

Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

Водоснабжение и водоотведение

КУРС ЛЕКЦИЙ

Часть I – Наружные сети и сооружения

Преп.: ст. преп. Андрианов А.П.

студент: _____

курс, группа: _____

Содержание

1. Введение. Общие сведения о системах водоснабжения и водоотведения
2. Системы и схемы водоснабжения. Нормы водопотребления
3. Источники водоснабжения и водозаборы
4. Очистка природной воды
5. Насосы и насосные станции
6. Водопроводные сети и сооружения на них
7. Системы и схемы водоотведения
8. Канализационные сети и сооружения на них
9. Очистка сточных вод

Часть 1. Введение. Общие сведения о системах водоснабжения и водоотведения

1.1. Исторические сведения о развитии систем водоснабжения и водоотведения

Вода имеет исключительное значение в жизни человека. Известно, что у древних народов наряду с культом Солнца и Огня и других стихий существовал и культ Воды.

Сегодня на Земле становится все меньше воды, пригодной для жизни человека, а также для жизни растительного и животного мира. Почти треть населения планеты практически не имеет возможности пользоваться чистой питьевой водой. Во многих странах Азии полностью отсутствует система очистки сточных вод, что грозит экологическими катастрофами и ведет к необратимому загрязнению поверхностных вод.

Россия является одной из наиболее обеспеченных ресурсами пресных вод стран мира, однако распределены они неравномерно: на районы, где проживает большая часть населения России и находится основная промышленность и сельское хозяйство приходится около 20% речного стока. При этом вода во многих реках этих районов сильно загрязнена, что требует дополнительных расходов на ее очистку.

Для нужд населения, промышленности и сельского хозяйства в РФ ежегодно забирается из природных водоемов около 90 млрд. м³ свежей воды, в том числе около 10 млрд. м³ – из подземных источников. Крупнейшими потребителями воды являются сельское хозяйство, теплоэнергетика и питьевое водоснабжение.

В последнее время наметилась тенденция к снижению потребления воды, в частности, в Москве это вызвано сокращением объемов промышленного производства, произошедшего в 90-х годах прошлого столетия, и целенаправленной политикой Мосводоканала по водосбережению: установка счетчиков воды, повышение платы за воду для различных категорий потребителей, борьба с потерями воды в водопроводных сетях.

Современные системы водоснабжения и водоотведения городов и населенных мест представляют собой сложные технические системы, обеспечивающие прием природной воды, ее очистку с последующей подачей и распределением воды потребителям, отвод и транспортировку образовавшихся сточных вод, их очистку и сброс в водоем. Основная часть питьевой воды в городах идет на нужды населения в жилые и общественные здания.

Среднесуточное водопотребление служит основой для определения расчетного расхода воды, который необходим для удовлетворения потребности населения. В цивилизованных странах в сутки человек потребляет от 120 до 350 л воды, что зависит в первую очередь от степени благоустройства зданий (наличия централизованного холодного и горячего водоснабжения, канализации, душа, ванн, дополнительных санитарных приборов), климатической зоны, численности населения. Факторами, сдерживающими водопотребление, может быть недостаточное количество незагрязненной пресной воды и высокая плата за воду.

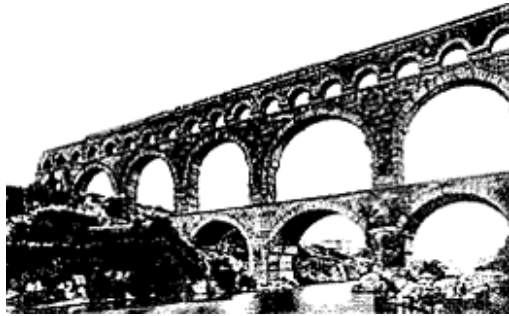
С далеких времен вода служила человеку не только для утоления жажды, по мере развития цивилизации вода выполняла все новые и новые функции. В настоящее время можно выделить пять основных функций воды:

1) Во-первых, удовлетворение физиологической потребности человека в воде. Эта функция самая важная, именно здесь требуется вода высокого качества, однако в общем объеме водопотребления занимает крайне малое место – человеку требуется всего 2 – 3 литра воды в сутки.

2) Во-вторых, санитарно-гигиеническая функция, то есть личная гигиена человека, мытье посуды, уборка жилища, стирка и т.д.

3) Производственная функция воды связана с появлением простейших ремесел, и поначалу играла второстепенную роль, но в настоящее время с развитием индустриального производства, сельского хозяйства, гидро- и теплоэнергетики стала одной из самых востребованных и водоемких.

Общие сведения о системах Виб	
Системы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	
Очистка сточных вод	
3	

Общие сведения о системах Виб	4) Архитектурно-декоративная функция воды возникла в период расцвета древних цивилизаций. Фонтаны, искусственные пруды и водоемы являлись хорошим украшением городского ландшафта. Фонтаны также часто служили дополнительным источником воды для населения. 5) Противопожарная функция стала актуальной с возникновением крупных городов, в полной мере получив развитие с возникновением централизованного напорного водопровода. Высокое качество питьевой воды, ее эпидемическая и физиологическая безопасность обеспечивает здоровье, благополучие и расцвет нации. Низкое качество питьевой воды приводит к эпидемиям, ухудшению здоровья и вырождению населения. Поэтому с древнейших времен человек создает системы водоснабжения, изыскивает источники чистой воды, улучшает ее качество.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	Первые водопроводные сооружения – колодцы и оросительные каналы – появились в древних цивилизациях Ассирии, Вавилона и Египта. В древнем Египте 4 – 5 тыс. лет тому назад проводились масштабные работы по созданию оросительных систем для земледелия, состоящих из каналов, дамб, примитивных водоподъемных машин. В античном Риме и древней Греции существовали весьма развитые системы подачи, хранения и транспортировки воды, предназначенные для питьевых и поливочных целей. Самыми известными и красивыми сооружениями были знаменитые римские акведуки – арочные сооружения, предназначенные для транспортировки воды через пониженные участки рельефа местности.
Очистка природной воды	В Греции существовало много колодцев и акведуков, остатки которых были обнаружены при археологических раскопках. Геродот описал акведук на острове Самос (700 год до нашей эры), имевший протяженность 1295 м и представлявший собой подземную галерею шириной 2,5 м.
Насосы и насосные станции	Древний Рим имел весьма крупное водопроводное хозяйство. Так, во времена Траяна (98 – 117 года), в Риме насчитывалось не менее 9 водопроводов общей длиной 443 км. Суммарная суточная производительность этих водопроводов достигала почти 1 млн. м³, а на одного жителя приходилось до 1000 л воды в сутки.
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	Опыт римского водопроводного строительства был перенесен и в тогдашние провинции Рима. Остатки древних акведуков до сих пор сохранились в Италии, Греции, Испании, Франции, Венгрии и даже в Германии. Конструкции и архитектурный стиль римских акведуков находили в дальнейшем применение в Европе и даже в Америке вплоть до 70-х годов XIX столетия.
Водоотводящие сети и сооружения на них	С упадком и прекращением существования Римской империи в III – V веках построенные в период ее расцвета водопроводы стали разрушаться, резко сократилось потребление воды, снизилась общая культура водопользования в Западной Европе. Это вызвало рост целого ряда инфекционных заболеваний, которые приводили к опустошительным эпидемиям. Этот упадок водоснабжения продолжался более тысячи лет (с V по XVI век); положение стало меняться лишь в эпоху Возрождения, когда началось восстановление и новое строительство водопроводных сооружений в Европе. В XVI веке начинается создание водопроводов и в Новом Свете.
Очистка сточных вод	В Лондоне первые домовые водопроводы из свинцовых труб начали устраивать с конца XVI века, а в 1613 году были применены деревянные трубы для уличной сети. В США первый водопровод из деревянных сверленных труб устроен в 1652 году для города Бостона. Такие же трубы были уложены для первого водопровода в Нью-Йорке, построенного в 1799 году.
4	В XVI веке в Англии и Франции появились прообразы современных насосов, в XVIII веке были изобретены паровые насосы, а в XIX веке появились первые очистные сооружения: медленные фильтры (начали применяться с 1829 года в Великобритании) и скорые фильтры (с 1885 года, США). С конца XIX века начинается широкое строительство водопроводов во всех крупных и передовых странах.

Развитие водопроводного дела в России началось еще в феодальную эпоху. В Новгороде при раскопках был обнаружен водопровод из деревянных труб, проложенный русскими мастерами еще в 1090 году.

В московском Кремле первый водопровод появился в 1491 году, когда по указу царя Ивана Грозного мастер Петр Фрязин вывел воды мощного родника, находившегося в подземелье Арсенальной башни, самотеком по кирпичной трубе в направлении Троицкой башни. В 1519 году в Пскове был устроен первый русский водопровод с искусственным подъемом воды. В Москве при строительстве первой очереди московского метрополитена под Никольскими воротами была обнаружена система водоподающих галерей постройки XVI века, а также бассейн с водой. Постоянный приток свежей воды показал, что бассейн связан с целой системой водопроводящих линий, прекрасно сохранившихся в течение четырех столетий. В XVII веке самотечные водопроводы имелись в ряде крепостей и в больших монастырях.

В 1633 году был построен русскими мастерами первый напорный водопровод для подачи воды из Москва-реки в Кормовой дворец Кремля. Водоподъемная машина, приводимая в действия лошаадьми, находилась вместе с резервуаром для воды в Свибловой башне Кремля, впоследствии получившей свое новое название – Водовзводная.

В начале XX века в России насчитывалось 1065 городов, в каждом пятом был водопровод; очистка воды, как правило, отсутствовала. Канализация же имела только в 18 городах.

В начале XVIII века в Петербурге был устроен Лиговский канал для снабжения водой дома Петра I, а в 1721 году – знаменитые петергофские фонтаны. Централизованный водопровод в Санкт-Петербурге появился в 1863 году, в его создании принимал участие инженер Андрей Иванович Дельвиг, руководивший ранее реконструкцией московского водопровода. Для очистки воды на одной из четырех водопроводных станций были устроены медленные фильтры. К 1918 году система водоснабжения Петербурга подавала 360 тыс. м³ воды в сутки, протяженность уличной сети составляла 723 км.

В настоящее время в систему водоснабжения Санкт-Петербурга входят четыре крупные водопроводные станции и пять пригородных, суммарной производительностью 2,5 млн. м³ в сутки, а также 177 повысительных насосных станций. Основной источник воды – река Нева. Протяженность городских водопроводных сетей более 4700 км.

С начала строительства города сооружались водоотводные канавы и подземные трубы для отвода атмосферных вод, во времена Екатерины II эта система значительно расширилась. Бытовые же стоки в те времена обычно сбрасывались в выгребные ямы, в уличные водостоки, канавы, в близлежащие водоемы. Работы по разработке проектов канализации Петербурга велись с 1864 года, однако практическая реализация началась только через 60 лет, уже при советской власти в 1925 году. Первые же сооружения по очистке сточных вод появились только в 1978 году, до этого времени все сточные воды города сбрасывались в водоемы и в конечном итоге попадали в Балтийское море.

