

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет  
имени К.И.Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики им. Т.К.Басенова

Кафедра Инженерные системы и сети

Торбекова Жанна Баглановна

Улучшение качества питьевой воды города Атбасар Акмолинской области

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

к дипломному проекту

Специальность 5В080500– Водные ресурсы и водопользование

Алматы 2019

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет  
имени К.И.Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики им. Т.К.Басенова

Кафедра Инженерные системы и сети

**ДОПУЩЕН К ЗАЩИТЕ**

Заведующий кафедрой

Инженерные системы и сети

канд. техн. наук, ассоц. проф.

 Алимова К.К.

"16" 05 2019 г.

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

к дипломному проекту

На тему: " Улучшение качества питьевой воды  
города Атбасар Акмолинской области"

по специальности 5В080500 – Водные ресурсы и водопользование

Выполнила

Торобекова Ж.Б.

Руководитель

канд. техн. наук, ассоц. проф.

 Сидорова Н.В.

"16" мая 2019 г.

Алматы 2019

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет  
имени К.И.Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики им. Т.К.Басенова

Кафедра Инженерные системы и сети

5В080500 – Водные ресурсы и водопользование

**УТВЕРЖДАЮ**

Заведующий кафедрой

Инженерные системы и сети

канд. техн. наук, ассоц. проф.

 Алимова К.К.

“4” марта 2019 г.

**ЗАДАНИЕ**

**на выполнение дипломного проекта**

Обучающейся Торбекова Жанна Баглановна

Тема: Улучшение качества питьевой воды города Атбасар  
Акмолинской области

Утверждена приказом Ректора Университета №1210-б от 30.10.2018 г.

Срок сдачи законченной работы "30" апреля 2019 г.

Исходные данные к дипломному проекту: характеристика города и  
природных вод, число жителей, качество воды стока реки Ишим, схема  
очистки поверхностных вод.

Перечень подлежащих разработке в дипломном проекте вопросов:

а) технологическая часть;

б) технология строительства объектов водопользования.



Перечень графического материала (с точным указанием обязательных  
чертежей): представлены слайдов презентации работы

Рекомендуемая основная литература: из 10 наименований

**ГРАФИК**  
подготовки дипломного проекта

Наименование разделов, перечень разрабатываемых вопросов	Сроки представления руководителю	Примечание
Технологическая часть	12.02.2019 г. – 05.04.2019 г.	выполнено
Технология строительства объектов водопользования	08.04.2019 г. – 30.04.2019 г.	выполнено

**Подписи**  
консультантов и нормоконтролера на законченный дипломный проект  
с указанием относящихся к ним разделов проекта

Наименование разделов	Консультанты, И.О.Ф. (уч. степень, звание)	Дата подписания	Подпись
Технология строительства объектов водопользования	Н.В. Сидорова, канд. техн. наук, ассоц. проф.	17.04.19	
Нормоконтролер	А.Н. Хойшиев, канд. техн. наук, лектор	15.05.19	

Руководитель \_\_\_\_\_  \_\_\_\_\_ Сидорова Н.В.

Задание приняла к исполнению обучающаяся  \_\_\_\_\_ Торебекова Ж.Б.

Дата "16" мая 2019 г.

## АНДАТПА

Дипломдық жоба келесі өзекті мәселеге арналған: бастапқы өзеннің ластануы және ауыз су сапасын жақсарту жолдары. Ақмола облысы Атбасар қаласын ауыз сумен қамтамасыз ету үшін үстірт су көзі – Есіл өзені пайдаланылады.

Осы мақсатта бастапқы өзен ластануының негізгі көздері анықталды. Есіл өзенінің физика-химиялық көрсеткіштерін талдау негізінде су тазарту қондырғыларында озон мен белсенді көмірді қолдану арқылы жаңа суды тазарту схемасы қабылданды. Осы схеманың негізінде су тазарту құрылыстарының негізгі есептері жасалды.

Жаңа технологияларды қолдану дәстүрлі технологияларға қосымша ретте су көзінің жалпы жай-күйіне байланыссыз тазарту үдерісінің сенімділігі мен ауыз судың қауіпсіздігін арттыруға мүмкіндік берді және дипломдық жобаның негізгі мақсатына жеткізді.

## АННОТАЦИЯ

Дипломный проект посвящен актуальной теме: загрязнение исходной реки и способы улучшения качества питьевой воды. Для обеспечения города Атбасар Акмолинской области питьевой водой используется поверхностный водоисточник – река Ишим.

Для дипломного проекта проводился анализ физико-химических показателей реки Ишим, а так же была принята новая схема очистки воды с применением озона и активных углей на станциях водоподготовки. На основе этой схемы были произведены основные расчеты водоочистных сооружений.

Использование новых технологий в дополнение к традиционным позволяет повысить надежность процесса очистки и безопасность питьевой воды независимо от состояния водоисточника, что привело к главной цели дипломного проекта.

## ABSTRACT

The graduation project is devoted to the current topic: pollution of the source river and ways to improve the quality of drinking water. To supply the city of Atbasar of the Akmola region with drinking water, a surface water source is used - the Ishim River. For the graduation project, an analysis of the physicochemical indicators of the Ishim River was carried out, and a new water treatment scheme using ozone and active carbons at water treatment plants was adopted. Based on this scheme, the main calculations of water treatment facilities were made.

The use of new technologies, in addition to traditional ones, makes it possible to increase the reliability of the purification process and the safety of drinking water regardless of the state of the water source, which has led to the main goal of the graduation project.

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b>	7
1 Технологическая часть	8
1.1 Общие сведения о городе Атбасар	8
1.2 Современное экологическое состояние бассейна реки Ишим	9
1.3 Определение суточных расходов воды	11
1.4 Определение оптимальных доз реагентов	12
1.5 Расчет озонаторной установки и контактной камеры	15
1.5.1 Расчет степени очистки воды	16
1.5.2 Расчет расхода озона	17
1.6 Расчет вихревого (вертикального) смесителя.	18
1.7 Расчет вертикального отстойника	21
1.8 Расчет скорых безнапорных фильтров с песчаной загрузкой	24
1.9 Расчет сорбционного фильтра с угольной загрузкой	25
1.8 Обеззараживание воды хлором	27
2 Технология строительства объектов водопользования	29
2.1 Определение объемов земляных работ	29
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b>	31
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ</b>	32
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ</b>	33

## ВВЕДЕНИЕ

Географически город Атбасар расположен в Атбасарском районе западной части Акмолинской области Республики Казахстан. Водоснабжение города Атбасар осуществляется из поверхностного водоисточника – реки Ишим.

Обеспечение населения чистой, доброкачественной водой имеет большое гигиеническое значение, так как это предохраняет людей от различных эпидемических заболеваний, передаваемых через воду. Выполнение этой задачи, а также обеспечение высоких санитарных качеств питьевой воды требуют надлежащей очистки воды на водопроводных сооружениях.

Главным источником поступления в поверхностные воды токсических веществ являются сточные воды промышленных предприятий. Несмотря на то, что на строительство очистных сооружений расходуются огромные средства, сточные воды ряда предприятий еще содержат некоторое количество тяжелых металлов, детергентов, нефтепродуктов и других ингредиентов.

Очистные сооружения станций водоподготовки были спроектированы и построены с учетом действовавших до 1997 г. нормативов и не рассчитаны на работу в условиях постоянно возрастающей антропогенной нагрузки на водоисточники.

Река Ишим имеет большое количество взвешенных веществ, среднюю степень цветности и высокий уровень микробного загрязнения. Вода этого источника не отвечает тем высоким требованиям, которые предъявляются к питьевой воде, и поэтому перед подачей в водопроводную сеть её необходимо подвергать очистке и обеззараживанию.

Целью дипломного проекта является улучшение качества питьевой воды из реки Ишим путём озонирования с последующей сорбцией на активных углях. Этот метод широко применяется на водопроводах за рубежом и начинает использоваться на ряде водоочистных станций в нашей стране.

Для достижения вышеуказанной цели были поставлены следующие задачи:

- 1 Дать характеристику города и источнику водоснабжения;
- 2 Обосновать новую технологическую схему наряду с традиционными стадиями очистки;
- 3 Произвести расчет основных очистных сооружений;
- 4 Определить технологию строительства объектов водопользования.

# 1 Основные данные и расчеты по улучшению качества питьевой воды города Атбасар с помощью озонирования и адсорбции

## 1.1 Общие сведения о городе Атбасар

Водные ресурсы территории района слагаются из грунтовых и поверхностных вод. Сток реки Ишим формируется почти за счет талых снеговых вод. Имеет 14 притоков. На территории района имеется более 30 мелководных, нередко соленых озер (Жаркол, Сарыкол, Узынкол, Барлыкол), 12 пресноводных озер. На Атбасарской наклонной равнине находится система мелких правых притоков реки Ишим: Жабай, Колутон, Жыланды, Кайракты.

