффициент, учитывающий тип аэратора, для мелкопузырчатой аэрации принимается в зависимости от соотношения площадей аэрируемой зоны и аэротенка  $f_{az}/f_{at}$  по таблице 3.3 [2] (отношение  $f_{az}/f_{at}$  принимается равным, например, 0,1), для среднепузырчатой и низконапорной  $K_1=0,75$ ;

$K_2$  – коэффициент, зависящий от глубины погружения аэратора  $h_a$ , принимается по таблице 3.4 [2];

$K_T$  – коэффициент, учитывающий температуру сточных вод, определяется по формуле:

$$K_T = 1 + 0,02(T_w - 20), \quad (2.53)$$

здесь  $T_w$  – среднемесячная температура сточной воды за летний период, °C;

$K_3$  – коэффициент качества воды, принимаемый для городских сточных вод 0,85, а при наличии в них СПАВ – в зависимости от соотношения  $f_{az}/f_{at}$  по таблице 3.3 [2], для производственных сточных вод, при отсутствии опытных данных,  $K_3=0,7$ ;

$C_o$  – концентрация растворенного кислорода, мг/л, ( $C_o=2$  мг/л).

Для аэрации принимаем мелкопузырчатый аэратор из фильтросных керамических пластин, соотношение площадей аэрируемой зоны и аэротенка  $f_{az}/f_{at}=0,2$ . По таблице 3.3 [2] находим значение коэффициента, учитывающего тип аэратора:  $K_1=0,75$ , по той же таблице находим коэффициент качества воды при наличии в ней СПАВ:  $K_3=0,85$ . По таблице 3.4 [2] интерполяцией находим коэффициент, зависящий от глубины погружения аэратора:  $K_2=2,52+(2,92-2,52)\cdot(4,2-4)=2,6$ . По формуле (3.15) определяем коэффициент, учитывающий температуру сточных вод:

$$K_T = 1 + 0,02(22 - 20) = 1,04.$$

$$q_{air} = \frac{1,1 \cdot (215 - 20)}{0,75 \cdot 2,6 \cdot 1,04 \cdot 0,85 \cdot (11,08 - 2)} = 13,2 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

Определяем среднюю интенсивность аэрации  $J_a$ :

$$J_a = \frac{q_{air} \cdot H_{at}}{t_{at}} \quad (2.54)$$

$$J_a = \frac{13,2 \cdot 5}{2,4} = 27,5 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

где  $t_{at}$  – период аэрации, ч.

Интенсивность аэрации на первой половине аэротенка и регенератора

$$J_{a1} = 1,33 \cdot J_a = 1,33 \cdot 27,5 = 36,575 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

Интенсивность аэрации на второй половине аэротенка

$$J_{a2} = 0,67 \cdot J_a = 0,67 \cdot 27,5 = 18,425 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

Если вычисленное значение  $J_a > J_{a,max}$  для принятого  $K_1$  (табл. 3.3 [2]), то увеличивается соотношение  $f_{az}/f_{at}$  и повторяется расчет  $q_{air}$  и  $J_a$ .

Если значение  $J_a < J_{a,min}$  для принятого  $K_2$  (табл. 3.4 [2]), то принимается  $J_a = J_{a,min}$ , затем определяется удельный расход воздуха при средней интенсивности аэрации по формуле:

$$q_{air} = \frac{J_a \cdot t_{at}}{H_{at}} \quad (2.55)$$

$$q_{air} = \frac{27,5 \cdot 2,4}{4,5} = 13,2 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

Находим по таблице 3.3 [2] максимально допустимую интенсивность аэрации  $J_{a,max} = 20 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ , по таблице 3.3 [2] – минимальную интенсивность аэрации  $J_{a,min} = 3,5 - (3,5 - 3) \cdot (4,7 - 4) = 3,3 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ . Рассчитанное значение  $J_a$  находится между минимальным  $J_{a,min}$  и максимальным  $J_{a,max}$ , следовательно, пересчета интенсивности не требуется.

По таблице 2 Приложений [2] подбираем фильтросные пластины шириной 250 мм ( $f_d = 0,25 \text{ м}^2/\text{м}$ ), глубиной канала 200 мм, находим удельный расход воздуха на единицу рабочей поверхности аэраторов  $J_{ad} = 30 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ .

Принимается тип пневматических аэраторов (дырчатые трубы, фильтросные трубы или пластины, и т.п.), определяется количество аэраторов в каждом коридоре секции

$$n = \frac{J_a \cdot b_{cor}}{J_{ad} \cdot f_d} \quad (2.56)$$

$$n = \frac{27,5 \cdot 6}{30 \cdot 0,25} = 22 \text{ шт.}$$

Количество аэраторов в первой половине аэротенка и регенератора

$$n_{d2} = n_{d1} / 2 = 22 / 2 = 11 \text{ шт.}$$

здесь  $J_{ad}$  – удельный расход воздуха на единицу рабочей поверхности аэраторов,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ , принимается по табл. 2, 3, 4 Приложений [2];

$f_d$  – площадь одного ряда аэраторов на 1 м длины аэротенка,  $\text{м}^2/\text{м}$ , принимается по наружному диаметру или размерам аэратора в табл. 2, 3, 4 Приложений [2],

$b_{cor}$  – ширина коридора аэротенка, м.

Определяем общий расход воздуха  $Q_{air}$ :

$$Q_{air} = q_{air} \cdot q_w \quad (2.57)$$

$$Q_{air} = 13,2 \cdot 2104 = 27773 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

где  $q_w$  – расчетный расход сточной воды,  $\text{м}^3/\text{ч}$ .

#### 2.4.4 Вторичные горизонтальные отстойники

Сточные воды поступают в аэротенки после сооружений механической очистки. Сточная вода после аэротенков содержит активный ил. Для выделения из сточной воды активного ила применяют вторичные отстойники того же типа, что и первичные.

На очистной станции канализации города запроектированы аэротенки с дозой активного ила  $a_i=4,33 \text{ г/л}$  и иловым индексом  $J_i=127,2 \text{ см}^3/\text{г}$ . Суточный расход городских сточных вод  $Q=33000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ; максимальный часовой расход  $q_w=2104 \text{ м}^3/\text{ч}$ ; требуемая концентрация ила (вынос) в осветленной воде после вторичного отстаивания должна быть  $a_t=15 \text{ мг/л}$ .