В настоящее время в Санкт-Петербурге более 7700 км канализационных сетей, 20 очистных сооружений, 114 канализационных станций. Среднесуточная пропускная способность системы составляет более 3 млн. м³.

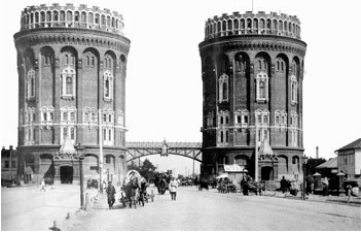
Как уже было выше сказано, история водоснабжения нашей столицы насчитывает многовековую историю. Тем не менее, первые водопроводы были маломощными и служили только для ограниченного числа жителей (Кремль, Коломенское, Измайлово), с ростом численности населения все острее ощущалась нехватка воды.

Датой создания централизованного водоснабжения Москвы принято считать 28 октября 1804 года, года был открыт Мытищинский водопровод, построенный по указу Екатерины II. Чистая вода в Москву поступала из подземных ключей близ села Большие Мытищи по подземной галерее-водоводу протяженностью около 16 км.

Датой создания централизованного водоснабжения Москвы принято считать 28 октября 1804 года, года был открыт Мытищинский водопровод, построенный по указу Екатерины II. Чистая вода в Москву поступала из подземных ключей близ села Большие Мытищи по подземной галерее-водоводу протяженностью около 16 км.



Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
								5

Общие сведения о системах Виб	Далее вода шла через долину реки Яузы по Ростокинскому акведуку, который сохранился до наших дней. После строительства он получил название «миллионный», так на его возведение было потрачено более 1 млн. рублей. Руководил работами по созданию первого московского водопровода генерал-поручик Ф.В.Бауэр. Помимо «мытищинской» использовались также подземные воды и артезианские скважины, однако воды в городе по-прежнему не хватало. К началу XX века население Москвы превысило 1 млн. человек; производительность Мытищинского водопровода составляла всего 6 тыс. м³ в сутки. В середине XIX века были построены водокачки на Москве-реке, предпринимались попытки увеличить подачу Мытищинского водопровода, но эти меры не решали проблемы в целом. В связи с этим было принято решение о строительстве первого городского водопровода, в который поступала бы вода Москвы-реки. После изучения подходящих мест для забора воды было решено взять воду из Москвы-реки у деревни Рублево, в 50 км на западе от центра Москвы, в экологическом чистом районе вдали от заводов и фабрик и выше по течению от впадения загрязненных притоков. Инициатором использования реки в качестве водоисточника выступал инженер Николай Петрович Зимин, в течение 25 лет (до 1902 г.) заведовавший Московским водопроводом. При решении вопроса о методе очистки воды существовали две различные точки зрения. Н.П.Зимин предлагал более передовую на его взгляд, так называемую «американскую», технологию с обработкой воды коагулянтном для ускорения отстаивания воды и фильтрованием на скорых фильтрах. Большинство же инженеров, входящих вместе с Зиминим в комиссию по выбору технических решений для будущего водопровода, защищало «английскую» систему с безреагентным отстаиванием и медленными фильтрами. Такая технология хорошо зарекомендовала во многих городах Европы, в отличие от «американских» фильтров, которые не показали удовлетворительных результатов при сравнительных испытаниях на воде Москвы-реки. В знак несогласия с мнением комиссии, Зимин вышел в отставку с поста заведующего Московским водопроводом. Впоследствии эксплуатация водопроводной станции показала справедливость решения, предлагаемого Зиминим. В период паводков при повышении мутности речной воды медленные фильтры не справлялись с очисткой, быстро забивались, и в первые годы работы станции была введена реагентная обработка воды и сооружены промежуточные скорые фильтры для дополнительного осветления воды. Рублевская водопроводная станция начала давать воду в 1903 году, ее проектная производительность должна была составить 172 тыс. м³, но достигнута она была спустя два десятилетия. Насосы подавали очищенную воду по нескольким водоводам в резервуары на Воробьевых горах – наиболее высоко расположенной точке недалеко от центральной части города, откуда вода самотеком распределялась по сети. Интересно, что по первоначальному требованию москворецкая вода не должна была смешиваться в водопроводной сети с мытищинской – сказалось недоверие жителей к качеству очищенной речной воды. Однако предубеждение быстро рассеялось, и скоро две системы объединили. Рублевская станция многократно расширялась, перестраивалась, для увеличения подачи в 1935 году были построены Черепковские очистные сооружения. Их отличительной чертой является отсутствие насосной станции второго подъема: из-за высокого расположения сооружений вода подается в город самотеком. В настоящее время на Рублевской станции, наряду с сохранившимися зданиями начала века, находятся сооружения с самыми передовыми технологиями очистки: озонированием и сорбцией на активном угле. В начале 30-х годов ресурс реки Москва как источника водоснабжения был практически исчерпан, дефицит водных ресурсов в столице стал явным, и Генеральным планом развития Москвы было предусмотрено создание плотины у Рублевской станции, водохранилища на реке Истре и гидротехнического узла. Одновременно велось строительство системы водохранилищ на реке Волга, канала имени Москвы и Восточной водопроводной станции. Ее строительство закончилось в 1937 году, это первая станция столицы, которая стала использовать воду реки Волга.	Для пометок
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции		
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водоотведения		
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод		
6		

Столица все время расширялась, что требовало увеличения количества подаваемой в город воды и строительства новых станций водоподготовки. Северная водопроводная станция была построена в 1952 году на севере-востоке Москвы и также использовала волжскую воду. В 1964 году была пущена в эксплуатацию Западная водопроводная станция, вода для нее подавалась по 17-ти километровым водоводам из водозабора на Москве-реке около Рублевской станции. В 1974 году рядом с Западной станцией был построен новый блок, получивший название Ново-Западная водопроводная станция.



В настоящее время система московского водопровода обеспечивает 11 млн. жителей Москвы и Подмосковья. В ее состав входят четыре водопроводные станции общей мощностью около 6,7 млн. м³ воды в сутки (производительность отдельных станций примерно одинаковая – от 1,4 до 1,9 млн. м³ в сутки), 18 насосных станций и регулирующих узлов (один из крупных – Коньковский), 13 водохранилищ. Протяженность водопроводных сетей в Москве составляет более 10 тыс. км. Гидротехнические сооружения для снабжения столицы водой раскинулись на сто с лишним километров вверх по течению Москвы-реки и к реке Волге.

В конце 2006 года в Москве была запущена в эксплуатацию еще одна водопроводная станция – Юго-Западная. Производительность этой станции составляет всего 250 тыс. м³ в сутки, но она уникальна для Москвы. На ней применены самые современные методы подготовки питьевой воды, включающие обработку целым рядом реагентов и мембранную очистку. Система автоматизации позволяет контролировать и полностью управлять всем технологическим процессом из диспетчерского пульта с помощью программного интерфейса. На данный момент Юго-Западная станция является самой крупной водопроводной станцией в мире, где внедрена мембранная технология ультрафильтрации.



Московская канализация ведет свой отсчет с 30 июля 1898 года, когда Главная насосная станция начала перекачку сточных вод на Люблинские поля орошения. Далее московская канализация развивалась вместе с ростом столицы. В конце 20-х годов в Москве был построен ряд небольших станций аэрации, каждая из которых представляла собой уникальный комплекс очистных сооружений.

В 1938 году была введена в эксплуатацию первая крупная станция аэрации – Люблинская, производительностью 500 тыс. м³ в сутки. С середины 50-х годов развитие московской канализации пошло по новому пути – централизации, заключавшейся в закрытии небольших станций с одновременным формированием двух основных бассейнов канализования – Курьяновского и Люберецкого.

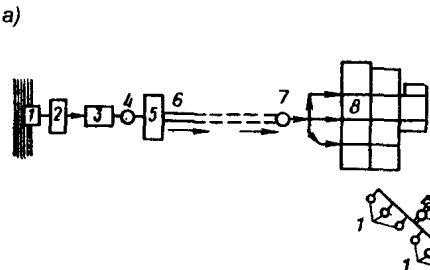
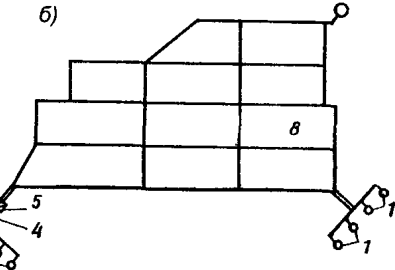
В 1950 году была введена в эксплуатацию Курьяновская, а в 1963 году – Люберецкая станция аэрации; мощность каждой станций составляет на сегодняшний день порядка 3 млн. м³ в сутки.

Несколько лет назад в Москве была закрыта Люблинская станция аэрации, на месте полей фильтрации после рекультивации занимаемых ими территорий был создан новый жилой район – Марьинский парк.

В последние годы построены две большие канализационные очистные станции – в Зеленограде и районе Южное Бутово, с использованием современных технологий и полностью автоматизированным технологическим процессом.



Общие сведения о системах Виб				
Системы и схемы водоснабжения				
Источники водоснабжения и водозаборы				
Очистка природной воды				
Насосы и насосные станции				
Водопроводные сети и сооружения на них				
Системы и схемы водоотведения				
Водоотводящие сети и сооружения на них				
Очистка сточных вод				
7				