На территории района находятся 5 гидротехнических сооружений. В таблице А.1 приведены краткие характеристики этих сооружений.

Основными приоритетными направлениями в развитии экономики района являются производство и переработка сельскохозяйственной продукции, индустриально-инновационное развитие промышленности.

В структуре промышленного производства по видам экономической деятельности за 2017 год система водоснабжения и водоотведения занимает 3,2 процента (рисунок 1.1).

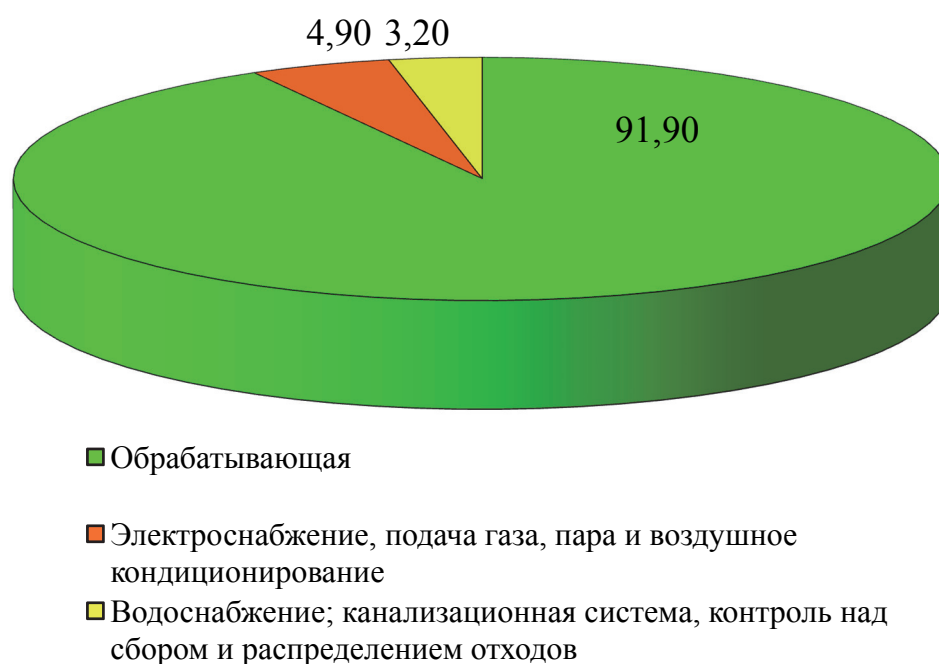


Рисунок 1.1 – Структура промышленного производства по видам экономической деятельности за 2017 год

*Водообеспечение.* На территории Атбасарского района услугами по централизованному водоснабжению пользуются 15 сельских населенных пунктов и г. Атбасар, осуществляет ГКП на ПХВ «Атбасар су» (рисунок Б.1).



## 1.2 Современное экологическое состояние бассейна реки Ишим

Установлено, что в реке Ишим минерализация воды колеблется в пределах от 530 до 803 мг/л (ПДК 1000 мг/л), во время весеннего половодья снижается до 200-350 мг/л.

По содержанию растворенных в воде органических веществ, превышений ПДК для рыбохозяйственных водоемов не наблюдается; так, величина БПК<sub>5</sub> колеблется от 1,34 до 2,05 мг O<sub>2</sub>/л (ПДК 3 мгO<sub>2</sub>/л); аммония солевого – от 0,36 до 0,50 мг/л (ПДК 0,5 мг/л) [3].

В таблице В.1 приведены физико-химические показатели в реке Ишим.

Превышение норм ПДК отмечается в 7,6 раз по содержанию хлоридов, в 2,2 раза по содержанию железа и кальция, в 4 раза по магнию и общей жесткости [4].

Оценка экологического состояния проводилась в соответствии с рекомендациями, изложенными в «Критериях оценки экологической обстановки» [8].

Было идентифицировано 70 видов водорослей фитопланктона [9].

Летний зоопланктон характеризовался низким видовым разнообразием. Преобладали веслоногие рачки и коловратки [10].

Мероприятия по благоустройству реки охватывают прибрежную зону и водную гладь.

Исходная вода, содержащая в основном минеральные примеси поступают от машиностроительных, станкостроительных предприятий, предприятий производства минеральных удобрений, производства строительных материалов [11].

Одной из наиболее эффективных технологий удаления из природных вод антропогенных загрязнений является озонирование с последующей сорбцией на активных углях. Этот метод широко применяется на водопроводах за рубежом и начинает использоваться на ряде водоочистных станций в нашей стране [12].

На рисунке 1.2 приведены в общем виде зависимости различных способов озонсорбционной очистки воды на эффективность удаления загрязнений по этапам очистки воды [13].

Адсорбция применяется в тех случаях, когда необходимо удалить из очищаемой воды находящиеся в растворенном виде примеси природного и антропогенного происхождения, в том числе также для удаления из воды хлорорганических соединений и продуктов озонлиза.

В городе Атбасар по данным численности населения Республики Казахстан по полу в разрезе областей, городов, районов, районных центров и поселков на 1 октября 2018 года числится 28 735 человек.

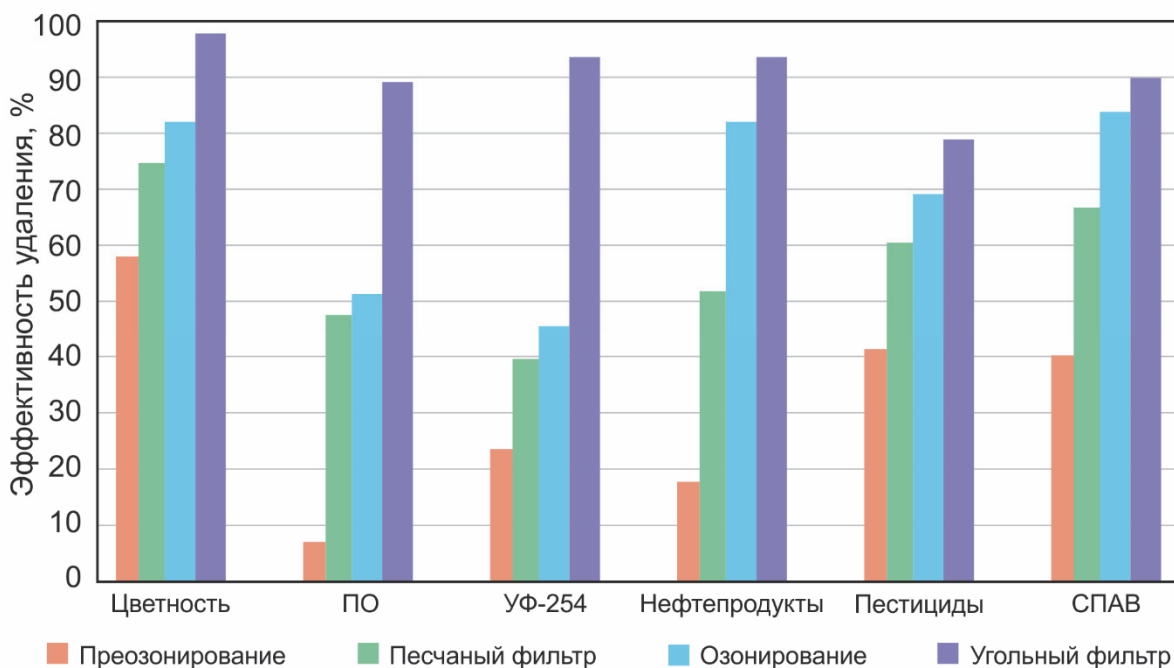
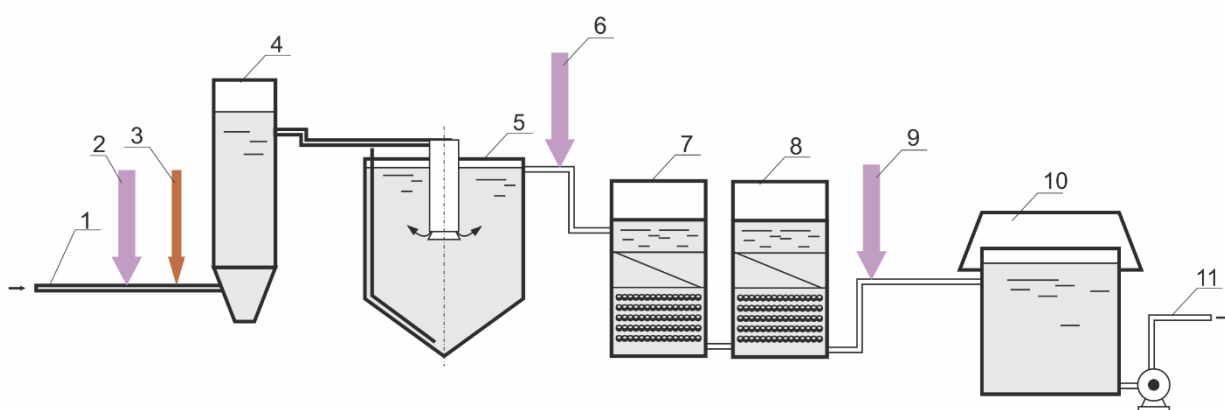


Рисунок 1.2 – Эффективность удаления различных загрязнений по этапам очистки воды

Анализ данных таблицы В.1 показывает, что вода в источнике питьевого водоснабжения не отвечает требованиям СанПиН 2.1.4.1116-02 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды, расфасованной в емкости. Контроль качества». В соответствии с качеством исходной воды на очистных сооружениях, в целях его улучшения в городе Атбасар была принята новая технологическая схема наряду с традиционными стадиями очистки, которая включает окислительно-сорбционную обработку с использованием озона и гранулированного активированного угля (рисунок 1.3).