Проверим работу вторичных горизонтальных отстойников.

Принимаем по таблице 4.3 [11] коэффициент использования объема  $K_{set}=0,5$ , рабочую глубину отстойной части  $H_{set}=4 \text{ м}$ . Рассчитываем нагрузку воды на поверхность отстойника по формуле:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot K_{ss} \cdot H_{set}^{0,8}}{(0,1 \cdot J_i \cdot a_i)^{0,5-0,01a_t}} \quad (2.58)$$

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot 0,45 \cdot 2^{0,8}}{(0,1 \cdot 127,2 \cdot 4,33)^{0,5-0,01 \cdot 15}} = 0,9 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

где  $H_{set}$  – рабочая глубина отстойника, м;

$a_i$  – доза активного ила в аэротенке, не более 15 г/л;

$a_t$  – требуемая концентрация ила в осветленной воде, не менее 10 мг/л;

$K_{ss}$  – коэффициент использования объема зоны отстаивания, принимаемый для радиальных отстойников – 0,4, вертикальных – 0,35, вертикальных с периферийным впуском – 0,5, горизонтальных – 0,45;

$J_i$  – иловый индекс,  $\text{см}^3/\text{г}$ .

Принимаем 6 отделений отстойника,  $n=6$ .

Определяем площадь одного отделения отстойника По формуле:

$$F = \frac{q_w}{n \cdot q_{ssa}} \quad (2.59)$$

$$F = \frac{2104}{6 \cdot 1,5} = 234 \text{ м}^2.$$

где  $q_w$  – максимальный часовой расход,  $\text{м}^3/\text{час}$ ;

Принимаем ширину отделения  $B_{set}=8 \text{ м}$ . Находим длину отстойника  $L_{set}$  по формуле

$$L_{set} = \frac{q_w}{n \cdot B_{set}} \quad (2.60)$$

$$L_{set} = \frac{2104}{6 \cdot 8} = 44 \text{ м.}$$

Принимаем длину отстойника  $L_{set}=44 \text{ м}$ .

Определяем полную строительную высоту отстойника на выходе по формуле

$$H = H_{set} + H_1 + H_2 + H_3 \quad (2.61)$$

$$H = 4 + 0,4 + 0,3 + 0,4 = 5,1 \text{ м.}$$

где  $H_1$  – высота борта над слоем воды, равная 0,3–0,5 м;

$H_2$  – высота нейтрального слоя (от дна на выходе), равная 0,3 м;

$H_3$  – высота слоя ила, равная 0,3–0,5 м.

Определяем количество осадка (активного ила), выделяемого при отстаивании.

Количество осадка (активного ила)  $Q_{mud}$  рассчитываем по формуле:

$$Q_{mud} = \frac{Q \cdot (1000 \cdot a_i - a_t)}{(100 - p_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4}, \text{м}^3/\text{сут}, \quad (2.62)$$

где  $p_{mud}$  – влажность активного ила, равная 99,2–99,7%;

$\gamma_{mud}$  – плотность активного ила, равная 1 г/см<sup>3</sup>.

$$Q_{mud} = \frac{33000 \cdot (1000 \cdot 4,5 - 15)}{(100 - 99,5) \cdot 1 \cdot 10^4} = \frac{148005000}{5000} = 29601 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Определяем вместимость приемника одного отстойника для сбора осадка по формуле:

$$W_{mud} = \frac{1}{6} \cdot (B_{set} - 0,5) \cdot (B_{set}^2 + 0,5 \cdot B_{set} + 0,25) \cdot \operatorname{tg} \alpha, \text{м}^3 \quad (2.63)$$

где  $\alpha$  – угол наклона стенок приемника, равный 50°–65°.

$$W_{mud} = \frac{1}{6} \cdot (8 - 0,5) \cdot (8^2 + 0,5 \cdot 8 + 0,25) \cdot \operatorname{tg} 50^\circ = 98,28 \text{ м}^3.$$

Находим период между выгрузками осадка из отстойника по формуле

$$T = \frac{24 \cdot n \cdot W_{mud}}{Q_{mud}}, \text{ч} \quad (2.64)$$

$$T = \frac{24 \cdot 6 \cdot 98,28}{29601} = 0,48 \text{ ч.}$$

Рассчитанное значение Т должно быть: при удалении осадка под гидростатическим давлением – не более 48 ч, при удалении осадка механическим способом – не более 8 ч.

Принимаем удаление осадка под гидростатическим давлением через каждый 1 час.

## 2.5 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ДООЧИСТКИ

Работа существующих сооружений полной биологической очистки не удовлетворяет поставленным экологическим задачам и в водный объект сбрасываются сточные воды, содержащие взвешенные вещества и характеризуемые показателем БПК<sub>полн</sub> превышающими нормативно необходимые значения, которые обеспечивали бы процессы самоочищения водоёма.

### 2.5.1 Песчаные фильтры

С целью защиты водного объекта от отрицательного воздействия биологически очищенных сточных вод планируется обустройство станции доочистки сточных вод фильтрованием. На городских очистных сооружениях для доочистки сточных вод принято решение обустроить фильтрами с песчаной загрузкой.

Максимальный часовой расход городских сточных вод составляет  $q_{\text{макс.час}}=2104 \text{ м}^3/\text{ч}$ ; содержание взвешенных веществ и БПК<sub>полн</sub> в биологически очищенной сточной воде соответственно  $C_{en}=20 \text{ мг/л}$  и  $L_{en}=15 \text{ мг/л}$ , содержание взвешенных веществ и БПК<sub>полн</sub> в воде после глубокой очистки должно быть  $C_{ex}=5 \text{ мг/л}$  и  $L_{ex}=5 \text{ мг/л}$ . Станция очистки работает круглосуточно.

Рассчитаем зернистые фильтры для доочистки сточной воды при необходимой степень глубокой очистки по взвешенным веществам  $\mathcal{E}_{ee}$  и БПК<sub>полн</sub>  $\mathcal{E}_{bpk}$ :

$$\mathcal{E}_{ee} = \frac{100 \cdot (15 - 5)}{15} = 66,6 \%;$$

$$\mathcal{E}_{bpk} = \frac{100 \cdot (20 - 5)}{20} = 75 \%;$$

Исходя из данных по условиям применимости и эффективности очистки, которые приведены в таблице 7.1 [11], выбираем аэрируемые фильтры. Затем производим расчет в соответствии с выбранным типом.