Общие сведения о системах Виб	Часть 2. Системы и схемы водоснабжения. Нормы водопотребления. Режимы работы сооружений 2.1. Система водоснабжения и ее основные элементы Система водоснабжения представляет собой комплекс сооружений для обеспечения определенной (данной) группы потребителей (данного объекта) водой в требуемых количествах и требуемого качества. Кроме того, система водоснабжения должна обладать определенной степенью надежности, т.е. обеспечивать снабжение потребителей водой без недопустимого снижения установленных показателей своей работы в отношении количества или качества подаваемой воды (перерывы или снижение подачи воды или ухудшение ее качества в недопустимых пределах). Система водоснабжения (населенного места или промышленного предприятия) должна обеспечивать получение воды из природных источников, ее очистку, если это вызывается требованиями потребителей, и подачу к местам потребления.	
Системы и схемы водоснабжения	а)  б) 	
Источники водоснабжения и водозаборы	Рис. 2.1. Общий вид системы водоснабжения с забором воды из открытого источника (а) и с забором подземных вод (б):	
Очистка природной воды	1 – сооружения водозаборные; 2 и 5 – сооружения для подъема и перекачки воды; 3 – сооружения для очистки воды; 4 – сборные резервуары; б – водоводы; 7 – водонапорная башня; 8 – водопроводная сеть	
Насосы и насосные станции	Схема водоснабжения городов и населенных пунктов определяется видом источника водоснабжения, качеством воды в нем, рельефом местности, режимом водопотребления. В общем случае система водоснабжения (рис. 2.1) включает следующие сооружения:	
Водопроводные сети и сооружения на них	водозаборные сооружения 1. В зависимости от характера источника водоснабжения сооружения для приема воды могут быть различными. При открытых источниках (рис. 2.1а) забор воды осуществляется береговыми и русловыми водоприемниками. Забор подземных вод (рис. 2.1б) осуществляется путем устройства различного рода колодцев, скважин, подземных водосборных галерей и т.п.;	
Системы и схемы водоотведения	сооружения для подъема и перекачки воды – насосные станции. В общем случае, когда вода из источника подвергается очистке, она перекачивается на очистные сооружения насосной станцией I подъема 2, а после очистки подается потребителям насосной станцией II подъема 5;	
Водоотводящие сети и сооружения на них	сооружения для очистки воды 3, необходимые для доведения исходного качества воды до требований, предъявляемых к ней потребителями; сборные резервуары (резервуары чистой воды) 4, необходимые для сглаживания неравномерности режима работы насосных станций I и II подъема и хранения противопожарных и аварийных объемов воды; сооружения для транспортирования воды к местам ее распределения – водоводы б. Они представляют собой линии труб или каналов, по которым вода подается к городу или промышленному предприятию. При значительной удаленности источника водоснабжения от потребителя водоводы могут иметь протяженность, измеряемую десятками и сотнями километров;	
Очистка сточных вод	сооружения для распределения воды по территории объекта и раздачи ее потребителям – водопроводная сеть 8. Сеть – это система трубопроводов, уложенных по улицам и подающих воду к отдельным домам и предприятиям; сооружения для хранения и аккумуляции воды – водонапорная башня 7, которая выполняет ту же роль, что и резервуар чистой воды, сглаживает неравномерности расхода, возникающие из-за несовпадения работы насосной станции II подъема и режима водопотребления.	
8		

Представленная схема водоснабжения может быть значительно упрощена, если качество воды в источнике соответствует требуемому. Тогда очистные сооружения 3, а часто и связанные с ними резервуары 4 и насосная станция II подъема 5 могут отсутствовать. Такая схема зачастую возможна при использовании артезианских вод, имеющих высокие санитарно-гигиенические качества. При расположении источника водоснабжения выше отметок снабжаемой водой территории (например, горное озеро, горные ключи) создается возможность подавать воду потребителям самотеком. В этом случае отпадает необходимость устройства насосных станций. Возможны также случаи отказа от устройства водонапорных башен.

Таким образом, обязательными элементами любой системы водоснабжения являются водозаборные сооружения, водоводы и водопроводная сеть. Рассмотренные схемы водоснабжения, помимо вида источников и состава сооружений, отличаются также и числом источников водоснабжения, которых может быть два или более.

2.2. Классификация систем водоснабжения

Системы водоснабжения подразделяются по назначению, по сфере обслуживания, виду используемых источников водоснабжения, способу использования воды, способу подачи воды.

По назначению системы подразделяют на хозяйственно-питьевые, производственные и противопожарные.

Хозяйственно-питьевые системы водоснабжения предназначены для обеспечения потребителей водой питьевого качества, отвечающей требованиям СанПиН 2.1.4.1074-01 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества». Потребителями вода расходуется на питьевые, хозяйственно-бытовые, санитарно-гигиенические нужды.

Производственные системы водоснабжения обеспечивают подачу воды на технологические нужды промышленного узла, предприятия, цеха, сельского хозяйства. Качество и количество воды в производственных водопроводах должны удовлетворять требованиям технологии производства. В производственных водопроводах вода может быть непитьевого качества или специально очищена (умягчена, обессолена, обезжелезена, обесцвечена и т.п.); в таких случаях, как правило, предусматривается водоподготовка.

Противопожарные системы водоснабжения предназначены для ликвидации пожаров. Качество воды не лимитируется, а количество ее должно быть предусмотрено в соответствии с требованиями СНиП 2.04.02-84.

По сфере обслуживания: в зависимости от вида обслуживаемого объекта системы водоснабжения подразделяются на городские, промышленные, сельскохозяйственные, железнодорожные и др.

Если системы водоснабжения обеспечивают водой отдельные районы страны или группы различных населенных пунктов и других объектов, то они называются **районными, или групповыми системами**. Целесообразность создания групповых и районных систем водоснабжения возникает, обычно, в условиях маловодной местности при необходимости обеспечения водой ряда объектов, расположенных на территории некоторого района.

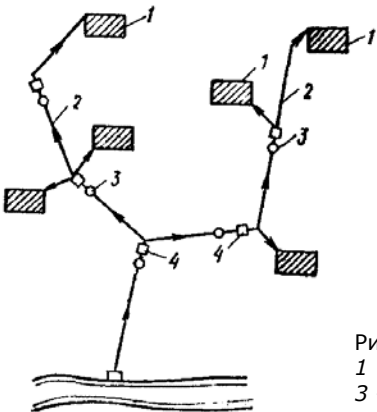


Рис. 2.2. Районная система водоснабжения:
1 – предприятие, поселок и т.п.; 2 – водовод;
3 – резервуар; 4 – насосная станция

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод	9
-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	------------------------	---------------------------	--	-------------------------------	--	---------------------	---

Общие сведения о системах Виб	В зависимости от вида потребителей системы водоснабжения выполняют функции хозяйственно-питьевых, производственных, противопожарных, поливочных водопроводов. Степень объединения функций, выполняемых водопроводами, определяется исходя из технико-экономических соображений. Системы водоснабжения могут быть объединенными (едиными), неполно раздельными и раздельными. Объединенные системы – это водопроводы, выполняющие одновременно хозяйственно-питьевые, производственные и противопожарные функции. Такие водопроводы устраивают в городах, поселках и на предприятиях, на технологические нужды которых требуется вода питьевого качества, а также на предприятиях, не требующих воды питьевого качества, если экономически нецелесообразно устраивать самостоятельный производственный водопровод. Неполно раздельная система водоснабжения – система, при которой противопожарный водопровод объединяют с питьевым или производственным, а два последних – разделены. Такая система устраивается при потребности на предприятии в воде качества, отличного от питьевого, или, наоборот – при возможности использовать воду из источника без очистки или с минимальной ее обработкой вместо питьевой. Возможность объединения противопожарного водопровода с хозяйственно-питьевым или производственным водопроводом зависит от особенностей технологических процессов предприятий и количества воды, требующегося на нужды пожаротушения. Как правило, противопожарный водопровод объединяют с хозяйственно-питьевым, имеющим большую разветвленность. Раздельную систему водоснабжения, предусматривающую наличие самостоятельных хозяйственно-питьевого, противопожарного и производственного водопроводов, устраивают довольно редко. Это оправданно в том случае, когда по технологическим соображениям производственный и противопожарный водопроводы объединить нельзя, а объединение противопожарного и хозяйственно-питьевого – экономически нецелесообразно. В зависимости от рельефа местности снабжаемой водой территории и требуемых свободных напоров системы водоснабжения подразделяются на однозонные и многозонные (двух, трех и т.д.). При однозонной системе все объекты, расположенные на снабжаемой водой территории, питаются от одной системы водоснабжения. При резко пересеченном рельефе местности для поддержания требуемого напора в высоко расположенных узлах сети должно поддерживаться давление, которое недопустимо для низкорасположенных участков (свыше 60 м или 6 атм). В этих условиях водопроводную сеть разбивают на зоны, в каждой из которых поддерживается требуемый напор с помощью насосов и напорных резервуаров. <i>В зависимости от способов подачи воды</i> системы водоснабжения подразделяются на напорные и безнапорные. Напорные – это системы, трубопроводы которых работают полным сечением. Транспортирование воды по ним осуществляется как насосами, так и за счет разницы между отметкой уровня воды в источнике и пьезометрической отметкой в месте водоотбора. В последнем случае трубопроводы, по которым транспортируется вода, называются гравитационными напорными, или самотечно-напорными. Безнапорные трубопроводы (гравитационные самотечные) работают неполным сечением. Возможность их применения зависит от разницы отметок начальной и конечной точек пути подачи воды, рельефа местности по пути подачи, расстояния подачи. Область применения этих систем более ограничена, чем напорных систем. <i>В зависимости от вида источника водоснабжения</i> системы подразделяются на водопроводы, забирающие воду из поверхностных источников (рек, озер, водохранилищ и морей), а также на водопроводы, забирающие воду из подземных источников (артезианских и родниковых). Бывают смешанные системы, предусматривающие забор воды как из поверхностных, так и из подземных источников.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	
Очистка сточных вод	
10	

По способу (кратности) использования воды различают системы: системы проточного водоснабжения (с однократным использованием воды); системы оборотного водоснабжения; системы с повторным использованием воды.

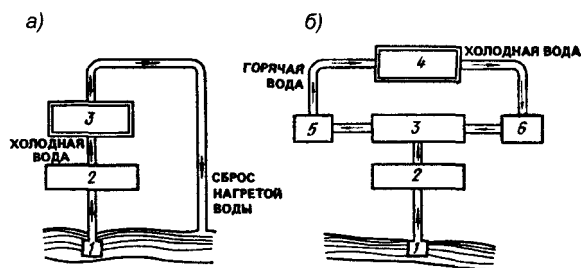


Рис. 2.3. Схемы производственного водоснабжения: а – проточная; б – оборотная; 1 – водозаборное сооружение; 2 – станция очистки и перекачки воды; 3 – промышленное предприятие; 4 – охладитель; 5 – насосная станция горячей воды; 6 – насосная станция охлажденной воды

1.3. Нормы водопотребления

Рассмотренные схемы водоснабжения определяют лишь состав сооружений и взаимное их расположение.

Параметры элементов системы водоснабжения находятся в соответствии с количеством подаваемой воды и с намеченным для них режимом работы. Общее количество воды, которое должно быть подано потребителям, определяется в соответствии с действующими на рассматриваемый период нормами, основанными на анализе фактической работы существующих систем.

Общий расход воды на нужды населения пропорционален числу жителей в населенном пункте, для которого строится система водоснабжения, и расходу воды на хозяйственно-питьевые нужды, приходящемуся на одного жителя, т.е. норме водопотребления.

Норма водопотребления главным образом зависит от характера санитарно-технического оборудования зданий (степени благоустройства зданий), а также местных климатических условий. Она учитывает расход воды на хозяйственно-питьевые и бытовые нужды в жилых и общественных зданиях, за исключением расхода воды в домах отдыха, санаториях и детских оздоровительных лагерях.

В настоящее время действующим СНиП 2.04.02-84 предусмотрены следующие расчетные среднесуточные расходы на хозяйственно-питьевые нужды на одного жителя (табл. 2.1).