1 – подача речной воды; 2 – первичное озонирование; 3 – ввод коагулянта; 4 - смеситель; 5 – отстойник; 6 - вторичное озонирование; 7 – песчаный фильтр; 8 – угольный фильтр; 9 – обеззараживание хлором; 10 – резервуар чистой воды; 11 – подача питьевой воды потребителю

Рисунок – 1.3 Применение озона и активных углей на станциях с двухступенчатой схемой очистки воды

### 1.3 Определение суточных расходов воды

Расчетный суточный расход для города Атбасар, м<sup>3</sup>/сут, с количеством жителей 28 735 человек определяют по формуле

$$Q_{\text{сут}} = \frac{\sum q_{\text{ж}} \cdot N_{\text{ж}}}{1000}, \quad (1.1)$$

где  $q_{\text{ж}}$  – удельное водопотребление л/сут на 1 жителя, принимаемое по степени благоустройства в пределах 230-350 л/сут.

$$Q_{\text{сут}} = \frac{300 \cdot 28735}{1000} = 8620,5 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Определяем средний секундный расход воды, м<sup>3</sup>/с, по формуле

$$Q_{\text{ср}} = \frac{Q_{\text{сут}}}{24 \cdot 3600}. \quad (1.2)$$

Подставляя числовые значения:

$$Q_{\text{ср}} = \frac{8620,5}{24 \cdot 3600} = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Определяем расходы воды в сутки, м<sup>3</sup>/сут, наибольшего водопотребления по формуле

$$Q_{\text{max}}^{\text{сут}} = K_{\text{сут.max}} \cdot Q_{\text{сут}}, \quad (1.3)$$

где  $K_{\text{сут.max}}$  – коэффициент суточной неравномерности водопотребления принимаемый в пределах 1,1÷1,3.

$$Q_{\text{max}}^{\text{сут}} = 1,3 \cdot 8620,5 = 11.206,7 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Расходы воды в сутки наименьшего водопотребления, м<sup>3</sup>/сут, для города вычисляют по формуле

$$Q_{\text{min}}^{\text{сут}} = K_{\text{сут.min}} \cdot Q_{\text{сут}}, \quad (1.4)$$

где  $K_{\text{сут.min}}$  – коэффициент суточной неравномерности водопотребления принимаемый в пределах 0,7÷0,9.

$$Q_{min}^{сут} = 0,9 \cdot 8620,5 = 7758,5 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Находим расчетные часовые расходы воды, м<sup>3</sup>/ч, по формулам

$$q_{max}^{час} = K_{час.max} \cdot \frac{Q_{сут.max}}{24}, \quad (1.5)$$

$$q_{min}^{час} = K_{час.min} \cdot \frac{Q_{сут.min}}{24}. \quad (1.6)$$

Для определения расчетных часовых расходов воды требуется значение коэффициента часовой неравномерности ( $K_{ч}$ ), который определяется по формуле

$$K_{ч.max} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}, \quad (1.7)$$

$$K_{ч.min} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min}, \quad (1.8)$$

где  $\alpha$  – это коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий и местные условия, принимается в пределах:  $\alpha_{max} = 1,2 \div 1,4$ ;  $\alpha_{min} = 0,4 \div 0,6$ .

$\beta$  – это коэффициент, учитывающий количество жителей в населенном пункте, определяется по СН РК 4.01-02-2009, принимаем  $\beta_{max} = 1,18$ ;  $\beta_{min} = 0,55$ .

По формуле (1.7) и (1.8) коэффициент часовой неравномерности составит

$$K_{ч.max} = 1,2 \cdot 1,18 = 1,4,$$

$$K_{ч.min} = 0,5 \cdot 0,55 = 0,3.$$

Тогда, расчетные часовые расходы воды будут равны:

$$q_{max}^{час} = 1,4 \cdot 467 \text{ м}^3/\text{ч} = 653,8 \text{ м}^3/\text{ч},$$

$$q_{min}^{час} = 0,3 \cdot 323,3 = 97 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

#### 1.4 Определение оптимальных доз реагентов

В данной работе в качестве коагулянта принимаем сернокислый алюминий  $Al_2(SO_4)_3$  (по безводному веществу).

Доза коагулянта  $D_k$ , мг/л, определяем по формуле

$$D_k = 4\sqrt{Ц}, \quad (1.9)$$

где Ц – цветность обрабатываемой воды, 15°.

Подставляя значения получаем

$$D_k = 4\sqrt{Ц} = 4 \cdot \sqrt{15} = 15,5 \text{ мг/л.}$$

Тогда для дальнейшего расчета примем наибольшую из полученных дозу коагулянта, которая составит 16 мг/л.

Определяют суточный расход коагулянта, т/сут, по формуле

$$G_k = \frac{D_k \cdot Q_{\text{сут}}}{10000 \cdot P_i}, \quad (1.10)$$

где  $Q_{\text{сут}}$  – суточная производительность станции, м<sup>3</sup>/сут;

$P_i$  – процентное содержание безводного продукта в товарном коагулянте, для очищенного сернокислого алюминия,  $P = 33\%$ .

$$G_k = \frac{16 \cdot 8620,5}{10000 \cdot 33} = 0,42 \text{ т/сут.}$$

Часовой расход коагулянта, м<sup>3</sup>/час, будет определяться по формуле

$$q_{\text{ч}} = \frac{G_k \cdot P_i}{24 \cdot b \cdot \gamma}, \quad (1.11)$$

где  $b$  – концентрация рабочего раствора в расходном баке, принимаем 10%;

$\gamma$  – объемный вес раствора, принимаем 1 т.

При подстановке чисел в формулу (1.11) получим:

$$q_{\text{ч}} = \frac{0,42 \cdot 33}{24 \cdot 10 \cdot 1} = 0,06 \text{ м}^3/\text{час.}$$

Площадь склада для хранения коагулянта, м<sup>2</sup>, определяют по формуле

$$F_{\text{скл}} = \frac{G_k \cdot T \cdot \alpha}{G_o \cdot h_k}, \quad (1.12)$$

где  $T$  – продолжительность хранения коагулянта на складе,  $T = 20$  суток ( $15 \div 30$ );

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий дополнительные площади проходов на складе,  $\alpha = 1,15$ , (1,1÷1,2);

$G_0$  – объёмный вес коагулянта при загрузке склада навалом,  $G_0 = 1,1 \text{ т/м}^3$ , (1,1÷1,4);

$h_k$  – допустимая высота слоя коагулянта, принимается при механизированном  $h_k = 2$  м.

$$F_{\text{скл}} = \frac{0,42 \cdot 20 \cdot 1,15}{1,1 \cdot 2} = 5,5 \text{ м}^2.$$

Следовательно примем склад для хранения реагентов с размерами 3x2 м. Определяют необходимый объём растворных баков,  $\text{м}^3$ , по формуле

$$W_{\text{раств}} = \frac{D_k \cdot q_{\text{max}}^{\text{час}} \cdot n}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma'} \quad (1.13)$$

где  $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – расчетный часовой расход воды, поступающий на очистку,  $\text{м}^3/\text{ч}$ ;

$n$  – время на которое заготавливают коагулянт, принимается 8-12 часов;

$b_p$  – концентрация коагулянта в растворном баке,  $b_p = 10-17\%$ , принимаем 14%.

$$W_{\text{раств}} = \frac{16 \cdot 653,8 \cdot 12}{10000 \cdot 14 \cdot 1} = 0,9 \text{ м}^3.$$

Принимаем два растворных бака каждый объемом по 0,45  $\text{м}^3$ , высотой 1 м и диаметром 1,5 м.