По таблице 7.2 [11] выбираются необходимые для дальнейшего расчета параметры – скорость фильтрования при нормальном ( $v_\phi$ ) и форсированном режиме ( $v_{\phi.ph}$ ), м/ч, интенсивность промывки водой и воздухом  $w$ , л/(с·м<sup>2</sup>), а также продолжительность промывки  $t$ , мин, и продолжительность фильтроцикла  $T_\phi$ , час и выписываем эти расчетные параметры:

- скорость фильтрования при нормальном режиме работы  $v_\phi=6-7 \text{ м/ч}$ ;
- скорость фильтрования при форсированном режиме работы  $v_{\phi.ph}=7-8 \text{ м/ч}$ ,
- интенсивность промывки водой  $w_2=16-18 \text{ л/(с·м}^2)$ ;
- продолжительность промывки  $t_2=7-8 \text{ мин}$ ;
- продолжительность фильтроцикла  $T_\phi=24 \text{ ч}$ .

Определяется расчетный расход сточной воды, подаваемой на фильтры  $Q_\phi$ , м<sup>3</sup>/сут:

$$Q_\phi = 20,4 \cdot q_w \quad (2.65)$$

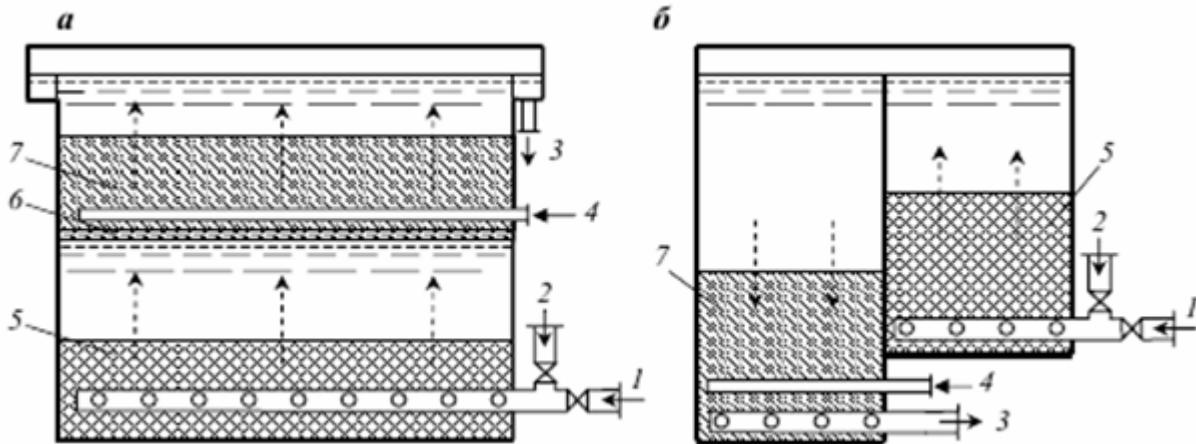
$$Q_\phi = 20,4 \cdot 2104 = 42921,6 \text{ м}^3/\text{сут}$$

где  $q_w$  – максимальный часовой приток сточной воды, м<sup>3</sup>/ч.

Находится количество промывок каждого фильтра за сутки  $n$ :

$$n = \frac{24}{T_\phi} \quad (2.66)$$

$$n = \frac{24}{12} = 2 \text{ шт.}$$



**Рисунок 2.3 – Аэрируемые фильтры**

*a – двухъярусный, б – двухступенчатый*

*1 – подача исходной воды; 2 – подача промывной воды; 3 – отвод фильтрата и промывной воды; 4 – подача воздуха; 5 – загрузка первого яруса (ступени); 6 – дырчатая перегородка; 7 – загрузка второго яруса (ступени)*

Рассчитывается общая площадь фильтров  $F_\phi$ , м<sup>2</sup>:

$$F_\phi = \frac{Q_\phi \cdot (1+m)}{v_\phi \cdot \left( T - \frac{n \cdot t_4}{60} \right) - 0,06 \cdot n \cdot (w_1 \cdot t_1 + w_2 \cdot t_2 + w_3 \cdot t_3)}, \text{ м}^2 \quad (2.67)$$

где  $m$  – коэффициент, учитывающий расход воды на промывку барабанных сеток, равный 0,003–0,005;

$w_1$  – интенсивность, л/(с·м<sup>2</sup>) начального взрыхления верхнего слоя загрузки продолжительностью  $t_1$ , мин;

$w_2$  – интенсивность подачи воды, л/(с·м<sup>2</sup>) с продолжительностью водо-воздушной промывки  $t_2$ , мин;

$w_3$  – интенсивность промывки, л/(с·м<sup>2</sup>) продолжительностью  $t_3$ , мин;

$t_4$  – продолжительностьостоя фильтра в связи с промывкой, равная 20 мин;

$T$  – продолжительность работы станции в течение суток, час.

$$F_\phi = \frac{42921 \cdot (1+0)}{6 \cdot \left( 24 - \frac{2 \cdot 20}{60} \right) - 0,06 \cdot 2 \cdot (18 \cdot 6 + 16 \cdot 8 + 6 \cdot 8)} = 405 \text{ м}^2.$$

Определяется число секций фильтров  $N$  и площадь одной секции фильтра

$$N = 0,5\sqrt{F_\phi} \quad (2.67)$$

$$N = 0,5\sqrt{405} = 10 \text{ шт.}$$

Общее количество секций фильтров  $N$  должно быть не менее четырех: один в резерве, один на промывке и два рабочих.

$$F_1 = \frac{F_\phi}{N} = \frac{405}{10} = 40,5 \text{ м}^2.$$

По рассчитанной площади  $F_1$  принимаем размеры в плане одного фильтра.

Размеры фильтра в плане 5×4 м. Уточненная площадь каждого фильтра  $F_1=20$  м. Принимаем количество секций фильтров, находящихся в ремонте  $N_p=1$  шт.

Рассчитываем скорость фильтрования воды при форсированном режиме работы (т.е. при отключении фильтров на промывку и ремонт)

$$v_{\phi,\phi.} = \frac{v_\phi \cdot N}{N - N_p} \quad (2.68)$$

$$v_{\phi,\phi.} = \frac{7 \cdot 10}{10 - 1} = 7,7 \text{ м/с.}$$

Рассчитанное значение должно быть не больше табличного значения  $v_{\phi,\phi.}=7\text{--}8 \text{ м/ч}$ , (табл. 7.2 [11]).