Для районов застройки зданиями, в которых водопользование осуществляется из водоразборных колонок, среднесуточная (за год) норма водопотребления на одного жителя принимается 30–50 л/сут.

Выбор нормы водопотребления в указанных диапазонах производится с учетом природно-климатических условий, мощности источника водоснабжения, этажности застройки, уклада жизни населения и других местных факторов.

Потребление воды на производственные нужды зависит от характера, объема и технологии производства. Расходы воды на нужды производства определяются на основании технологических расчетов и приближенно могут быть определены по укрупненным удельным нормам расходования воды на единицу продукции.

Таблица 2.1. Нормы хозяйственно-питьевого потребления воды

Степень благоустройства районов жилой застройки	Нормы хозяйственно-питьевого водоснабжения населенных пунктов на одного жителя среднесуточные (за год), л/сут
Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией, без ванн	125-160
То же, с ваннами и местными водонагревателями	160-230
То же, с централизованным горячим водоснабжением	230-350

Общие сведения о системах Виб

Системы и схемы водоснабжения

Источники водоснабжения и водозаборы

Очистка природной воды

Насосы и насосные станции

Водопроводные сети и сооружения на них

Системы и схемы водоотведения

Водоотводящие сети и сооружения на них

Очистка сточных вод

Общие сведения о системах Виб	Расходы воды на нужды пожаротушения определяются в соответствии с нормами, устанавливаемыми на основании опыта тушения пожаров, и зависят: для жилой застройки от ее этажности и числа жителей в населенном пункте; для предприятий – от объема производственных зданий, степени их огнестойкости и категории производства по пожарной опасности. Расчетная продолжительность тушения пожара принимается 3 ч. Расчетный расход на пожаротушение должен быть обеспечен при наибольшем расходе воды на другие нужды.
Системы и схемы водоснабжения	На основании данных о нормах водопотребления, сведений о расчетном числе жителей и потребности в воде промышленных предприятий, забирающих воду из городского водопровода, может быть определено полное среднее расчетное количество воды, которое должно быть подано городу в течение суток. На хозяйственно-питьевые и бытовые нужды населения средние суточные расходы воды Q, м³/сут, равны:
Источники водоснабжения и водозаборы	$Q = q_{cp} N$ где q_{cp} – средний за год расчетный расход воды на одного жителя (норма водопотребления), N – расчетное число жителей.
Очистка природной воды	1.4. Режимы работы водопроводных сооружений Определенные среднесуточные расходы водопотребления могут служить только в качестве общего показателя потребности в воде. В действительности суточные расходы воды в значительной мере зависят от сезона года, климатических изменений, дней недели. Таким образом, потребление воды жителями в течение года неравномерно. Абсолютно ясно, что система водоснабжения должна удовлетворять потребности населения в воде в любые сутки, в том числе в сутки наибольшего (максимального) водопотребления. Суточная неравномерность потребления воды характеризуется коэффициентами суточной неравномерности $K^{сут}_{макс}$ и $K^{сут}_{мин}$. Максимальный коэффициент суточной неравномерности $K^{сут}_{макс}$ представляет собой отношение суточного расхода в дни наибольшего водопотребления $Q^{сут}_{макс}$ к среднему суточному расходу за год Q:
Насосы и насосные станции	$K^{сут}_{макс} = Q^{сут}_{макс} / Q$ Минимальный коэффициент суточной неравномерности $K^{сут}_{мин}$ – это отношение суточного расхода в дни наименьшего водопотребления $Q^{сут}_{мин}$ к среднему суточному расходу за год:
Водопроводные сети и сооружения на них	$K^{сут}_{мин} = Q^{сут}_{мин} / Q$ Эти коэффициенты, учитывающие уклад жизни населения, режим работы предприятий, степень благоустройства зданий, принимаются равными: $K^{сут}_{макс} = 1,1 - 1,3$; $K^{сут}_{мин} = 0,7 - 0,9$. Они получены в результате анализа неравномерности водопотребления в действующих водопроводах.
Системы и схемы водоотведения	Максимальный суточный расход $Q^{сут}_{макс}$ является основным расчетным расходом, на который должна быть рассчитана система водоснабжения. Режим водопотребления в течение суток определяется по результатам наблюдений за действующими системами водоснабжения. На рис. 2.4 приведен пример ступенчатого графика водопотребления. По оси ординат этого графика отложены значения часового расхода воды в процентах суточного расхода.
Водоотводящие сети и сооружения на них	Часовая неравномерность потребления воды характеризуется максимальным и минимальным коэффициентами часовой неравномерности $K^{час}_{макс}$ и $K^{час}_{мин}$, равными: $K^{час}_{макс} = Q^{час}_{макс} / Q^{час}_{ср}$, $K^{час}_{мин} = Q^{час}_{мин} / Q^{час}_{ср}$. Эти коэффициенты зависят от числа жителей в населенном пункте, а также от степени благоустройства зданий и режима работы предприятий и других факторов.
Очистка сточных вод	
12	Рис. 2.4. Ступенчатый график водопотребления и подачи воды

Часть 3. Источники водоснабжения и водозаборы

3.1. Источники водоснабжения. Показатели качества природных вод

Выбор источника является одной из наиболее ответственных задач при проектировании системы водоснабжения, так как он определяет в значительной степени характер самой системы, наличие в ее составе тех или иных сооружений, а следовательно, стоимость и строительства и эксплуатации.

3.1.1. Требования к источникам воды

Источник водоснабжения должен удовлетворять следующим основным требованиям:

- а) обеспечивать получение необходимых количеств воды с учетом роста водопотребления на перспективу развития объекта;
- б) подавать воду такого качества, которое в наибольшей степени отвечает требованиям потребителей или позволяет достичь его за счет простой и экологичной обработки исходной воды;
- в) обеспечивать возможность подачи воды потребителям с наименьшей затратой средств;
- г) обладать такой мощностью, чтобы расчетный отбор воды из него не нарушал сложившуюся экологическую систему.

Правильное решение вопроса о выборе источника водоснабжения для конкретного потребителя требует тщательного изучения и анализа водных ресурсов района, в котором он расположен.

Для водоснабжения используются поверхностные и подземные воды. Поверхностные источники – это реки, озера, реке моря; подземные источники – грунтовые и артезианские воды, и родники.

3.1.2. Качество воды в источниках

Вода в большинстве рек обладает значительной мутностью, высоким содержанием органических веществ и бактерий, а часто и значительной цветностью. Наряду с этим речная вода характеризуется относительно небольшой жесткостью.

Вода озер обычно отличается весьма малым содержанием взвешенных веществ (т.е. малой мутностью).

Качество всех поверхностных вод сильно зависит от атмосферных осадков и таяния снегов, в период паводков их мутность и бактериальная загрязненность возрастает, а жесткость снижается.

Подземные воды, как правило, не содержат взвешенных веществ (т.е. весьма прозрачны), обладают низкой бактериальной загрязненностью, но наряду с этими положительными качествами во многих случаях сильно минерализованы. В зависимости от характера растворенных в них солей, они могут обладать теми или иными отрицательными свойствами: повышенной жесткостью, наличием неприятного привкуса и некоторыми другими.

3.1.3. Выбор источника водоснабжения

При выборе источника водоснабжения следует учитывать качество воды и его мощность.

Выбор источника воды определяется главным образом местными природными условиями, поэтому предварительно проводятся топографические, гидрологические, санитарные и другие изыскания.

Для хозяйственно-питьевого водоснабжения рекомендуется использовать подземные источники воды, отказ от которых требует всестороннего обоснования. СНиП 2.04.02-84* запрещает использовать подземные воды питьевого качества для нужд, не связанных с хозяйственно-питьевым водоснабжением.

При наличии нескольких источников воды прибегают к технико-экономическому сравнению возможных вариантов.

Для забора воды из природного источника и частичной ее очистки сооружаются водозаборные сооружения (ВЗС).

Для водоснабжения населенных мест наиболее подходящим источником являются подземные (особенно артезианские и родниковые) воды, если они не сильно минерализованы. Но для крупных населенных мест дебит подземных источников весьма часто оказывается недостаточным, поэтому в этих случаях приходится использовать поверхностные воды, производя соответствующую очистку.

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
13

3.1.4. Показатели качества природных вод

Природные воды представляют собой собственно воду, в которой находятся растворенные неорганические и органические примеси, нерастворимые примеси – взвешенные вещества и коллоиды, а также микроскопические водоросли и микроорганизмы, бактерии и их споры, вирусы.

Растворенные в воде вещества обуславливают ее химический состав и свойства.

Природные воды классифицируют по их минерализации – суммарному содержанию всех найденных при химическом анализе воды минеральных веществ и химическому (ионному) составу.

Таблица 3.1. Классификация природных вод по минерализации

Категория вод	Минерализация, г/дм ³
Ультрапресные	< 0,2
Пресные	0,2 – 0,5
Воды с относительно повышенной минерализацией	0,5 – 1,0
Солоноватые	1,0 – 3,0
Соленые	3 – 10
Воды повышенной солености	10 – 35
Рассолы	> 35

В соответствии с гигиеническими требованиями к качеству питьевой воды суммарная минерализация не должна превышать величины 1000 мг/дм³.

По преобладающему аниону воды делятся на три класса: гидрокарбонатные, сульфатные и хлоридные. Воды каждого класса делятся, в свою очередь, по преобладающему катиону на три группы: кальциевую, магниевую и натриевую. Каждая группа далее подразделяется на 4 типа по соотношению содержащихся в воде ионов.

Основные показатели качества природных вод:

- физические (температура, электропроводность);
- органолептические (запах, привкус, мутность, цветность, прозрачность);
- химические (общая минерализация, водородный показатель, жесткость, окисляемость, содержание различных органических и неорганических примесей);
- бактериологические и паразитологические (общее микробное число, содержание в воде бактерий и их спор, вирусов);
- гидробиологические (фитопланктон и зоопланктон);
- радиационные (общая α - и β -радиоактивность).

3.1.5. Характеристика подземных вод

Подземные воды образуются вследствие просачивания в землю атмосферных и поверхностных вод. Подземные воды могут быть безнапорными и напорными (артезианскими).

Безнапорные воды заполняют водоносные горизонты не полностью и имеют свободную поверхность.

Безнапорные подземные воды первого от поверхности земли водоносного горизонта называются *грунтовыми*. Грунтовые воды характеризуются повышенной загрязненностью, поэтому при их использовании в большинстве случаев необходима очистка.