Объем расходного бака,  $\text{м}^3$ , определяем по формуле

$$W_{\text{расх}} = \frac{W_{\text{раств}} \cdot b_p}{b} \quad (1.14)$$

где  $b$  – концентрация рабочего раствора в расходном баке, принимаем  $b = 5\%$ .

$$W_{\text{расх}} = \frac{0,9 \cdot 14}{5} = 2,5 \text{ м}^3.$$

Принимаем три расходных бака каждый объемом по 0,85  $\text{м}^3$ , высотой 1 м и диаметром 1,4 м.

## 1.5 Расчет озонаторной установки и контактной камеры

Максимальный расход озона, кг/ч, определяем по формуле

$$Q_{\text{оз}} = q_{\text{max}}^{\text{час}} \cdot D_{\text{оз}}, \quad (1.15)$$

где  $D_{\text{оз}}$  – доза озона, принимаем равным  $0,004 \text{ кг/м}^3$ ;  
 $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – максимальный расчетный часовой расход воды,  $\text{м}^3/\text{ч}$ .

$$Q_{\text{оз}} = 653,8 \cdot 0,004 = 2,6 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Расход озона в сутки, кг/сут, находим по формуле

$$Q_{\text{оз.сут}} = Q_{\text{сут}} \cdot D_{\text{оз}}, \quad (1.16)$$

где  $Q_{\text{сут}}$  – расчетный суточный расход,  $\text{м}^3/\text{сут}$ .

$$Q_{\text{оз.сут}} = 8620,5 \cdot 0,004 = 34,5 \text{ кг/сут}.$$

Из формулы (1.16) следует, что часовой расход озона будет определяться по формуле

$$Q_{\text{оз.ч}} = \frac{Q_{\text{оз.сут}}}{24}. \quad (1.17)$$

$$Q_{\text{оз.ч}} = 34,5/24 = 1,4 \text{ кг/ч}.$$

Исходя из таблицы Г.1 выбираем тип озонатора, близкий в производительности  $Q_{\text{оз.ч}}$  [14]:

Марка ТС–1,2

Марка	Производительность по озону, кг/ч	Концентрация озона, г/м <sup>3</sup>	Расход воздуха (газа), м <sup>3</sup> /ч	Расход охлаждающей воды, м <sup>3</sup> /ч
ТС–1,2	1,2	0–25	85	6

Найдем требуемое число озонаторов, шт, по формуле

$$n_{\text{оз}} = \frac{Q_{\text{оз.ч}}}{q_{\text{оз.ч}}}, \quad (1.18)$$

где  $q_{\text{оз.ч}}$  – производительность по озону, принимаем равным  $1,2 \text{ кг/ч}$ .

$$n_{\text{оз}} = \frac{1,4}{1,2} \approx 1 \text{ шт.}$$

Для того чтобы выработать озон в количестве 1,4 кг/ч, озонирующая установка должна быть оборудована 1 рабочим озонатором.

Требуемый расход воды, м<sup>3</sup>/ч, определяем по формуле

$$q_{\text{в}} = q_{\text{в.охл}} \cdot n_{\text{оз}} \quad (1.19)$$

где  $q_{\text{в.охл}}$  – расход охлаждающей воды, принимаем 6 м<sup>3</sup>/ч.

$$q_{\text{в}} = 6 \cdot 1 = 6 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Размер контактных камер для смешения озновоздушной смеси с водой. Общая площадь камер, м<sup>2</sup>:

$$F = \frac{q_{\text{max}}^{\text{час}} \cdot t}{H_{\text{к}} \cdot 60}, \quad (1.20)$$

где  $t$  – время контакта(обработки) сточных вод, принимаем 5 мин;  
 $H_{\text{к}}$  – высота воды в камере, равная 4 м

$$F = \frac{653,8 \cdot 5}{4 \cdot 60} = 13,6 \text{ м}^2.$$

### 1.5.1 Расчет степени очистки воды

Расход озона необходимого для окисления, кг/сут, находим по формуле

$$Q_0 = \frac{\Delta C \cdot Q_{\text{ср}}}{1000}, \quad (1.21)$$

где  $\Delta C$  – разность концентраций загрязняющего вещества в поверхностной и обычной воде, мг/л;

$Q_{\text{ср}}$  – средний секундный расход воды, м<sup>3</sup>/с.

$$\Delta C = C_{\text{в}} - \text{ПДК}_{\text{в}}, \quad (1.22)$$

где  $C_{\text{в}}$  – концентрация загрязняющего вещества в поверхностных водах, мг/л;

$\text{ПДК}_{\text{в}}=0,1\text{мг/л}$  – предельно допустимая концентрация кишечной палочки в сточной воде.



Подставляя числовые значения в формулу (1.21) и (1.22), получим

$$\Delta C = 1000 - 0,1 = 999,9 \text{ мг/л.}$$

$$Q_0 = \frac{999,9 \cdot 0,1}{1000} = 0,1 \text{ кг/сут.}$$

Эффективность очистки, %, находим по формуле

$$\eta = \frac{\Delta C - \text{ПДК}_B}{\Delta C} \cdot 100\%. \quad (1.23)$$

$$\eta = \frac{999,9 - 0,1}{999,9} \cdot 100\% = 99,99\%.$$

### 1.5.2 Расчет расхода озона

Общий объем озоновоздушной смеси, израсходованной на обработку, л, определяется по формуле

$$V_t = q \cdot t, \quad (1.24)$$

где  $q$  – расход озоновоздушной смеси, принимаем 60 л/мин;  
 $t$  – время контакта сточных вод, принимаем 5 мин

$$V_t = 60 \cdot 5 = 300 \text{ л.}$$

Количество озона, израсходованное на окисление загрязнений при обработке сточных вод озоновоздушной смесью в течение времени  $t$ , мг, определяем по формуле

$$W = V_t (C_0 - C_t), \quad (1.25)$$

где  $C_0$  – концентрация озона в поступающей озоновоздушной смеси, мг/л;

$C_t$  – концентрация озона через время  $t$  в отработанной озоновоздушной смеси, мг/л.  $C_t = 1$ .

$$W = 300 \cdot (999,9 - 1) = 299670 \text{ мг.}$$

Количество потребленного озона, отнесенное к 1 л обрабатываемых сточных вод за время  $t$ , мг/л, находим по формуле

$$Q_W = \frac{W}{Q_{\text{сут}} \cdot 1000}, \quad (1.26)$$

где  $Q_{\text{сут}}$  – расчетный суточный расход воды, м<sup>3</sup>/сут.

$$Q_W = \frac{299670}{8620,5 \cdot 1000} = 0,003 \text{ мг/л.}$$

Коэффициент использования озона, находим по формуле

$$\eta = \frac{C_0 - C_t}{C_0} \cdot 100\%. \quad (1.27)$$

$$\eta = \frac{999,9 - 1}{999,9} \cdot 100\% = 99,9\%.$$

### 1.6 Расчет вихревого (вертикального) смесителя

Площадь горизонтального сечения в верхней части смесителя, м<sup>2</sup>, определяется по формуле

$$f_B = \frac{q_{\text{max}}^{\text{час}}}{v_B}, \quad (1.28)$$

где  $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – расчетный расход воды, м<sup>3</sup>/ч;

$v_B$  – скорость восходящего движения воды, принимается в пределах 30-40 мм/с.

По моим расчетам  $q_{\text{max}}^{\text{час}} = 653,8 \text{ м}^3/\text{ч}$ ,  $v_B = 35 \text{ мм/с} = 126 \text{ м/ч}$ .

$$f_B = 653,8 / 126 = 5,2 \text{ м}^2.$$

Определим диаметр подводящего трубопровода, м, по формуле

$$d_{\text{п}} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{ср}}}{\pi \cdot V_{\text{п}}}}, \quad (1.29)$$

где  $Q_{\text{ср}}$  – средний секундный расход воды, м<sup>3</sup>/с;

$V_{\text{п}}$  – скорость воды в подводящем трубопроводе,  $V_{\text{п}} = 1,2 \div 1,5$ , принимаем 1,3 мм/с.

$$d_{\Pi} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1}{3,14 \cdot 1,3}} = 0,3 \text{ м.}$$

Тогда получаем, что  $d_{\Pi}=300$  мм.