## 2.6 РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ОБЕЗЗАРАЖИВАНИЯ

Реальными практическими технологиями, прошедшими проверку на действующих крупномасштабных сооружениях очистки воды, являются хлорирование, озонирование и ультрафиолетовое (УФ) облучение. Каждая из этих технологий обладает преимуществами и недостатками по приемлемости в технологическом процессе, характеру воздействия на воду и его последствиям, экономической эффективности, возможностям и затратам на внедрение технологии в существующие системы водоочистки. Выбор конкретной технологии должен основываться на комплексном анализе этих преимуществ и недостатков с гигиенической, технико-эксплуатационной и экономической точек зрения.

### 2.6.1 Расчет хлораторной

Рассчитать хлораторную установку на жидким хлоре и сооружения для смешения и контакта воды с хлором для очистной станции, работающей на полную биологическую очистку с аэротенками производительностью  $q_{расч.сут}=33000 \text{ м}^3/\text{сут.}$

Максимальный часовой расход

$$q_{\max, \text{час}} = \frac{Q_{\text{расч.сут}}}{24} = 2104 \text{ м}^3/\text{час.}$$

Принимаем дозу хлора для дезинфекции вод –  $D_{xл}=3 \text{ г/м}^3$ .

Расход хлора за 1 час при максимальном расходе

$$q_{xл} = \frac{D_{xл} \cdot Q_{\max, \text{час}}}{1000} \quad (2.69)$$

$$q_{xл} = \frac{3 \cdot 2104}{1000} = 6,3 \text{ кг/час.}$$

В хлораторной предусматривается установка двух хлораторов ЛОНИИ-100 с ротаметром типа РС-5. Один хлоратор – рабочий, а другой – резервный.

Необходимое количество баллонов-испарителей для обеспечения полученной производительности в час:

$$n = \frac{q_{бал}}{S_{бал}} = \frac{6,3}{0,7} = 9 \text{ шт.}$$

где  $S_{бал}$  – выход из одного баллона, 0,7 кг/час.

Принимаем баллоны вместимостью 40 л, содержащие 50 кг жидкого хлора.

Предусматриваются две самостоятельные установки для испарения хлора из баллонов и его дозирования: одна рабочая и одна – резервная.

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

$$Q = q_{x\pi} \cdot q_6 \quad (2.69)$$

$$Q = 6,3 \cdot 0,4 = 2,52 \text{ м}^3/\text{час.}$$

где  $q_6$  – норма расхода воды на 1 кг хлора,  $0,4 \text{ м}^3/\text{кг.}$

Хлорная вода для дезинфекции сточной воды подается перед лотком Паршаля, с горловиной 300 мм для последующего смешения со сточной водой в контактных резервуарах. Для обеспечения контакта хлора со сточной водой запроектированы контактные резервуары по типу горизонтальных отстойников.

Объем резервуаров

$$V_{k.p.} = \frac{q_{\max, \text{час}} \cdot T}{60} \quad (2.70)$$

$$V_{k.p.} = \frac{2104 \cdot 30}{60} = 1052 \text{ м}^3.$$

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

При скорости движения сточных вод в контактных резервуарах 10 мм/м длина резервуара

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

Площадь поперечного сечения

$$\omega' = \frac{V_{k.p.}}{L} \quad (2.71)$$

$$\omega' = \frac{1052}{18} = 58,4 \text{ м}^2.$$

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

$$n = \frac{\omega'}{b \cdot H} = \frac{58,4}{6 \cdot 2,8} = 4 \text{ шт.}$$

Фактическая продолжительность контакта воды с хлором в час максимального притока воды

$$T = \frac{V_{k.p.}}{q_{\max, \text{час}}} = \frac{n \cdot b \cdot H \cdot L}{q_{\max, \text{час}}} \quad (2.72)$$

$$T = \frac{4 \cdot 6 \cdot 2,8 \cdot 18}{2104} = 0,57 \text{ часа.}$$

С учетом времени движения воды в отводящих лотках фактическая продолжительность контакта воды с хлором составит около 30 мин.

Принимаем контактные резервуары, имеющие ребристое днище, в лотках которого расположены смывные трубопроводы с насадками, 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 насадок и возвращается в начало очистных сооружений. Для поддержания оборудования и осадка во взвешенном состоянии смесь в резервуаре аэрируют.

## 2.6.2 Установка для УФ (бактерицидного) обеззараживания сточных вод

Ультрафиолет имеет достаточно высокий вируцидный эффект при реальных для практики дозах 16-40 мДж/см<sup>2</sup>. Максимальное рабочее напряжение, используемое при эксплуатации УФ-оборудования, – 380 В.

Рассчитываем бактерицидную установку для дезинфекции сточных вод прошедших доочистку на фильтрах при расходе сточных вод  $Q_{ср.сут} = 33\,000\text{ м}^3/\text{сут}$ . Коли-индекс 3 000 ед/л, коли-индекс очищенной воды 3 ед/л.

Определяем необходимую мощность потока бактерицидного облучения:

$$F_{бак} = -\frac{q_{макс.час} \cdot \alpha_{ноэ} \cdot k \cdot \lg\left(\frac{P}{P_0}\right)}{1563,4 \cdot \eta_n \cdot \eta_0}, \text{ Вт} \quad (2.73)$$

где  $q_{макс.час}$  – максимальный часовой расход воды, м<sup>3</sup>/час;

$\alpha_{ноэ}$  – коэффициент облучения воды УФ облучением, см<sup>-1</sup>, (для подземных вод 0,1 см<sup>-1</sup>, для поверхностных и сточных 0,15 см<sup>-1</sup>);

$k$  – коэффициент сопротивления бактерий, 2500 мкВт·с/см<sup>2</sup>;

$\eta_n$  – коэффициент использования бактерицидного потока ламп (для погружных 0,9, для непогружных 0,75);

$\eta_o$  – коэффициент использования УФ излучения, 0,9 – зависит от срока службы лампы;

$\left(\frac{P}{P_0}\right)$  – степень обеззараживания, учитывающая коли-индекс очищенной воды (Р) и воды, поступающей на очистку ( $P_0$ );

$$F_{бак} = -\frac{2104 \cdot 0,15 \cdot 2500 \cdot \lg\left(\frac{3}{3000}\right)}{1563,4 \cdot 0,9 \cdot 0,9} = 1869 \text{ Вт.}$$

Количество ламп для установки российско-украинского производства «УДВ – 2000/288» «НПО Лит», производительностью 2000 м<sup>3</sup>/час 2000: 15,66≈130 шт.