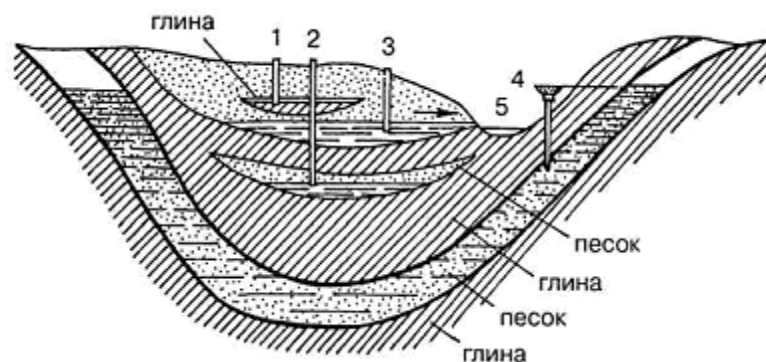


Рис. 3.1. Схема залегания подземных вод:

1 – верховодка; 2 – межпластовые безнапорные воды; 3 – грунтовые воды; 4 – межпластовые напорные воды; 5 – поверхностный водоем

Напорные (артезианские) воды заполняют водоносные горизонты полностью. Артезианские воды, как правило, характеризуются высоким качеством и в большинстве случаев для хозяйственно-питьевых целей могут использоваться без очистки.

В колодцах или скважинах, вскрывающих напорные водоносные горизонты, вода поднимается до некоторой пьезометрической линии. Если пьезометрическая линия проходит выше поверхности земли, то наблюдается излив воды.

Уровень воды, устанавливающийся в колодце при отсутствии забора воды, называется **статическим**. При безнапорных водах статический уровень совпадает с уровнем подземных вод, при напорных водах – с пьезометрической линией.

При откачке воды из колодца уровень ее снижается, причем тем больше, чем интенсивнее откачка. Такой уровень называется **динамическим**. Понижение динамического уровня пропорционально количеству откачиваемой воды. Количество воды, которое может быть откачено при понижении динамического уровня на 1 м, называется **удельным дебитом**. Уровень воды и пьезометрические линии, установившиеся вокруг колодцев и скважин при откачке воды, образуют кривые депрессии.

Безнапорные и напорные воды могут выходить на поверхность земли в виде родников. Выход безнапорных вод называют нисходящим ключом.

3.1.6. Зоны санитарной охраны

Создание санитарных зон необходимо для предотвращения загрязнения источников хозяйственно-питьевого водоснабжения. Они охватывают эксплуатируемый водоем и часть бассейна его питания. На этой территории, как правило, организуют три пояса санитарных зон, в каждом из которых устанавливают особый режим, санитарный надзор и контроль за качеством воды в источнике.

3.2. Сооружения для забора поверхностных вод

В практике водоснабжения наиболее часто используемыми поверхностными источниками являются реки. На выбор типа речных водоприемников влияют: амплитуда колебаний уровня воды, ледовые условия, топография берега и дна реки в месте водозабора, характер грунтов и др. Разнообразие местных природных условий в сочетании с различными количествами забираемой воды обуславливает весьма большое разнообразие конструкций водоприёмных сооружений.

Речные водозаборные сооружения рекомендуется устраивать на участках, обеспечивающих плавное их обтекание и наименьшее стеснение русла реки, учитывая при этом опасность образования ледяных заторов, шугозажоров и внутриводного льда. Место забора воды, согласованное с органами санитарного надзора, должно иметь достаточную глубину и устойчивый берег.

Речные водоприемники следует располагать в тех местах русла реки, в которых, с одной стороны, не наблюдается интенсивного осаждения наносов и, с другой стороны, не происходит разрушения берега в результате осыпей и оползней. Наиболее благоприятны для расположения водоприемников вогнутые берега реки (рис. 3.2), где отложения наносов не происходит. Однако вогнутые берега часто подвергаются размыву водами реки, в связи с чем устройство водоприемника здесь должно сопровождаться проведением берегоукрепительных работ.

При устройстве водозаборных сооружений предусматривают мероприятия, обеспечивающие бесперебойную их работу и сохранность рыбы в водоеме.

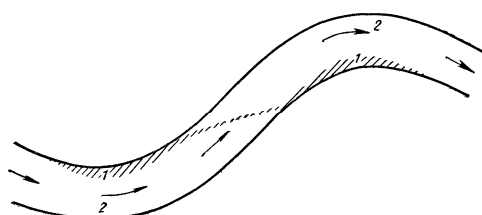
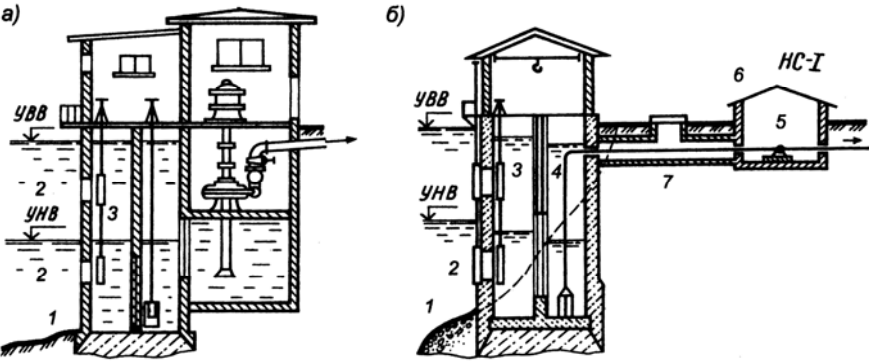
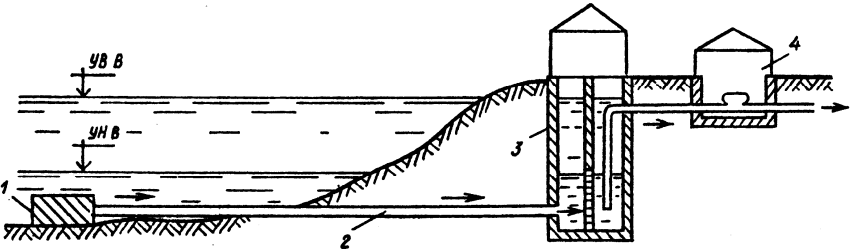


Рис. 3.2. Схема перемещения насосов в речном русле: 1 – места возможного отложения наносов; 2 – места возможного размыва берегов

С учетом особенностей источника и условий забора воды водозаборные сооружения могут быть подразделены на береговые, русловые и специальные.

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
15

Общие сведения о системах Виб	Водозаборные сооружения берегового типа применяют при относительно крутом берегу и наличии глубин, обеспечивающих условия забора воды. Их располагают на склоне берега с приемом воды непосредственно из русла реки. Водоприемники этих водозаборов бывают двух видов: раздельные (рис. 3.3а) и совмещенные с насосной станцией (рис. 3.3б). Совмещение насосной станции I подъема и водоприемного сооружения предусматривается в зависимости от амплитуды колебания воды в источнике, всасывающей способности установливаемых насосов, геологических и гидрологических условий.	
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы	Рис. 3.3. Водоприемники берегового типа: а – совмещенный; б – раздельный; 1 – водоприемный колодец; 2 – входные окна; 3 – приемная камера; 4 – всасывающая камера; 5 – насосы; 6 – машинный зал; 7 – всасывающие трубопроводы	
Очистка природной воды	Водоприемники совмещенного типа состоят из водоприемного колодца 1 с входными окнами 2, оборудованными решетками для задержания относительно крупных предметов. Водоприемное отделение разделено стенкой на две камеры: приемную 3 и всасывающую 4. В стенке имеются окна 8, перекрытые сетками с мелкими ячейками для задержания планктона, водорослей, мелкого сора и т.п. Вода, прошедшая через сетки, забирается насосами 5, установленными в насосном зале 6, через всасывающие трубы 7 и подается на очистку или к потребителю.	
Насосы и насосные станции	Для обеспечения бесперебойной работы водоприемника он разделен перегородкой на секции. Размеры водоприемника определяют гидравлическими расчетами с учетом конструктивных и эксплуатационных соображений. Проектирование их ведется в тесной увязке с насосной станцией и подбором насосного оборудования.	
Водопроводные сети и сооружения на них	Водозаборные сооружения руслового типа (рис. 3.4) применяют при относительно пологом берегу, когда требуемые для забора воды глубины находятся на большом расстоянии от берега.	
Системы и схемы водоотведения	Водозабор состоит из оголовка 1, самотечных водоводов 2, берегового колодца 3 и насосной станции 4. Забор воды из реки производится через оголовки (рис. 3.5). Конструкция оголовка зависит от количества забираемой воды, глубины реки, ледовых условий, характера грунта и т.д. Существуют три типа оголовков: затопленные, затопливаемые высокими водами и незатопливаемые.	
Водоотводящие сети и сооружения на них	Постоянно затопленные оголовки широко применяют при устройстве систем хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения. Затопливаемые оголовки в межень не затоплены и обслуживаются с берега, а в паводок затопляются и недоступны для профилактики. Незатопливаемые оголовки применяют в крупных водозаборах с целью повышения надежности подачи воды.	
Очистка сточных вод	Самотечные водоводы соединяют оголовки с береговым колодцем. Число водоводов принимают равным числу секций оголовка, но не менее двух.	
		
16	Рис. 3.4. Водоприемник руслового типа: 1 – оголовок; 2 – самотечная линия; 3 – береговой колодец; 4 – насосная станция	

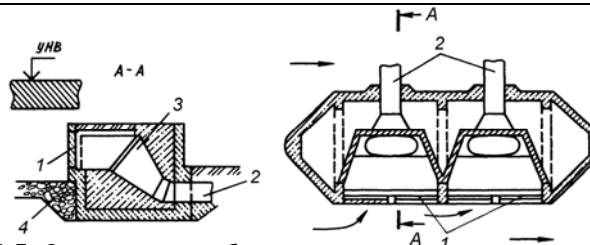


Рис. 3.5. Оголовок для забора воды:
1 – решетка; 2 – самотечная труба; 3 – воронка

К специальным водозаборным сооружениям могут быть отнесены водоприемные ковши, передвижные и плавучие водозаборы, а также сооружения по забору воды из водохранилищ, горных рек и морей.

Водоприемный ковш представляет собой искусственный залив, образованный дамбой. Применяют его для борьбы с шугой и для частичного осветления воды.

Плавающие водозаборные сооружения применяют для временного водоснабжения в условиях значительных колебаний уровня воды в источнике.

3.3. Сооружения для забора подземных вод

Выбор типа сооружений и схемы их размещения зависит от глубины залегания водоносного пласта, его мощности и водообильности, условий залегания, геологических и гидрологических условий.

Для приема подземных вод применяются сооружения следующих типов:

- 1) скважины (трубчатые буровые колодцы);
- 2) шахтные колодцы;
- 3) горизонтальные водосборы;
- 4) лучевые водосборы;
- 5) сооружения для каптажа родниковых вод.

Скважины (рис. 3.6), устраиваемые путем бурения, предназначены для приема как напорных, так и безнапорных подземных вод, залегающих на глубине более 30 м. Это наиболее распространенный тип водозаборных сооружений подземных вод. В рыхлых грунтах стенки скважин крепят обсадными (чаще всего стальными) трубами. Для предохранения скважины от попадания в нее частиц грунта из водоносного пласта ее оборудуют фильтром (рис. 3.7).