Площадь нижней части смесителя в месте примыкания трубопровода,  $m^2$ , определяется по формуле

$$f_{\text{H}} = (d_{\Pi}^{\text{B}})^2, \quad (1.30)$$

где  $d_{\Pi}^{\text{B}}$  – внешний диаметр подводящего трубопровода, м, который определяется по формуле

$$d_{\Pi}^{\text{B}} = d_{\Pi} + 2d, \quad (1.31)$$

где  $d$  – толщина стенок подводящего трубопровода,  $d=0,01$ м.

$$d_{\Pi}^{\text{B}}=0,3+0,02=0,32 \text{ м,}$$

$$f_{\text{H}} = (0,32)^2=0,1 \text{ м.}$$

В выбранной пирамидальной форме смесителя, рассчитываем ширину верхней части, м, по формуле

$$b_{\text{B}} = \sqrt{f_{\text{B}}}, \quad (1.32)$$

где  $f_{\text{B}}$  – площадь горизонтального сечения верхней части смесителя,  $m^2$ .

$$b_{\text{B}} = \sqrt{5,2}=2,3 \text{ м.}$$

Сторона квадратного основания, м, рассчитывается по формуле

$$b_{\text{H}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{q_{\text{max}}^{\text{час}}}{\pi \cdot v_{\text{H}}}}, \quad (1.33)$$

где  $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – расчетный расход воды,  $m^3/ч$ ;

$v_{\text{H}}$  – скорость восходящего движения воды,  $30 \div 40$  мм/с, принимаем  $35$  мм/с= $126$  м/ч.

$$b_{\text{H}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{653,8}{3,14 \cdot 126}} = 2,6 \text{ м.}$$

Площадь нижней части смесителя,  $m^2$ , рассчитывается по формуле

$$f_H = b_B \cdot b_H, \quad (1.34)$$

где  $b_B$  – ширина верхней части смесителя, м;  
 $b_H$  – сторона квадратного основания, м.

$$f_H = 2,3 \cdot 2,6 = 6 \text{ м}^2.$$

Высота нижней части смесителя, м, равна

$$h_H = \frac{b_B - d_{\Pi}^B}{2 \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right)}, \quad (1.35)$$

где  $b_B$  – ширина верхней части смесителя, м;  
 $d_{\Pi}^B$  – внешний диаметр подводящего трубопровода, м;  
 $\alpha=40^\circ$ .

$$h_H = \frac{2,3 - 0,12}{2 \operatorname{tg}(20^\circ)} = 3 \text{ м}.$$

Объем нижней части смесителя,  $m^3$ , определяется по формуле

$$W_H = \frac{h_H}{3} (f_B + f_H + \sqrt{f_B \cdot f_H}), \quad (1.36)$$

где  $h_H$  – высота нижней части смесителя, м;  
 $f_B$  – площадь горизонтального сечения верхней части смесителя,  $m^2$ ;  
 $f_H$  – площадь нижней части смесителя,  $m^2$ .

$$W_H = \frac{3}{3} (5,2 + 6 + \sqrt{5,2 \cdot 6}) = 16,8 \text{ м}^3.$$

Полный объем смесителя,  $m^3$ , определяем по формуле

$$W = \frac{q_{\max}^{\text{час}} \cdot t}{60}, \quad (1.37)$$

где  $q_{\max}^{\text{час}}$  – расчетный расход воды,  $m^3/\text{ч}$ ;  
 $t$  – продолжительность смешения реагента с водой, 2 мин.

$$W = \frac{653,8 \cdot 2}{60} = 21,8 \text{ м}^3.$$

Необходимый объем верхней части смесителя,  $\text{м}^3$ , находим по формуле

$$W_B = W - W_H, \text{ м}^3, \quad (1.38)$$

где  $W_H$  – объем нижней части смесителя,  $\text{м}^3$ ;  
 $W$  – полный объем смесителя,  $\text{м}^3$ .

$$W_B = 21,8 - 16,8 = 5 \text{ м}^3.$$

Высота верхней части смесителя, м, находится по формуле

$$h_B = \frac{W_B}{f_B}, \quad (1.39)$$

где  $W_B$  – необходимый объем верхней части смесителя,  $\text{м}^3$ ;  
 $f_B$  – площадь горизонтального сечения верхней части смесителя,  $\text{м}^2$ .

$$h_B = \frac{5}{5,2} = 1 \text{ м}.$$

Определяем полную высоту смесителя, м, по формуле:

$$h_o = h_B + h_H, \quad (1.40)$$

где  $h_B$  – высота верхней части, м;  
 $h_H$  – высота нижней части смесителя, м.

$$h_o = 3 + 1 = 4 \text{ м}.$$

### 1.7 Расчет вертикального отстойника

Определяем значение гидравлической крупности  $u_0$ , мм/с, по формуле

$$u_0 = \frac{1000 \cdot H_{set} \cdot K_{set}}{t_{set} \cdot \left(\frac{K_{set} \cdot H_{set}}{h_1}\right)^{n_2}}, \quad (1.41)$$

где  $H_{set}$  – глубина проточной части в отстойнике,  $1,5 \div 4 \text{ м}$ ,  
 принимаем  $3 \text{ м}$ ;

$K_{set}$  – коэффициент использования объема проточной части отстойника, для вертикального отстойника будет равен 0,35 м;  
 $t_{set}$  – продолжительность отстаивания, для городских сточных вод, 1200 с;  
 $h_1$  – глубина слоя, равная 0,5 м;  
 $n_2$  – показатель степени, для городских сточных вод.

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 3 \cdot 0,35}{1200 \cdot \left(\frac{0,35 \cdot 3}{0,5}\right)^{0,2}} = \frac{1050}{1392} = 0,75 \text{ мм/с.}$$

Принимаем количество отделений отстойников  $n=2$ .  
 Рассчитываем диаметр центральной трубы  $d_{ep}$ , м, по формуле

$$d_{ep} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{cp}}{\pi \cdot n \cdot v_{en}}}, \quad (1.42)$$

где  $Q_{cp}$  – средний секундный расход воды, равный 0,1 м<sup>3</sup>/с;  
 $v_{en}$  – скорость движения рабочего потока в центральной трубе, не менее 0,03 м/с.

$$d_{ep} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1}{3,14 \cdot 2 \cdot 0,05}} = 1,13 \text{ м.}$$

Принимаем диаметр центральной трубы  $d_{ep}=1,25$  м.  
 Определяем диаметр отстойника  $D_{set}$ , м, по формуле

$$D_{set} = \sqrt{\frac{4000 \cdot Q_{cp}}{\pi \cdot n \cdot K_{set} \cdot (u_0 - v_{tb})}} + d_{ep}^2, \quad (1.43)$$

где  $v_{tb}$  – скорость турбулентной составляющей, мм/с.

$$D_{set} = \sqrt{\frac{4000 \cdot 0,1}{3,14 \cdot 2 \cdot 0,35 \cdot 2,7}} + 1,13^2 = 8,3 \text{ м.}$$

Рассчитываем диаметр раструба  $d_p$ , м, и отражательного щита  $d_{щ}$  по формулам

$$d_p = 1,35d_{ep}, \quad (1.44)$$

$$d_{щ} = 1,3d_p. \quad (1.45)$$

$$d_p = 1,35 \cdot 1,25 = 1,7 \text{ м},$$

$$d_{щ} = 1,3 \cdot 1,7 = 2,2 \text{ м}.$$

Рассчитываем высоту щели между низом центральной трубы и поверхностью отражательного щита  $H_1$ , м, по формуле

$$H_1 = \frac{Q_{ср}}{\pi \cdot n \cdot d_p \cdot v_{щ}}, \quad (1.46)$$

где  $v_{щ}$  – скорость движения в щели, равная 0,02 м/с.

$$H_1 = \frac{0,1}{3,14 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 0,02} = 0,5 \text{ м}.$$

Определяем общую высоту цилиндрической части отстойника  $H_{ц}$ :

$$H_{ц} = H_{set} + H_1 + H_2 + H_3, \quad (1.47)$$

где  $H_2$  – высота нейтрального слоя между низом отражательного щита и слоем осадка, равная 0,3 м;

$H_3$  – высота борта отстойника, равная 0,5 м.

$$H_{ц} = 3 + 0,5 + 0,3 + 0,5 = 4,3 \text{ м}.$$

Рассчитываем высоту конусной части отстойника  $H_k$  по формуле

$$H_k = 0,5D_{set} \cdot tg\alpha, \quad (1.48)$$

где  $\alpha$  – угол наклона конического днища, равный  $50 \div 60^\circ$ .

$$H_k = 0,5 \cdot 8,3 \cdot 1,19 = 4,9 \text{ м}.$$

Рассчитываем общую высоту отстойника  $H$ , м, по формуле

$$H = H_{ц} + H_k, \quad (1.49)$$

$$H = 4,3 + 4,9 = 9,2 \text{ м}.$$

Определяем суточное количество осадка, задерживаемое в отстойниках  $Q_{mud}$ , м<sup>3</sup>/сут, по формуле

$$Q_{mud} = \frac{Q_{сут} \cdot (C_{ep} - C_{ex})}{(100 - p_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4}, \quad (1.50)$$

где  $Q_{сут}$  – суточный расход сточных вод, м<sup>3</sup>/сут;