Расход электроэнергии

$$E = 60 \cdot 130 / 30 = 260 \text{ Вт} \cdot \text{час}/\text{м}^3.$$

Длина каждого контактного канала

$$L_{конт} = 0,2 \cdot 8 = 11,6 \text{ м.}$$

Ширина каждого канала В = 0,88 м. Для улучшения циркуляции поток разбивается на три секции в высоту 1,6/3 = 0,53 м. Высота слоя 0,12 м, общая высота корпуса 0,37 м.

Принимается одна рабочая и одна резервная установка.

## 2.7 ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

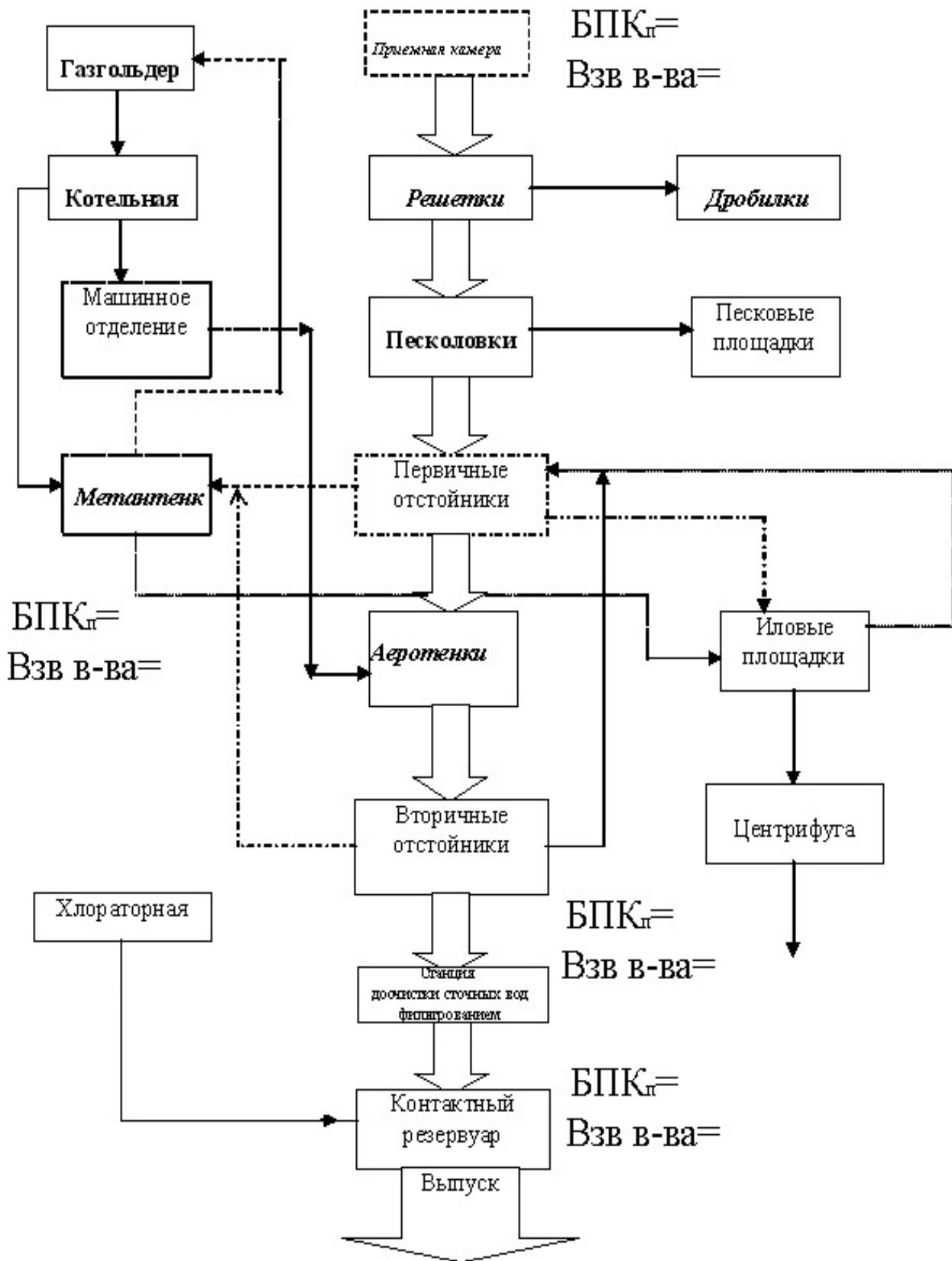


Рисунок 2.4 – Технологическая схема очистки сточных вод

## ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование сооружений для очистки сточных вод / Всесоюз. Комплекс. н.-и. и конструкт.-технолог. ин-т водоснабжения, канализации. – М.: Стройиздат, 1990. – 192 с.
2. Гудков А.Г. Биологическая очистка сточных вод: Учебное пособие. – Вологда: ВоГТУ, 2002. – 127 с.
3. ТКП 45-4.01-202-2010 (02250). Очистные сооружения сточных вод Строительные нормы проектирования. – Минск: Минстройархитектуры, 2011. – 102 с.
4. Синев О.П., Манцев А.И., Игнатенко А.П. Расширение и реконструкция очистных сооружений. – К.: Будівельник, 1981. – 44 с.
5. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – Київ: МРРБтаЖКГУкраїни, 2013. – 134 с.
6. Ласков Ю.М. Примеры расчетов канализационных сооружений: Учеб. пособие для вузов / Ю.М. Ласков, Ю.В. Воронов, В.И. Калицун. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1987. – 255 с.
7. Лихачев Н.И. Канализация населенных мест и промышленных предприятий / Н.И. Лихачев, И.И. Ларин, С.А. Хаскин; Под ред. В.Н. Самохина. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 639с.
8. Лукиных А.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского / А.А.Лукиных, Н.А.Лукиных. – 5-е изд., доп. – М.: Стройиздат, 1987. – 152 с.
9. Айрапетян Т. С. Конспект лекцій з дисципліни «Спецкурс з очистки стічних вод» / Т.С. Айрапетян; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. – Х.: ХНУМГ, 2014. – 90 с.
10. Туровский И.С. Осадки сточных вод. Обезвоживание и обеззараживание. – М.: ДeLi принт, 2008. – 376 с.
11. Гудков А.Г. Механическая очистка сточных вод: Учебное пособие. – Вологда: ВоГТУ, 2003. – 152 с.
12. Большаков Н. Ю. Очистка от биогенных элементов на городских очистных сооружениях. — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2010 г.
13. Мишуков Б. Г. Расчет сооружений биологической очистки городских сточных вод. — СПб.: Инж.-строит. инст., 1993 г.
14. Николаев А. Н., Большаков Н. Ю. Биологическая очистка сточных вод: математическая модель. // Экология и промышленность России, ноябрь, 2001 г.
15. George Tchobanoglous, Franklin L. Burton, H. David Stensel: Wastewater Engineering. Treatment and Reuse. – New York.: McGraw-Hill Higher Education, 2003
16. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