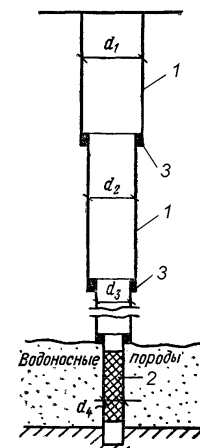


Рис. 3.6. Устройство скважины:
1 – обсадная труба;
2 – фильтр;
3 – сальник

Скважины могут использоваться для приема как безнапорных (рис. 3.8а, б), так и напорных (рис. 3.8в, г) подземных вод. И в том и в другом случае они могут быть доведены до подстилающего водоупорного пласта – «совершенные колодцы» (рис. 3.8а, в) или заканчиваться в толще водоносного пласта – «несовершенные колодцы» (рис. 3.8б, г).

При самоизливающихся скважинах вода отводится самотеком в сборный резервуар, а затем перекачивается либо на очистные сооружения, либо потребителям. При глубоком залегании динамического уровня скважины оборудуют артезианскими насосами или эрлифтами. В зависимости от грунтовых условий над водозаборной скважиной устраивают павильон или камеру из кирпича, бетона или железобетона.

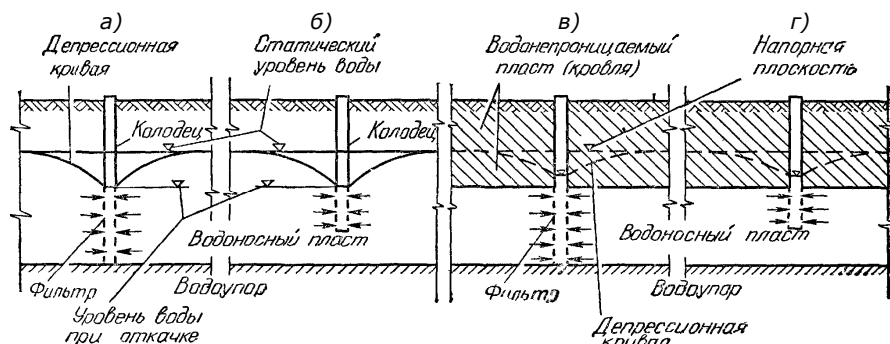
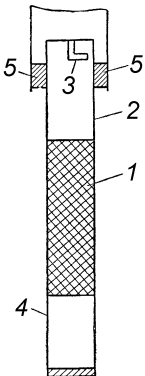
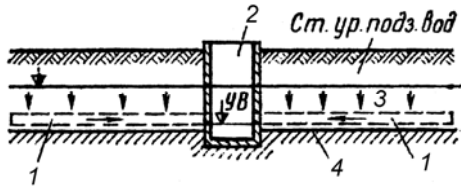
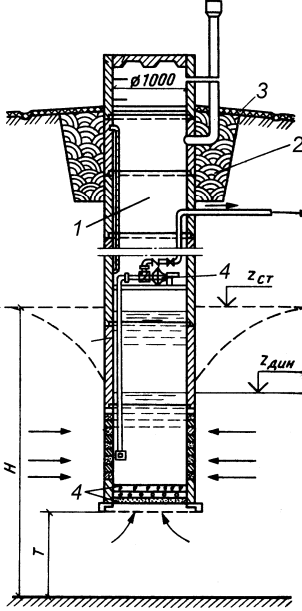
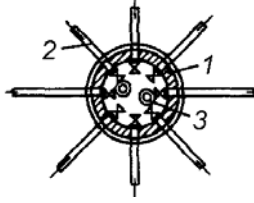


Рис. 3.8. Устройство и работа скважин при различных типах подземных вод

Общие сведения о системах Виб		Шахтные колодцы (рис. 3.9) применяют для забора воды из мало-мощных водоносных пластов, залегающих на глубине до 30 м от поверхности земли. Их вы-полняют из кирпича, бето-на, железобетона, де-рева и камня. Вода по-ступает в колодец через боковые отверстия, уст-раиваемые в стенках, и дно, засыпанное крупно-зернистым материалом. Забор воды из шахтного колодца осу-ществляется с помощью сифонов или насосов. Для защиты ко-лодца от попадания за-грязнений и поверхно-стных стоков вокруг него устраи-вают отсыпку с мощением камнем, а так-же глиняный замок. Стенки колодца подни-мают на 0,8 м над поверхностью земли. Сверху колодец закрывается крышкой. Горизонтальные водозаборы (рис. 3.10) устраи-вают в преде-лах водоносного пласта на глубине 6 – 8 м при незначи-тельной его мощности. Водозабор распо-лагают перпендикулярно на-правлению движения грунтового потока с уклоном в сто-рону сборного колодца, откуда вода забирается насосами. Все конструкции горизонтальных водосборов можно разделить на следующие три группы: 1) траншейные водосборы с засыпкой камнем или щебнем; 2) трубчатые водосборы, 3) водосборные галереи Для двух последних водозаборных соору-жений используют пер-форированные бетонные трубы круглого и овоидального сечения. Во-круг труб устраи-вают гравийно-песчаную обсыпку, которая предот-вращает попадание в воду частиц грунта. 
Системы и схемы водоснабжения		
Источники во-доснабжения и водозаборы		Рис. 3.7. Схема фильтра: 1 – рабочая часть с кожухом из сетки; 2 – надфильтровая часть; 3 – замок для опускания фильтра; 4 – осадочная часть; 5 – сальник Рис. 3.9. Шахтный колодец: 1 – ствол шахты; 2 – глиняный замок; 3 – отмостка; 4 – фильтр
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции		
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водоотведения		Рис. 3.10. Горизонтальный водозабор: 1 – горизонтальные водосборы; 2 – сборный колодец; 3 – водоносный пласт; 4 – водопор
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод		Рис. 3.11. Лучевой водозабор: 1 – водосборный колодец (шахта); 2 – перфорированные стальные трубы; 3 – напорная труба

Для пометок	3.4. Категории надежности подачи воды	Общие сведения о системах Виб Системы и схемы водоснабжения Источники водоснабжения и водозаборы Очистка природной воды Насосы и насосные станции Водопроводные сети и сооружения на них Системы и схемы водоотведения Водоотводящие сети и сооружения на них Очистка сточных вод
	При проектировании и выборе конструктивных решений водозаборных сооружений, а также других элементов системы водоснабжения, необходимо учитывать требуемую категорию надежности подачи воды. В зависимости от этой категории принимается обеспеченность минимальных среднемесячных расходов воды в поверхностном источнике водоснабжения. Централизованные системы водоснабжения по степени обеспеченности подачи воды подразделяются на три категории: I категория – допускается снижение подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды не более 30 % расчетного расхода и на производственные нужды до предела, устанавливаемого аварийным графиком работы предприятий; длительность снижения подачи не должна превышать 3 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускаются на время выключения поврежденных и включения резервных элементов системы (оборудования, арматуры, сооружений, трубопроводов и др.), но не более чем на 10 мин; II категория – величина допускаемого снижения подачи воды та же, что при I категории; длительность снижения подачи не должна превышать 10 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускаются на время выключения поврежденных и включения резервных элементов или проведения ремонта, но не более чем на 6 ч; III категория – величина допускаемого снижения подачи воды та же, что при I категории; длительность снижения подачи не должна превышать 15 сут. Перерыв в подаче воды или снижение подачи ниже указанного предела допускается на время проведения ремонта, но не более чем на 24 ч. Объединенные хозяйственно-питьевые и производственные водопроводы населенных пунктов при числе жителей в них более 50 тыс. чел. следует относить к I категории; от 5 до 50 тыс. чел. – к II категории; менее 5 тыс. чел. – к III категории. Категорию отдельных элементов систем водоснабжения необходимо устанавливать в зависимости от их функционального значения в общей системе водоснабжения. Элементы систем водоснабжения II категории, повреждения которых могут нарушить подачу воды на пожаротушение, должны относиться к I категории.	
	Часть 4. Очистка природной воды	
	4.1. Оценка качества природной воды	
	Качество воды источника водоснабжения и требования к качеству потребляемой воды являются основополагающими факторами для выбора методов ее обработки, состава очистных сооружений и определения общей технологической схемы водоподготовки. Требования к качеству питьевой воды, правила контроля качества воды, производимой и подаваемой централизованными системами питьевого водоснабжения, регламентированы санитарными правилами и нормами СанПиН 2.1.4.1074-01 «Вода питьевая. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества». Выполнение требований санитарных правил гарантирует эпидемическую и радиационную безопасность, безвредность по химическому составу и благоприятные органолептические свойства питьевой воды. Требования к качеству воды, используемой для различных производственных нужд, устанавливаются различными ведомственными нормами и техническими условиями. Для определения качества природных вод производят соответствующие анализы в наиболее характерные для данного водоисточника периоды года. Классификация природных вод и перечень показателей качества были рассмотрены выше в разделе 3.1.4. Здесь мы рассмотрим те качественные характеристики природной воды, которые непосредственно определяют технологию ее очистки.	