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

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

$$Q_{mud} = \frac{8620,5 \cdot (300 - 100)}{(100 - 95\%) \cdot 1 \cdot 10\,000} = 34,5 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

### 1.8 Расчет скорых безнапорных фильтров с песчаной загрузкой

Общую площадь скорых фильтров, м<sup>2</sup>, следует рассчитывать по формуле

$$F = \frac{Q_{сут}}{T \cdot v_{p.n} - 3,6 \cdot n \cdot w \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot v_{p.n}}, \quad (1.51)$$

где  $Q_{сут}$  – расчетный суточный расход воды, м<sup>3</sup>/сут;

$T$  – продолжительность работы станции в течение суток, ч;

$v_{p.n}$  – расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, равная 6 м/ч;

$n$  – количество промывок каждого фильтра за сутки, равное 2;

$w$  – интенсивность промывки, равная 12,5 л/сек-м<sup>2</sup>;

$t_1$  – продолжительность промывки, равная 0,1 ч;

$t_2$  – время простоя фильтра в связи с промывкой, равное 0,33 ч.

$$F = \frac{8620,5}{24 \cdot 6 - 3,6 \cdot 2 \cdot 12,5 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,33 \cdot 6} = 65,8 \text{ м}^2.$$

Количество фильтров, шт, на станции производительностью 8620,5 м<sup>3</sup>/сут находим по формуле

$$N = 0,5\sqrt{F}, \quad (1.52)$$

где  $F$  – суммарная площадь скорых фильтров, м<sup>2</sup>.

$$N = 0,5\sqrt{65,8} = 4 \text{ шт.}$$

Тогда площадь одного фильтра составит 65,8:4=16,5 м<sup>2</sup>.



Рассчитаем скорость фильтрования воды при форсированном режиме, м/ч, по формуле

$$v_{p.\phi} = v_{p.n} \frac{N}{N - N_1}, \quad (1.53)$$

где  $v_{p.n}$  – расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, равная 6 м/ч;

$N_1$  – количество фильтров, находящихся в ремонте ( $N_1=1$ ).

$$v_{p.\phi} = 6 \frac{4}{4 - 1} = 8 \text{ м/ч.}$$

*Подбор состава загрузки фильтра.* Высота фильтрующего слоя  $h_\phi=1,2 \div 1,3$  м с минимальным диаметром зерен 0,7 мм и максимальным 1,5 мм.

### 1.9 Расчет сорбционного фильтра с угольной загрузкой

Чаще всего при проектировании принимают сорбционную очистку в напорных адсорберах с неподвижным слоем загрузки, в качестве которой используют активированный уголь со средним диаметром частиц  $d_3 = 1,2$  мм.

Общая площадь  $F_{\text{общ}}$ , м<sup>2</sup>, параллельно работающих фильтров определяется по формуле

$$F_{\text{общ}} = \frac{q_{\text{max}}^{\text{час}}}{V_\phi}, \quad (1.54)$$

где  $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – расчетный расход воды, равная 653,8 м<sup>3</sup>/ч;

$V_\phi$  – скорость фильтрации, принимается от 4 до 10 м/ч,  $v_\phi = 9$  м/ч.

$$F_{\text{общ}} = \frac{653,8}{9} = 72,6 \text{ м}^2.$$

Принимаем типовые напорные сорбционные фильтры со следующими параметрами:

- диаметр фильтра  $D=3,4$  м;
- строительная высота  $H=3,870$  м;
- площадь фильтрации  $F_\phi=9,07$  м<sup>2</sup>;
- загрузка – активированный уголь АГ-3.

Число параллельно работающих адсорберов, шт, определяем из соотношения

$$N = \frac{F_{\text{общ}}}{F_{\phi}}. \quad (1.55)$$

$$N = \frac{72.6}{9.07} = 8 \text{ шт.}$$

Фактическая скорость фильтрации, м/ч, определяется по формуле

$$V = \frac{q_{\text{max}}^{\text{час}}}{F_{\phi} \cdot N}. \quad (1.56)$$

$$V = \frac{653,8}{9,07 \cdot 8} = 9 \text{ м/ч.}$$

Высоту угольной загрузки, м, определяют по формуле

$$H_3 = \frac{V_{\text{р.ф.}} \cdot \tau_y}{60}, \quad (1.57)$$

где  $v_{\text{р.ф.}}$  – расчетная скорость фильтрования, принимаемая 10÷15 м/ч;

$\tau_y$  – время прохождения воды через слой угля, принимаемое 10÷15 мин в зависимости от сорбционных свойств угля, концентрации и вида загрязнений воды и других факторов и уточняемое технологическими изысканиями.

$$H_3 = \frac{12 \cdot 10}{60} = 2 \text{ м.}$$

Общая высота сорбционной загрузки  $H_{\text{общ}}$ , м, составит

$$H_{\text{общ}} = H_{\text{м}} + H_{\text{р}}, \quad (1.58)$$

где  $H_{\text{м}}$  – длина зоны массопередачи, заключенная между слоем с концентрацией нефтепродуктов  $C_0$ , и слоем с максимально допустимой концентрацией нефтепродуктов в очищенной воде ( $C_{\text{пр}}$ ), принимаем  $H_{\text{м}} \geq 5$  м;

$H_{\text{р}}$  – резервная высота загрузки, обеспечивающая требуемое качество доочистки в период выгрузки отработавшего угля и включения в работу чистого сорбента; обычно  $H_{\text{р}} \geq 20\% \cdot H_{\text{м}}$ .

$$H_{\text{общ}} = 5 + 0,2 \cdot 5 = 6 \text{ м.}$$

Число последовательно работающих адсорберов  $n$ , шт., определяем из условия

$$n = \frac{H_{\text{общ}}}{H_3}, \quad (1.59)$$

$$n = \frac{6}{2} = 3 \text{ шт.}$$

Продолжительность фильтроцикла одного адсорбера определяется по формуле

$$T_{\phi} = \frac{H_m + H_3}{v}, \quad (1.60)$$

где  $v$  – скорость перемещения фронта воды с концентрацией  $C_{\text{пр}}$ , м/ч, ориентировочно принимается  $v = 2 \div 6$  см/ч, принимаем  $v = 3$  см/ч.

$$T_{\phi} = \frac{5 + 2}{0,03} = 233 \text{ ч} = 9,7 \text{ сут.}$$

## 1.8 Обеззараживание воды хлором

Максимальное количество активного хлора  $q_{\text{max}}$ , кг/ч, определяется по формуле

$$q_{\text{max}} = \frac{\alpha \cdot q_{\text{max}}^{\text{час}}}{1000}, \quad (1.61)$$

где  $\alpha$  – доза активного хлора, принимаемая равным 1 мг/л;  
 $q_{\text{max}}^{\text{час}}$  – расчетные часовые расходы воды, равная 653,8 м<sup>3</sup>/ч.

$$q_{\text{max}} = \frac{1 \cdot 653,8}{1000} = 0,65 \text{ кг/ч.}$$

Минимальное количество активного хлора  $q_{\text{min}}$ , кг/ч, определяется по формуле

$$q_{\text{min}} = \frac{\alpha \cdot q_{\text{min}}^{\text{час}}}{1000}. \quad (1.62)$$

$$q_{min} = \frac{1 \cdot 97}{1000} = 0,1 \text{ кг/ч.}$$

Максимальное количество реагента с учётом увеличения расчётной дозы реагента, кг/ч, определяется по формуле

$$q'_{max} = 1,5 \cdot q_{max}. \quad (1.63)$$

$$q'_{max} = 1,5 \cdot 0,65 = 0,85 \text{ кг/ч.}$$

Для обеззараживания воды применяем гипохлорит натрия, получаемый электролизом поваренной соли на водоочистой станции.

Доза хлора будет равна  $q_{Cl} = 1,1 \text{ г/м}^3$ .

Потребное количество активного хлора, кг/сут, определяем по формуле

$$D = \frac{Q_{сут} \cdot q_{Cl}}{1000}. \quad (1.64)$$

$$D = \frac{8620,5 \cdot 1,1}{1000} = 9,5 \text{ кг/сут.}$$

## 2 Технология строительства объектов водопользования

### 2.1 Определение объемов земляных работ

Проектируемый водопровод входит в комплекс водоснабжения города Атбасар. Водопровод прокладывается вдоль проезжей части дороги. Грунт суглинок. Результаты подсчетов по каждому процессу сводятся в таблицу Д.1, при этом номенклатура работ и единицы измерения должны соответствовать сборникам ЕНиР. Общая протяженность водопровода 50 километров.

В состав земляных работ входят: вертикальная планировка площадок, разработка траншеи, обратная засыпка грунта.

В расчет принимаем диаметр трубы равный 426 мм.