[ДБН, табл. 2]

**Таблиця 2 – Загальні коефіцієнти нерівномірності припливу стічних вод у населених пунктах**

Загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний $K_{gen,max}$	2,50	2,10	1,90	1,70	1,60	1,55	1,50	1,47	1,44
Мінімальний $K_{gen,min}$	0,38	0,45	0,50	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

**Примітка 1.** Загальні коефіцієнти нерівномірності припливу стічних вод, наведені в таблиці 2, приймаються при кількості виробничих стічних вод, що не перевищує 45 % загальної витрати. При кількості виробничих стічних вод понад 45 % загальні коефіцієнти нерівномірності визначаються з урахуванням нерівномірності відведення господарсько-побутових і виробничих стічних вод за годинами доби згідно з даними фактичного припливу стічних вод або даними експлуатації аналогічних об'єктів.

**Примітка 2.** При середніх витратах стічних вод від житлових будівель менше ніж 5 л/с розрахункові витрати визначаються згідно з ДБН В.2.5-64.

**Примітка 3.** При проміжних значеннях середньої витрати стічних вод загальні коефіцієнти нерівномірності визначаються інтерполяцією.

[11]

Таблица 3.1

Параметры различных типов песколовок

Песколов- ка	Гидравли- ческая крупность песка $m_0$ , мм/с	Скорость движения сточных вод $v_0$ , м/с, при притоке		Глубина $H_0$ , м	Количество задержи- ваемого песка, л/сут·чел	Влаж- ность песка, %	Содержа- ние песка в осадке, %
		мини- мальном	макси- мальном				
Горизон- тальная	18,7–24,2	0,15	0,3	0,5–2	0,02	60	55–60
Аэри- руемая	13,2–18,7	–	0,08– 0,12	0,7–3,5	0,03	–	90–95
Танген- циальная	18,7–24,2	–	–	0,5	0,02	60	70–75

Таблица 3.2

Параметры к расчету песколовок:

Диаметр задерживае- мых частиц песка, мм	Гидравли- ческая круп- ность песка $m_0$ , мм/с	Значение $K_s$ в зависимости от типа песколовок и от- ношения ширины $B$ к глубине $H$ аэрируемых песколо- вок		
		горизон- тальные	аэрируемые	
			$B:H = 1$	$B:H = 1,25$
0,15	13,2	–	2,62	2,50
0,20	18,7	1,7	2,43	2,25
0,25	24,2	1,3	–	–

Таблица 4

## Основные типоразмеры горизонтальных песколовок [4]

Показатели	Пропускная способность очистной станции, тыс. м <sup>3</sup> /сут				
	70	100	140	200	280
Расчетный расход, м <sup>3</sup> /с	0,97	1,36	1,87	2,68	3,76
Число отделений	2	3	4	3	4
Размеры отделения:					
- сечение, м <sup>2</sup>	1,62	1,54	3,02	2,9	3,02
- длина, м, при гидравлической крупности частиц, мм/с:					
18,7	15,8	15,4	18,2	17,7	18,2
24,2	13	12,4	16,3	15,6	16,3
- глубина, м	0,58	0,55	0,67	0,65	0,67
- ширина, м	3	3	3	4,5	4,5

Таблица 5

## Основные показатели горизонтальных песколовок с круговым движением воды (типовой проект № 902-2-27) [4]

Пропускная способность		Основные размеры, мм			
м <sup>3</sup> /сут	л/с	Диаметр	Расстояние между центрами от делений	Ширина кольцевого желоба	Ширина потока выпуска воды
1400–2700	31–56				200
2700–4200	56–83	4000	6000;	500; 800	250
4200–7000	83–133		6500		300
7000–10 000	133–183				350
10 000–17 000	183–278			1000	600
17 000–25 000	278–394	6000	10 000;	1400	900
25 000–40 000	394–590		11 000	1500	900
40 000–64 000	590–920			1800	900

Таблица 6

## Основные показатели типовых аэрируемых песколовок [4]

Номер типового проекта 902-2-...	Пропускная способность, тыс. м <sup>3</sup> /сут	Число отделений	Размеры, м			Отношение В/H	Расход воздуха на аэрацию, м <sup>3</sup> /ч, при интенсивности 3 м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> ·ч)
			Ширина отделения В	Глубина H	Длина L		
—	70	2	3,0	2,1	12	1,34	200
...284	100	3	3,0	2,1	12	1,34	300
—	140	2	4,5	2,8	18	1,5	460
...286	200	3	4,5	2,8	18	1,5	690
...287	280	4	4,5	2,8	18	1,5	920

Таблица 4.2

**Продолжительность отстаивания воды в зависимости от  
эффекта ее осветления**

Эффект осветления, %	Продолжительность отстаивания $t_{set}$ , с, в слое $h_1 = 500$ мм при концентрации взвешенных веществ, мг/л		
	200	300	400
20	600	540	480
30	960	900	840
40	1440	1200	1080
50	2160	1800	1500
60	7200	3600	2700
70	—	—	7200