Общие сведения о системах Виб	Эпидемическая безопасность питьевой воды нормируется по микробиологическим и паразитологическим показателям (общее микробное число, общие колиформные бактерии, колифаги и др.). Безвредность воды по химическому составу нормируется по: – обобщенным показателям (рН, общая минерализация, общая жесткость, окисляемость и др.), – химическим веществам, наиболее часто встречающимся в природных водах: • <i>неорганическим</i> (железо, марганец, нитраты, фосфаты, фториды, мышьяк, свинец, медь и др.); • <i>органическим</i> (нефтепродукты, фенолы, ДДТ; 2,4-Д и др.); – остаточным количествам реагентов (алюминий, хлор, озон, хлороформ и др.). Органолептические свойства нормируются по запаху, привкусу, цветности и мутности. Радиационная безопасность питьевой воды нормируется показателями общей α- и β-активности.	Для пометок
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы	Основные показатели, которые определяют технологию обработки воды – температура, мутность, цветность, окисляемость, рН, щелочность, бактериальная загрязненность, содержание фито- и зоопланктона, запахи и привкусы. Для подземных вод более актуально содержание железа, марганца, фтора, стронция, мышьяка, аммиака, сероводорода, общая жесткость и минерализация.	
Очистка природной воды	Температура воды поверхностных источников изменяется в весьма широких пределах по сезонам года (от 0,1 до 30 °С). Температура подземных вод более стабильна (8 – 12 °С). Мутность (прозрачность, содержание взвешенных веществ) характеризует наличие в воде частиц песка, глины, илистых частиц, планктона, водорослей и других механических примесей, которые попадают в нее в результате размыва дна и берегов реки, с дождевыми и тальными водами, со сточными водами и т.п. Выражается в мг/л. В зависимости от вида водоисточника и времени года количество взвешенных веществ в воде изменяется в очень широких пределах – от нескольких мг/л (в озерах, водохранилищах, некоторых равнинных реках в зимний период) до сотен (в реках во время паводка) и тысяч мг/л (в реках, формирующихся в горах Кавказа и Средней Азии). В соответствии с СанПиН количество взвешенных веществ в питьевой воде не должно превышать 1,5 мг/л.	
Насосы и насосные станции	Цветность воды (ее окраска) выражается в градусах платиново-кобальтовой шкалы. Цветность воды обусловлена, в основном, содержанием высокомолекулярных гумусовых органических веществ, которые вымываются из почв, поступают из торфяных болот и образуются в результате жизнедеятельности и распада растительности в водоемах. Вода с цветностью до 35 град считается малоцветной, от 35 до 120 град – средней цветности и свыше 120 град – высокой цветности. Цветность питьевой воды не должна превышать 20 град.	
Водопроводные сети и сооружения на них	Окисляемость служит для оценки содержания органических веществ в воде. Окисляемость определяется по расходу перманганата калия, который окисляет кислородом вещества (преимущественно органические), которые находятся в природной воде. Окисляемость природных вод лежит в пределах от 2 – 5 до 25 мг/л, окисляемость питьевой воды не должна превышать 5 мг/л.	
Системы и схемы водоотведения	Запахи и привкусы воды обуславливаются присутствием в ней органических и неорганических (железо, сероводород) соединений. Интенсивность и характер запахов и привкусов определяют органолептически по пятибалльной системе. В соответствии с СанПиН привкусы и запахи не должны превышать 2 баллов.	
Водоотводящие сети и сооружения на них	Общая минерализация (сухой остаток) – см. раздел 3.1.4. Показатель рН (а также щелочность) влияет на процессы реагентной обработки воды и на ее коррозионную активность. Вода, подаваемая хозяйственно-питьевым водопроводом, должна иметь показатель рН в диапазоне от 6 до 9. Для вод большинства природных источников значение рН не отклоняется от указанных пределов. Щелочность, которая в основном отражает содержание гидрокарбонатов, в питьевой воде не регламентируется.	
Очистка сточных вод		
20		

Для пометок	Жесткость воды обуславливается содержанием в ней солей кальция и магния. При нагревании соли карбоната кальция и магния выпадают в осадок и могут отлагаться на стенках паровых котлов, теплообменников и трубопроводов. Суммарная жесткость воды называется общей жесткостью. Жесткость воды разных природных источников может весьма различаться. Вода речная, за некоторыми исключениями, обладает относительно небольшой жесткостью. Воды подземных источников имеют более значительную жесткость, чем поверхностные воды. Общая жесткость питьевой воды не должна превышать 7 мг-экв/л (в особых случаях, по согласованию – до 10 мг-экв/л). Предельно допустимое содержание в питьевой воде сульфатов SO_4^{2-} – 500 мг/л и хлоридов Cl^- – 350 мг/л. Содержание фтора в питьевой воде должно поддерживаться в пределах 0,7 – 1,5 мг/л (в зависимости от климатических условий). Содержание соединений железа. Железо довольно часто встречается в воде подземных источников, в основном в форме растворенного двухвалентного железа. Иногда железо содержится и в поверхностных водах в форме комплексных соединений, коллоидов или тонкодисперсной взвеси. Содержащееся в водопроводной воде железо придает ей неприятный вкус, вызывает отложение осадка и зарастание водопроводных труб. В воде, подаваемой централизованными системами хозяйственно-питьевого водоснабжения, содержание железа допускается не более 0,3 мг/л. При подаче подземных вод в водопроводную сеть по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы может быть допущено содержание железа до 1 мг/л. Содержание соединений азота. Азотсодержащие соединения – нитраты NO_3^-, нитриты NO_2^- и аммонийные соли NH_4^+ являются продуктами распада органических примесей, поступающих в воду со сбрасываемыми сточными водами. Рассматриваемая группа ионов находится в тесной взаимосвязи. Отсутствие в воде аммиака и, в то же время, наличие нитритов и, особенно, нитратов, свидетельствуют о том, что загрязнение водоема произошло давно и вода подверглась самоочищению. Наличие в воде аммиака и отсутствие нитратов указывают на недавнее загрязнение воды органическими веществами. Следовательно, в питьевой воде не должно быть аммиака (не более 2 мг/л по СанПиН), не допускаются соединения азотной кислоты (нитриты) (не более 3 мг/л). В соответствии с СанПиН в питьевой воде допускается содержание нитратов (по NO_3) не более 45 мг/л. Бактериальная загрязненность воды. В воде могут интенсивно развиваться многие формы вирусов и бактерий. Основными источниками поступления вирусов и бактерий в природные воды являются хозяйственно-фекальные сточные воды, поверхностный сток с территорий водосбора и дренажные воды свалок и навозохранилищ. В соответствии с СанПиН 2.1.4.1074-01 контроль бактериальных и вирусных загрязнений осуществляется по микробиологическим показателям – определением общего микробного числа (ОМЧ) – количества образующихся колоний бактерий в 1 мл (для питьевой воды не более 50); общих и термотолерантных колиформных бактерий (отсутствие в 100 мл); колифагов (отсутствие бляшкообразующих единиц – БОЕ в 100 мл). Дополнительно проводится определение цист лямблий (отсутствие в 50 л воды) и спор сульфитредуцирующих клостридий (отсутствие в 20 мл). В процессе обработки воды реагентами в ней образуются вещества, являющиеся продуктами или остаточными количествами вносимых реагентов: алюминий (не более 0,2 мг/л), озон (не более 0,3 мг/л), хлороформ (не более 0,06 мг/л), формальдегид (не более 0,05 мг/л), полиакриламид (не более 2,0 мг/л) и остаточный хлор (суммарно не более 1,2 мг/л). Ниже приводится предельно допустимое содержание некоторых других веществ в питьевой воде: нефтепродукты – 0,1 мг/л; поверхностно-активные вещества (ПАВ) – 0,5 мг/л; фенолы – 0,25 мг/л; ДДТ – 0,002 мг/л; бор – 0,5 мг/л; марганец – 0,1 мг/л; медь – 1 мг/л; мышьяк – 0,05 мг/л; цинк – 5 мг/л; ртуть – 0,0005 мг/л; свинец – 0,03 мг/л; стронций – 7,0 мг/л.				Общие сведения о системах Виб
					Системы и схемы водоснабжения
					Источники водоснабжения и водозаборы
					Очистка природной воды
					Насосы и насосные станции
					Водопроводные сети и сооружения на них
					Системы и схемы водоотведения
					Водоотводящие сети и сооружения на них
					Очистка сточных вод
					21

4.2. Основные методы обработки воды. Принципиальные схемы водопроводных очистных сооружений

Все разнообразные задачи, возлагаемые на очистные сооружения, могут быть сведены к следующим основным группам:

1) удаление из воды содержащихся в ней взвешенных веществ (нерастворимых примесей), что обуславливает снижение ее мутности; этот процесс носит название осветления воды;

2) устранение веществ, обуславливающих цветность воды – обесцвечивание воды;

3) уничтожение содержащихся в воде бактерий (в том числе болезнетворных) – обеззараживание воды;

4) удаление из воды катионов кальция и магния – умягчение воды; снижение общего соледержания в воде – обессоливание воды; частичное обессоливание воды до остаточной концентрации солей не более 1000 мг/л носит название опреснения воды.

В некоторых случаях может производиться удаление отдельных веществ (обезжелезивание, обесфторирование, дегазация и т. п.).

Наибольшее распространение в практике водоочистки, особенно в городских водопроводах, имеют схемы очистных сооружений с самотечным движением воды. Вода, поданная насосами станции I подъема, самотеком проходит последовательно все очистные сооружения и поступает в сборный резервуар чистой воды (РЧВ), из которого забирается насосами станции II подъема. Таким образом, РЧВ непосредственно связан с комплексом очистных сооружений и должен быть расположен вблизи них, как и насосная станция II подъема.

Схему очистки воды, тип сооружений и их компоновку выбирают, исходя из качества воды в источнике и требований потребителей к качеству воды и на основании технико-экономических сравнений возможных вариантов.

Станции водоподготовки населенных пунктов, в зависимости от качества воды источника, могут строиться по одноступенчатой или двухступенчатой схеме. Примеры схем приведены на рис. 4.1.

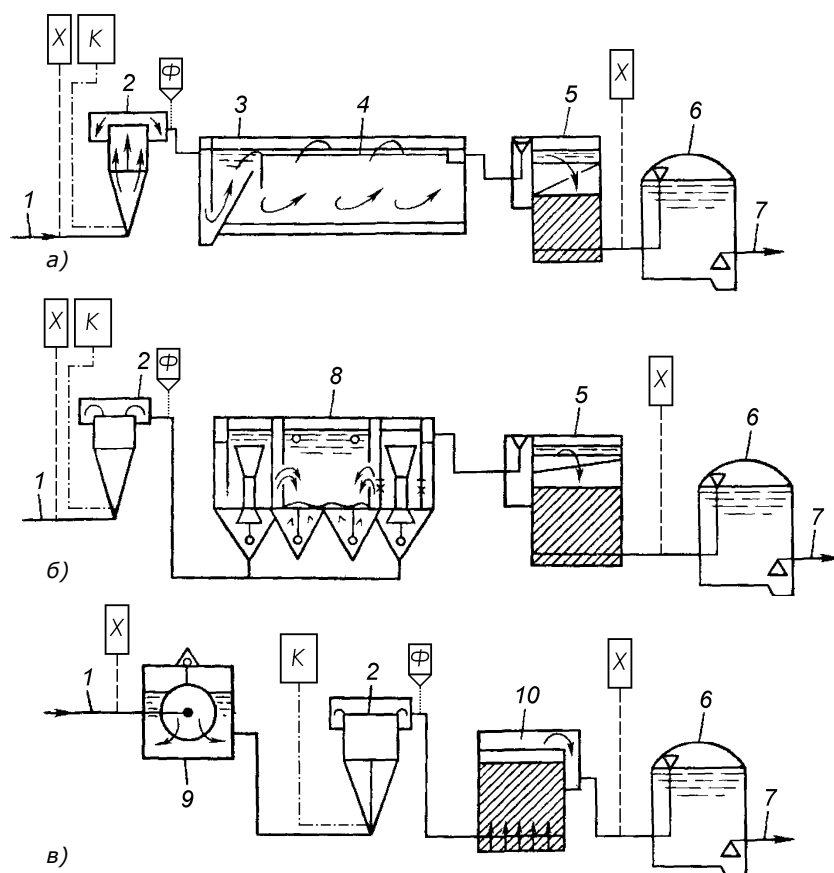


Рис. 4.1. Схемы осветления, обесцвечивания и обеззараживания воды с применением отстойников и фильтров (а), осветлителей и фильтров (б) и контактных осветлителей (в): 1 – подача воды от насосной станции I подъема; 2 – смеситель; 3 – камера хлопьеобразования; 4 – горизонтальный отстойник; 5 – фильтр; 6 – резервуар чистой воды; 7 – к насосной станции II подъема; 8 – осветлитель со взвешенным слоем осадка; 9 – микрофильтр; 10 – контактный осветлитель; X – хлор; K – коагулянт; Ф – флокулянт