а) Определение глубины заложения траншеи, м, по формуле

$$h = h_{\text{пром.гр}} + (0,2 \div 0,4) + d_{\text{тр}} + 0,2, \quad (2.1)$$

где  $h_{\text{пром.гр}}$  – глубина промерзания грунта в г. Атбасар, принимаем 1,5 м;

0,2 ÷ 0,4 – изоляционный слой, принимаем 0,3 м;

$d_{\text{тр}}$  – наружный диаметр труб, м.

$$h = 1,5 + 0,3 + 0,426 + 0,2 = 2,426 \text{ м.}$$

б) Определение ширины траншеи по дну, м, по формуле

$$b = 2 \cdot (0,3 \div 1) + d, \quad (2.2)$$

где 0,3 ÷ 1 – зазор для прохода рабочих, принимаем 0,8 м.

$$b = 2 \cdot 0,8 + 0,426 = 2,026 \text{ м.}$$

в) Ширину траншеи по верху, м, вычисляем по формуле

$$B = b + 2 \cdot m \cdot h, \quad (2.3)$$

где  $m$  – коэффициент крутизны откоса. Для грунта суглинок  $m=1 \div 0,5$ .  
Принимаем

$$B = 2,026 + 2 \cdot 0,5 \cdot 2,426 = 4,45 \text{ м.}$$

г) Площадь поперечного сечения траншеи,  $\text{м}^2$ , определяем по формуле

$$F = \frac{B + b}{2} \cdot h. \quad (2.4)$$

$$F = \frac{4,45 + 2,026}{2} \cdot 2,426 = 7,9 \text{ м}^2.$$

д) Определение объема траншеи, м<sup>3</sup>, по формуле

$$V = F \cdot l, \quad (2.5)$$

где  $l$  – длина участка трубы, м.

$$V = 7,9 \cdot 50000 = 395000 \text{ м}^3.$$

е) Объем трубы, м<sup>3</sup>, определяем по формуле

$$V_{\text{тр}} = \pi \cdot d \cdot l. \quad (2.6)$$

$$V_{\text{тр}} = 3,14 \cdot 0,426 \cdot 50000 = 66882 \text{ м}^3.$$

ж) Определение объема излишнего грунта, м<sup>3</sup>

$$V_{\text{изл.гр.}} = V - \frac{V_{\text{тр}}}{K_{\text{о.р}} + 1}, \quad (2.7)$$

где  $K_{\text{о.р}} = 0,05$ .

$$V_{\text{изл.гр.}} = 395000 - \frac{66882}{1,05} = 331303 \text{ м}^3.$$

з) Определение объема обратной засыпки, м<sup>3</sup>,

$$V_{\text{обр.з}} = V - V_{\text{изл.гр.}} \quad (2.8)$$

$$V_{\text{обр.з}} = 395000 - 331303 = 63697 \text{ м}^3.$$

и) Определение объема недобора грунта, м<sup>3</sup>,

$$V_{\text{нед.гр}} = h_{\text{нед.гр}} \cdot b \cdot l, \quad (2.9)$$

где  $h_{\text{нед.гр}} = 0,1$  м.

$$V_{\text{нед.гр}} = 0,1 \cdot 2,026 \cdot 50000 = 10130 \text{ м}^3.$$

л) Устройство основания не требуется, т.к. грунт – суглинок.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Главный водоисточник города Атбасар – река Ишим нуждается в качественной очистке. Основной проблемой источника является бурное развитие инфраструктуры районов Акмолинской области, прилегающих к реке Ишим, требующие строгого экологического мониторинга и систематической оценки экологического состояния реки. Было идентифицировано 70 видов водорослей фитопланктона. На долю диатомовых водорослей приходится 70 процентов (49 видов), зеленых водорослей 25,71 процент (18 видов), сине-зеленых водорослей 4,29 процент (3 вида).

Возрастание сапробности водоема свидетельствует о возрастании органического загрязнения и чувствительности водорослей к этому загрязнению. Для решения данной проблемы в дипломном проекте применяется обеззараживание воды озонированием с последующей адсорбцией.

В процессе дипломного проекта принята новая схема наряду с традиционными стадиями очистки, которая включает окислительно-сорбционную обработку с использованием озона при котором на заключительном этапе продукты озонлиза задерживаются на сорбционных гранулированных фильтрах с толщиной фильтрующего слоя 2 м, крупностью угля 1,2 мм и рабочей скоростью фильтрования 9 м/ч. На основе этой схемы произведен расчет очистных сооружений станций водоподготовки города Атбасар.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Информация города Атбасар // Электронная версия на сайте <http://atbasar.akmo.gov.kz/?mob=1>
- 2 Атбасарская станица // Энциклопедический словарь Брокгауза и Ефрона: в 86 т. (82 т. и 4 доп.). – СПб., 1997.
- 3 Муртазин Е.Ж., Ортбаева А.У. Комплексная оценка качества воды р. Есиль // Гидрометеорология и экология. – 2007. – № 3. – С.137-143.
- 4 Руководство по гидробиологическому мониторингу пресноводных экосистем /под ред. В.А. Абакумова. – Л., 1999.
- 5 Тюменев С.Д. Водные ресурсы и водообеспеченность территории Казахстана: Учебник. – Алматы: КазНТУ, 2008. – 229-230 с.
- 6 Наурызбаев Е., Бишимбаев А. Классификация водных ресурсов // Поиск. Сер. естеств. наук. – 1999. – № 3. - С. 95-98.
- 7 Заурбеков А.К., Бишимбаев А.К. Экологическая обстановка по основным бассейнам рек Казахстана // Гидрометеорология и экология. –2002 – № 4. – С. 74-85.
- 8 Критерии оценки экологической обстановки территорий для выявления зон чрезвычайной экологической ситуации и зон экологического бедствия: утв. Минприроды РФ 30.11.92. – М.,1999.
- 9 Водоросли: справ. / СП. Вассер, Н.В. Кондратьева, Н.П. Масюк [и др.]. – Киев: Наукова думка, 2000. – С. 156-170.
- 10 Пильгук В.Я. Зоопланктон реки Ишим // Водоемы Сибири и перспективы их использования. – Томск, 2003. – С. 156-166.
- 11 Алекин О.А. Основы гидрохимии. - Л.: Гидрометеоиздат, 2005. – С. 355.
- 12 СанПиН 2.1.4.1116-02 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды, расфасованной в емкости. Контроль качества».
- 13 Драгинский В.А.,Алексеева Л.П. "Роль озонирования в свете новых требований к качеству питьевой воды". – Москва: б.н., – 2005.
- 14 Мочалов И.П., Родзиллер И.Д., Жук Е.Г. Очистка и обеззараживание сточных вод малых населенных мест: В условиях Крайнего Севера. – Л.: Стройиздат, – 1996. – 160 с.
- 15 СН РК 4.01.02-2009 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения».



## **ПРИЛОЖЕНИЯ**

## Приложение А

Таблица А.1 – Гидротехнические сооружения, находящиеся на территории Атбасарского района

Название и тип водохранилища, год постройки	Проектный объем водохранилища (млн. метр куб)	Место расположения (район, село, географические координаты)	Собственность (правовой акт)	Назначение	Состав сооружения и их технические характеристики	Техническое состояние
Атбасарский район Дамба-плот Самарская г/п 1965 г	1,4	с.Самарка	ГУ «Акимат Сергеевского с/округа»	Система лиманного орошения	Дамба-земляная насыпь, высота 6 метров, длина пролетов между осями опор 8 метров, ширина между перилами 4 метра	удовл
Атбасарский район Плотина верхняя Сочинская-1 г.п.1985	20	3 км от с.Сочинское на реке Шортанбай	ГУ «Акимат Сочинского с/округа»	Накопитель для водоснаб- жения	Каменно-земляная, насыпная. Длиной-4300 м. Шириной-4м Высотой-6 м	неудовл
Атбасарский район Плотина нижняя Сочинская-2 г.п.1985	5,2	0,5 км от с.Сочинское	ГУ «Акимат Сочинского с/округа»	Накопитель для водоснаб- жения	Каменно-земляная, насыпная. Длиной-1.500 м Шириной-4 м Высотой-4 м	удовл
Атбасарский район Плотина малая с. Сепе 1 «Жолан» г/п 1989 г.	3	13 км от с.Сепе	ГУ «Акимат Сепеевского с/округа	Рыбо- хозяйствен- ный водоем	Каменно-земляная, насыпная Длиной-670 Шириной-3 Высотой-5	неудовл
Атбасарский район Плотина с.Сепе-2 г/п 1989 г	2	в с.Сепе	ГУ «Акимат Сепеевского с/округа	Рыбо- хозяйствен- ный водоем	Каменно-земляная, насыпная Длиной-730 Шириной-3 Высотой-4	неудовл