Таблица 4.3

**Расчетные параметры первичных отстойников**

Отстойник	Коэффициент использования объема $K_{vol}$	Рабочая глубина отстойной части $H_{set}$ , м	Ширина $B_{set}$ , м	Скорость рабочего потока $v_0$ , мм/с	Уклон днища к критовому признаку
Горизонтальный	0,5	1,5–4	$2H_{set} - 5H_{set}$	5–10	0,005–0,05
Радиальный	0,45	1,5–5	—	5–10	0,005–0,05
Вертикальный	0,35	2,7–3,8	—	—	—
С вращающимся сборно-распределительным устройством	0,85	0,8–1,2	—	—	0,05
С нисходяще-восходящим потоком	0,65	2,7–3,8	—	$2u_0 - 3u_0$	—
С тонкослойными блоками:					
- противоточная (прямоточная) схема работы	0,5–0,7	0,025–0,2	2–6	—	—
- перекрестная схема работы	0,8	0,025–0,2	1,5	—	0,005

Примечания: 1. Коэффициент  $K_{vol}$  определяет гидравлическую эффективность отстойника и зависит от конструкции водораспределительных и водосборных устройств; указывается организацией-разработчиком.

2. Величину турбулентной составляющей  $v_{tb}$ , мм/с, в зависимости от скорости рабочего потока  $v_0$ , мм/с, надлежит определять по табл. 4.4.

Таблица 4.4

**Турбулентная составляющая в зависимости от скорости рабочего потока**

Скорость рабочего потока $v_0$ , мм/с	5	10	15
Турбулентная составляющая $v_{tb}$ , мм/с	0	0,05	0,1

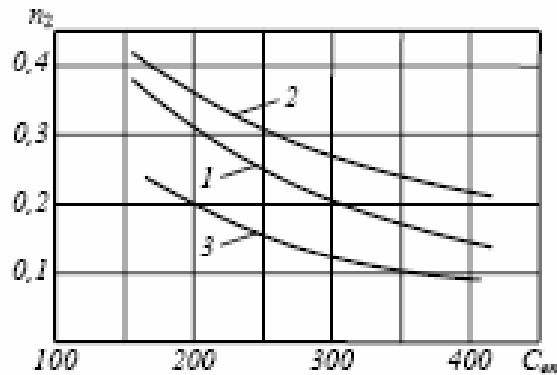


Рис. 4.14. Зависимость показателя степени  $n_2$  от исходной концентрации взвешенных веществ в городских сточных водах  $C_{in}$  при эффекте отстаивания  
1 – при Э = 50%; 2 – при Э = 60%; 3 – при Э = 70%

Таблица 7

Основные параметры типовых первичных горизонтальных отстойников [4]

Номер типового проекта	Размеры отделения, м			Число отделений в типовой компоновке	Расчетный объем отстойника, м <sup>3</sup>	Пропускная способность, м <sup>3</sup> /ч, при времени отстаивания 1,5 ч
	ширина	длина	глубина зоны отстаивания			
902-2-305	6	24	3,15	4	1740	1160
902-2-304	6	24	3,15	6	2610	1740
902-2-240	9	30	3,1	4	3200	2130
902-2-241	9	30	3,1	6	4800	3200
902-2-242	9	30	3,1	8	6400	4260

Таблица 8

Основные параметры типовых вертикальных первичных отстойников с впуском воды через центральную трубу [4]

Номер типового проекта	Материал	Диаметр, м	Строительная высота, м		Пропускная способность, м <sup>3</sup> /ч, при времени отстаивания 1,5 ч
			цилиндрической части	конической части	
902-2-19	Монолитный	4	4,1	1,8	31
902-2-20	железобетон	6	4,1	2,8	69,5
902-2-165	Сборный	6	4,2	3,3	69,5
902-2-166	железобетон	9	4,2	5,1	156,5

Таблица 9

Основные параметры типовых вертикальных вторичных отстойников  
с впуском воды через центральную трубу [4]

Номер типового проекта	Материал	Диаметр, м	Строительная высота, м		Пропускная способность, м <sup>3</sup> /ч, при времени отстаивания, ч	
			цилиндрической части	конической части	1,5	1
902-2-23	Монолитный железобетон	4	2,1	1,8	—	22,1
902-2-24		6	3	2,8	49,7	—
902-2-167	Сборный железобетон	6	3	3,3	49,4	—
902-2-168		9	3	5,1	111,5	—

Таблица 10

Унифицированные размеры первичных радиальных отстойников из сборного железобетона [4]

Диаметр, м	Глубина зоны отстаивания, м	Расчетный объем зоны, м <sup>3</sup>		Пропускная способность, м <sup>3</sup> /ч, при времени отстаивания 1,5 ч
		осадка	отстойной	
18	3,1	120	788	550
24	3,1	210	1400	930
30	3,1	340	2190	1460
40	3,65	710	4580	3054
50	4,7	1180	9220	6150
54	5,7	1370	10500	7000

Таблица 11

Основные расчетные параметры вторичных радиальных отстойников [4]

Диаметр, м	Гидравлическая глубина, м	Глубина зоны отстаивания, м	Высота иловой зоны, м	Объем зоны, м <sup>3</sup>		Пропускная способность, м <sup>3</sup> /ч, при времени отстаивания 1,5 ч
				иловой	отстойной	
18	3,7	3,1	0,6	160	788	525
24	3,7	3,1	0,6	280	1400	933
30	3,7	3,1	0,6	440	2190	1460
40	4,35	3,65	0,7	915	4580	3053
50	5,3	4,3	0,7	1380	9020	5989

Таблица 3.1

## Значения илового индекса

Сточные воды	Иловый индекс $J_i$ , см <sup>3</sup> /г, при нагрузке на ил $q_i$ , мг/(г·сут)					
	100	200	300	400	500	600
Городские	130	100	70	80	95	130
Производственные:						
- нефтеперерабатывающих заводов	—	110	70	80	120	160
- заводов синтетического каучука	—	100	40	70	100	130
- комбинатов искусственного волокна	—	300	200	250	280	400
- целлюлозно-бумажных комбинатов	—	220	150	170	200	220
- химкомбинатов азотной промышленности	—	90	60	75	90	120

Таблица 3.2

## Растворимость кислорода в чистой воде при давлении 0,1 МПа

Температура, °C	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

Таблица 3.3

Параметры для расчета удельного расхода воздуха в зависимости  
от соотношения  $f_{ar}/f_{at}$ 