## Приложение Б



Рисунок Б.1 – Карта административного деления Атбасарского района

## Приложение В

Таблица В.1 – Содержание физико-химических показателей в р. Ишим

Наименование показателя	Значение	ПДК
Запах, баллы	1	2
Цветность, градусы	15 <sup>0</sup>	200 <sup>0</sup>
рН	7,7	6,5-8,5
Хлориды, мг / л	2307,5	300
Fe <sub>общ</sub> , мг / л	0,22	0,1
Са, мг / л	400,04	180
Mg, мг / л	165	40
Жесткость, мг. экв / л	20	5,1
Кислотность, ммоль / л	0,8	7,5
Щелочность, ммоль / л	3	0,5-6,5
ХПК, мг / л	2,8	15

## Приложение Г

Таблица Г.1 – Техническая характеристика озонаторов ТС и ТСК средней производительности НПП «Техозон»

Марка	Производительность по озону, кг/ч	Концентрация озона, г/м <sup>3</sup>	Расход воздуха (газа), м <sup>3</sup> /ч	Расход охлаждающей воды, м <sup>3</sup> /ч
ТС–1,2	1,2	0–25	85	6
ТС–1,7	1,7	0–25	120	8
ТС–2,5	2,5	0–25	150	14
ТС–3,5	3,5	0–25	190	20
ТС–5,0	5,0	0–25	250	40

## Приложение Д

Таблица Д.1 – Ведомость объемов работ

Наименование работ	Ед.изм.	Кол-во	Примечание
<b>Подготовительные работы</b>			
Устройство и разработка временных ограждений	1 м	200000	$2 \cdot 2 \sum l$
Устройство и разработка временных мостов	1 мост	667	Через каждые 300 м
Разгрузка труб автокраном	100 т	47	$\sum (l \cdot M)$
<b>Земляные работы</b>			
Срезка растительного слоя бульдозером	1000 м <sup>2</sup>	233,6	$\sum F = B \cdot L \cdot 1.05$
Разработка грунта траншеи экскаватором обратной лопатой: а) в отвал б) в транспорт	100 м <sup>3</sup>	а) 3313; б) 637	а) $\sum V_{\text{изл.г.}} = V - \frac{V_{\text{тран.}}}{K_{\text{о.р.}}}$ ; б) $V_{\text{иб.гр.}} = V - V_{\text{изл.г.}}$
Разработка недобора грунта вручную	1 м <sup>3</sup>	10130	$\sum V_{\text{нед.гр.}} = h_{\text{нед.гр.}} \cdot b \cdot l$
<b>Монтажные работы</b>			
Сборка стальных труб в звенья на бровке траншей Ø426x9мм Ø530x7мм	1 м	l=50000	Согласно ГОСТу: для стальных труб Ø400-2000 мм – 10-12 м
Сварка труб на бровке траншей Ø426x9мм Ø530x7мм	1 стык	l=4167	$N_{\text{бр.}} = N_{\text{общ.}} - N_{\text{гр.}}$
Укладка звеньев труб(плетей) в траншее Ø426x9мм Ø530x7мм	1 м	l=50000	Усредненная длина звеньев труб принята 30-36м
Сварка плетей в нитку в траншее Ø426x9мм Ø530x7мм	1 стык	l=4167	$N_{\text{тр.}} = \frac{N_{\text{общ.}}}{4}$
Установка ж/б(1,5÷2,0м) колодцев	шт.	250	На 1 км 5-6 колодцев
Устройство гидроизоляции колодцев	1 колодец	500	Покрытие поверхности битумом на 2 раза

## Продолжение приложения Д

*Продолжение таблицы Д.1*

Наименование работ	Ед.изм.	Кол-во	Примечание
Установка задвижек Ø426х9мм Ø530х7мм	шт.	600	На 1 км 10-12 задвижек
Установка фасонных частей	шт.	500	На 1 км 10-12 фасонных частей
<b>Испытание трубопроводов</b>			
Присыпка трубопровода с двух сторон с трамбованием	1 м <sup>3</sup>	63697	На 200 мм от поверхности труб по всей длине траншеи за исключением прямков
Испытание на прочность Ø426х9мм Ø530х7мм	1 м	l=50000	Участки до 500 м длиной
Антикоррозионная изоляция стыков трубопровода Ø426х9мм Ø530х7мм	1 стык	l=4167	Усиленная
Обратная засыпка траншей и прямокв бульдозером	100 м <sup>2</sup>	1,5	30х40х30
Испытание на плотность Ø426х9мм Ø530х7мм		l=50000	
<b>Благоустройство территории</b>			
Окончательная планировка территории бульдозером	1000 м <sup>2</sup>	222,5	$\frac{B \cdot L}{1000}$

## Приложение Е

*Экономика.* Стоимость строительства – это суммарные затраты, которые необходимы для его осуществления. В эти затраты входят:

- закупка строительных материалов;
- зарплата строительным рабочим;
- закупка оборудования станции водоподготовки.

В итоге расчетов мы получим приблизительною сумму, которая необходима для строительства станции водоподготовки города Атбасар Акмолинской области.

Стоимость строительства, тг, состоит из сумм стоимости строительных материалов и стоимость выполнения строительных работ, определяется по формуле

$$C_{\text{ст}} = C_{\text{с.м}} + C_{\text{с.р}} + C_0, \quad (\text{E.1})$$

где  $C_{\text{с.м}}$  – стоимость строительных материалов, тг;

$C_{\text{с.р}}$  – стоимость выполнения строительных работ, тг;

$C_0$  – стоимость оборудования фильтровальной станции, тг.

$$C_{\text{ст}} = 78105210 + 35017471 + 57401439 = 170524120 \text{ тг.}$$

Таблица Е.1 – Стоимость строительных работ

Наименование работ	Объем работ	Стоимость работ
Разгрузка труб автокраном	47 т	40326 тг
Разгрузка железобетонных стеновых панелей автокраном	340 т	453787 тг
Срезка растительного слоя бульдозером	233,6 м <sup>2</sup>	234320 тг
Разработка грунта траншей и котлованов экскаватором обратной лопатой	3313 м <sup>3</sup>	3670500 тг
Разработка недобора грунта вручную	10130 м <sup>3</sup>	1795000 тг
Обратная засыпка траншей и котлованов	1604 м <sup>3</sup>	1300600 тг
Установка фундаментных блоков	50 шт	332888 тг



## Продолжение приложения Е

*Продолжение таблицы Е.1*

Наименование работ	Объем работ	Стоимость работ
Установка блоков наружных стен	48 шт	351360 тг
Прокладка трубопроводов из отдельных частей	654,5 м	1921124 тг
Подготовка поверхностей под оштукатуривание	1014 м <sup>2</sup>	915642
Прошивка сетки по каркасу с обмазкой раствором	1014 м <sup>2</sup>	308302 тг
Оштукатуривание поверхности	1014 м <sup>2</sup>	276436 тг
Малярные работы	1014 м <sup>2</sup>	304019 тг
Итого		11904304 тг

*Срок окупаемости станции водоподготовки.* Срок окупаемости – период времени, необходимый для того, чтобы доходы, генерируемые инвестициями, покрыли затраты на инвестиции. Простой срок окупаемости вычисляется по формуле

$$T_{ок} = \frac{C_{ст}}{C_{п}}, \quad (E.2)$$

где  $C_{п}$  – прибыль фильтровальной станции, тг/мес.

Прибыль фильтровальной станции заключается во взимании платы за воду с населения в размере 89,5 тенге за 1 кубический метр воды. Прибыль фильтровальной станции, тенге в месяц, составит

$$C_{п} = c_{в} \cdot Q_{сут} \cdot 30, \quad (E.3)$$

где  $c_{в}$  – стоимость м<sup>3</sup> воды, тг.

$$C_{п} = 89,5 \cdot 8620,5 \cdot 30 = 23146043 \text{ тг/мес,}$$

$$T_{ок} = \frac{170524120}{23146043} = 7,4 \text{ мес.}$$

## Продолжение приложения Е

Простой срок окупаемости составляет 7,4 месяцев, но он не учитывает эксплуатационных расходов фильтровальной станции. Более точный срок окупаемости выражает дисконтный срок окупаемости, который можно вычислить по формуле

$$T_{\text{ок.д}} = \frac{C_{\text{ст}}}{C_{\text{п}} - C_{\text{э}}}, \quad (\text{Е.4})$$

где  $C_{\text{э}}$  – эксплуатационные затраты фильтровальной станции в месяц, тг.

$$T_{\text{ок.д}} = \frac{170524120}{23146043 - 4505336} = 9 \text{ мес.}$$

Таким образом, срок окупаемости станции водоподготовки города Атбасар составляет девять месяцев.