$f_{ar}/f_{at}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1
$K_1$	1,34	1,47	1,68	1,89	1,94	2	2,13	2,3
$K_3$	0,59	0,59	0,64	0,66	0,72	0,77	0,88	0,99
$J_{ar, \text{min}}$ , м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> ·ч)	5	10	20	30	40	50	75	100

Таблица 3.4

Параметры для расчета удельного расхода воздуха в зависимости  
от глубины погружения аэратора

$h_a$ , м	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	3	4	5	6
$K_2$	0,4	0,46	0,6	0,8	0,9	1	2,08	2,52	2,92	3,3
$J_{ar, \text{min}}$ , м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> ·ч)	48	42	38	32	28	24	4	3,5	3	2,5

pH	6	6,5	7	7,5	8	8,4	9
$K_{pH}$	0,15	0,31	0,5	0,6	0,84	1,0	1,23

 $K_T$  – коэффициент, учитывающий влияние температуры воды /6/:

°C	10	15	20	25	30
$K_T$	0,32	0,56	1,0	1,79	3,2

 $K_{co}$  – коэффициент, учитывающий влияние концентрации растворенного кислорода, определяется по формуле:

Таблица 8.1

Характеристики нитрифицирующего ила в зависимости от его возраста

Прирост ила, мг/мг N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /л	Возраст ила, сут	Концентрация ила, г/л	Удельная скорость окисления, мг/(г·ч)
0,17	5	0,017	49,0
0,17	10	0,034	24,5
0,16	15	0,048	17,4
0,138	20	0,055	15,2
0,09	25	0,048	17,4
0,055	30	0,033	25,2
0,03	35	0,021	39,7
0,02	40	0,016	52,1
0,048	50	0,048	17,4
0,044	60	0,053	15,7
0,18	70	0,025	33,3

Таблица 8.2

Значения констант для расчета денитрификатора

Вид субстрата	$\rho_{\text{акт}}^{\text{де}}$ , мг N-NO <sub>3</sub> /(г·ч)	$K_{\text{акт}}$ , мг N-NO <sub>3</sub> /л	$\varphi_{\text{акт}}$ , л/г
Метанол (CH <sub>3</sub> OH)	58,8	40	0,19
Этанол (C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> OH)	44,9	25	0,17

Таблица 12

Характеристики пневмомеханических аэраторов /5/

Тип аэратора	Производительность по кислороду, кг/ч	Расход сжатого воздуха, м <sup>3</sup> /ч	Установленная мощность, кВт	Частота вращения, мин <sup>-1</sup>	Основные размеры	
					Общая высота, мм	Диаметр турбинки, мм
ПМ 22-09	54	900	22	130	7600	900
ПМ 55-1,03	130	1300	55	130	8000	1030
ПМ 75-1,12	190	1900	75	130	8100	1120

Таблица 13

Основные параметры типовых аэротенков-смесителей /3/

Ширина коридора, м	Рабочая глубина аэротенка, м	Число коридоров	Рабочий объем секции, м <sup>3</sup>	Длина секции, м	Тип аэрации	Номер типового проекта
3	1,2	2	170	24	Механическая	902-2-94
			260	36		902-2-95/96
4	4,5	2	864	24	Низконапорная	902-2-215/216
			1296	36		902-2-217/218
6	5	3	3780	42	Пневматическая джетная	902-2-268
			5400	60		902-2-269
			7560	83		902-2-211
9	5,2	4	21680	120	Пневматическая джетная	902-2-120/72
			28080	150		902-2-264

Таблица 14

## Основные параметры типовых аэротенков-вытеснителей /3/

Ширина, м	Рабочая глубина в зоне течения, м	Площадь сечения, м <sup>2</sup>	Рабочий объем одной секции, м <sup>3</sup> , при длине, м							Типовой проект № 902-2...
			36-42	48-54	60-66	72-78	84-90	96-102	108-114	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4,5	3,2	2	1040- -1213	1386- -1559	1732	-	-	-	-	-195
		3	1560- -1820	2080- -2340	2600	-	-	-	-	-192
4,5	3,2	4	2070- -2416	2762- -3108	3494- -3800	-	-	-	-	-178
		2	1420- -1658	1896- -2134	2372	-	-	-	-	-195
		3	2140- -2496	2852- -3208	3564	-	-	-	-	-193
	4,4	4	2850- -3325	3800- -4275	4750- -5225	-	-	-	-	-178
		2	-	2530- -2847	3154- -3471	3788	-	-	-	-196
		3	-	3800- -4275	4750- -5225	5700	-	-	-	-192
6	4,4	4	-	5700	5334- -6968	7602- -8230	6870	-	-	-179
		2	-	2880- -3240	3600- -3960	4320	-	-	-	-196
		3	-	4320- -4860	5400- -5940	6480	-	-	-	-193
	5	4	-	6500	7220- -7940	8666- -9380	10100	-	-	-179
		2	-	-	-	6180	6655- -7130	7505- -7980	8455	-197
		3	-	-	-	9270	9983- -10696	11409- -12122	12835	-194
9	4,4	4	-	-	-	-	13300- -14250	15200- -16150	17100- -18050	-180
		2	-	-	-	7020	7560- -8100	8640- -9180	9720	-197
		3	-	-	-	10530	11340- -12150	12960- -13770	14580	-194
	5	4	-	-	-	-	15120- -16200	17280- -18360	19440- -20520	-180

# *Навчальне видання*

## **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту  
з дисципліни

### **РЕКОНСТРУКЦІЯ І ІНТЕНСИФІКАЦІЯ РОБОТИ ОЧИСНИХ СПОРУД ВОДОПРОВІДНО-КАНАЛІЗАЦІЙНИХ СИСТЕМ**

(для студентів денної та заочної форм навчання спеціальності  
7.06010302 – Раціональне використання і охорона водних ресурсів)

(рос. языком)

Укладачі: **БЛАГОДАРНА** Галина Іванівна  
**СМІЛКА** Олена Павлівна

Відповідальний за випуск: *K. B. Сорокіна*

За авторською редакцією

Комп’ютерне верстання: *I. B. Волосожарова*

---

План 2015, поз. 105М

Підп. до друку 02.03.2015  
Друк на різографі.  
Зам. №

Формат 60x84/16  
Ум. друк. арк. 4,7  
Тираж 50 пр.

---

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: [rectorat@kname.edu.ua](mailto:rectorat@kname.edu.ua)  
Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:  
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.