Для пометок	Двухступенчатая схема очистной станции (рис. 4.1а) предусматривает следующие операции: коагуляционную обработку воды коагулянтом и флокулянтом, осветление ее в отстойниках (горизонтальных или вертикальных) и фильтрах, обеззараживание путем хлорирования. Вместо отстойников могут быть использованы осветлители со взвешенным осадком (рис. 4.1б), а при малой мутности исходной воды схема упрощается до одноступенчатой с применением контактных осветлителей или фильтров (рис. 4.1в). Перед поступлением воды в РВЧ ее обеззараживают. При необходимости исходную воду обрабатывают хлором, озоном, активированным углем, перманганатом калия. При недостаточной щелочности исходной воды ее подщелачивают известью. Схемы обработки подземных вод для хозяйственно-питьевых водопроводов в ряде случаев более просты, так как включают лишь сооружения для обеззараживания воды. При использовании подземных вод большой жесткости или содержащих железо схемы их обработки включают сооружения для умягчения или обезжелезивания воды. Комплекс очистных сооружений должен быть запроектирован на расчетный расход, включающий максимальное суточное водопотребление снабжаемого объекта и водопотребление на собственные нужды станции. Очистные сооружения рассчитывают, как правило, на равномерную подачу воды в течение суток.	Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
	4.3. Обработка воды коагулянтами и флокулянтами Коагуляционный процесс – один из ключевых при очистке поверхностных вод для питьевого водоснабжения. В качестве коагулянтов чаще всего применяют сернокислый алюминий $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$, сернокислое закисное железо $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ или хлорное железо $FeCl_3$, а также оксихлорид алюминия (ОХА) и основной сульфат алюминия (ОСА). В результате реакций гидролиза коагулянтов образуются нерастворимые в воде гидроксиды алюминия или железа, которые дестабилизируют природные коллоиды $Al_2(SO_4)_3 + 6H_2O \rightarrow 2Al(OH)_3\downarrow + 3H_2SO_4;$ $FeCl_3 + 3H_2O \rightarrow Fe(OH)_3\downarrow + 3HCl$ Приведенные реакции гидролиза могут протекать лишь при условии, если образующаяся при этом серная или соляная кислота будет частично нейтрализована содержащимися в воде бикарбонатами, а при их недостатке – добавляемыми в воду щелочными реагентами: известью $Ca(OH)_2$, содой Na_2CO_3 или едким натром $NaOH$. Частицы гидроксидов сорбируются на поверхностях взвешенных частиц и связывают взвесь в достаточно крупные хлопья, осаждающиеся на дно и увлекающие с собой грубодисперсные загрязнения. В свою очередь, органические примеси, находящиеся в растворенном или коллоидном состоянии (гумусовые вещества), сорбируются на хлопьях гидроксидов алюминия и железа. Таким образом осуществляется осветление и обесцвечивание природной воды. Для укрупнения образовавшихся хлопьев взвеси и ускорения их осаждения в воду вводят небольшое количество флокулянта.									
	4.4. Сооружения для осветления и обесцвечивания воды Тщательное перемешивание очищаемой воды с реагентами осуществляется в смесителях различных конструкций. Наибольшее распространение получили дырчатые, перегородчатые (рис. 4.2а), вертикальные (вихревые) (рис. 4.2б) и механические смесители. Для интенсификации процесса хлопьеобразования смешанную с реагентами воду перед подачей в отстойники медленно и равномерно перемешивают в камерах хлопьеобразования (камерах реакции). Камеры хлопьеобразования бывают различных типов: перегородчатые, вихревые, водоворотные, со взвешенным слоем осадка. Наиболее надежно работают системы осветления воды, в которых камеры хлопьеобразования совмещены с отстойниками или встроены в них. При разделении камер и отстойников увеличивается путь движения воды со сформировавшимися хлопьями, в результате чего хлопья разрушаются.									

23

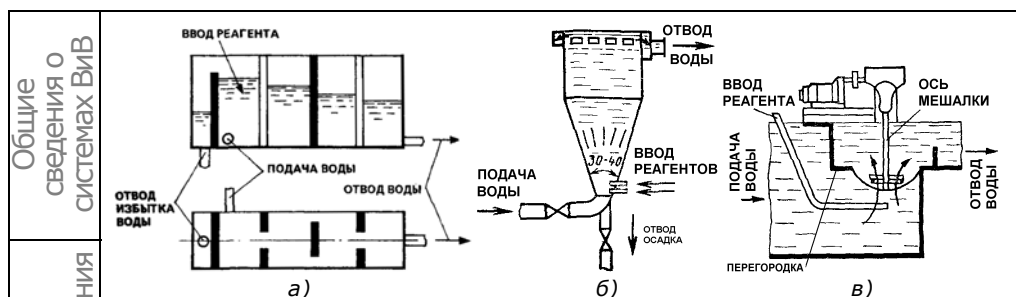


Рис. 4.2. Смесители: а) перегородчатый; б) вихревой; в) механический

Удаление взвешенных механических примесей и образовавшихся хлопьев коагулянта с загрязнениями чаще всего осуществляется:

- 1) путем отстаивания воды в отстойниках;
- 2) пропуском воды через слой ранее выпавшего осадка в осветлителях;
- 3) пропуском воды через слой зернистого материала в фильтрах

Удаление взвешенных веществ из воды (осветление) осуществляется путем отстаивания ее в **отстойниках**. По направлению движения воды отстойники бывают горизонтальные, радиальные и вертикальные. Время пребывания воды в отстойниках составляет 2 – 4 ч.

Горизонтальный отстойник (рис. 4.3а) представляет собой прямоугольный в плане железобетонный резервуар. В нижней его части имеется объем для накопления осадка, который периодически сбрасывается через систему удаления осадка. Обработываемая вода поступает через распределительный лоток или затопленный водослив. Пройдя через отстойник, вода собирается лотком или перфорированной (дырчатой) трубой. Горизонтальные отстойники применяют на очистных станциях производительностью более 30 000 м³/сут.

Разновидностью горизонтальных отстойников являются радиальные отстойники (рис. 4.3б), имеющие механизм для сгребания осадка в приямок, располагаемый в центре сооружения.

Вертикальные отстойники круглой или квадратной формы в плане имеют коническое или пирамидальное днище для накопления осадка (рис. 4.3в). Камера хлопьеобразования, в основном водоворотная, располагается в центре сооружения. Осветление воды происходит при восходящем ее движении. Осветленная вода собирается кольцевыми и радиальными лотками. Вертикальные отстойники применяют при расходах до 3000 – 5000 м³/сут.

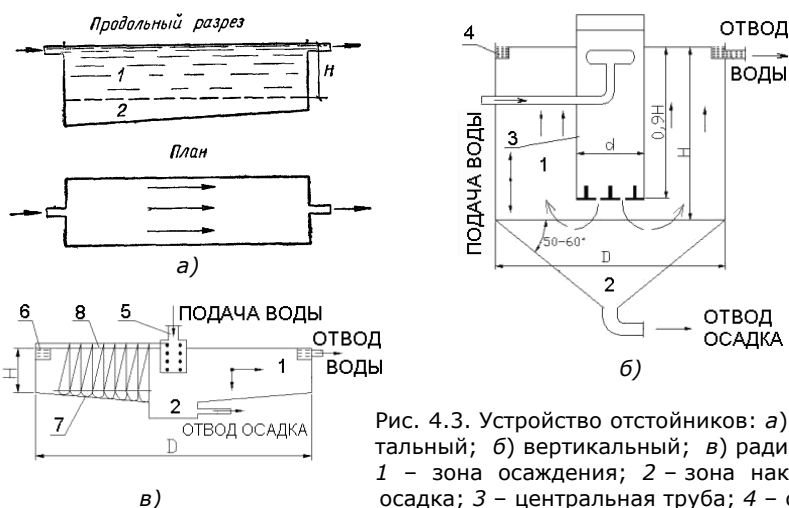


Рис. 4.3. Устройство отстойников: а) горизонтальный; б) вертикальный; в) радиальный: 1 – зона осаждения; 2 – зона накопления осадка; 3 – центральная труба; 4 – сборный желоб; 5 – центральный распределительный цилиндр; 6 – круговой водосливной желоб; 7 – скребки; 8 – вращающаяся ферма

Осветлители со взвешенным слоем осадка предназначены для предварительного осветления воды перед фильтрованием и только при условии предварительного коагулирования. Вода в осветлителях движется снизу вверх, при этом за счет расширения его корпуса ее скорость постепенно уменьшается, и на определенной высоте образуются хлопья взвешенного осадка (хлопьев) через который «фильтруется» обрабатываемая вода. В этом слое происходит процесс прилипания частиц взвеси к образовавшимся в воде хлопьям коагулянта, т.е. своеобразный процесс контактной коагуляции. Избыток осадка равномерно отводится в отсек - осадкоуплотнитель.

Важной стадией осветления воды является ее фильтрация. При фильтровании вода проходит через пористую среду, образованную слоем фильтрующего материала. Существует большое разнообразие **фильтров**, различающихся:

- 1) видом фильтрующего материала;
- 2) скоростью фильтрования;
- 3) механизмом задержания взвешенных частиц;
- 4) конструктивным оформлением.

- 1) Фильтры по виду фильтрующей среды делятся на:
 - зернистые – песок, антрацит, керамзит;
 - сетчатые – сетки с ячейками различных размеров;
 - каркасные или намывные – диатомитовые;
 - с плавающей загрузкой – гранулы вспененного пенополистирола.

- 2) По скорости фильтрования различают:
 - медленные фильтры $v_{\phi} = 0,1 - 0,3$ м/ч (открытые);
 - скорые $v_{\phi} = 2 - 15$ м/ч (открытые и напорные);
 - сверхскоростные $v_{\phi} = 25$ м/ч и более (напорные).

- 3) По характеру механизма задержания взвеси различают:

а) Фильтрование через фильтрующую пленку, образованную частицами взвеси, оседающими на поверхности загрузки. Этот механизм характерен для медленных фильтров.

б) Фильтрование без образования фильтрующей пленки. В этом случае задержание частиц, загрязняющих воду, происходит в толще слоя фильтрующего материала. Там они прилипают к зернам материала и удерживаются на них.

Медленные фильтры применяют при небольших расходах воды без предварительного коагулирования; *сверхскоростные* – при подготовке воды для промышленных целей, для частичного осветления воды. Наибольшее распространение получили **скорые фильтры** (рис. 4.4), на которых осветляется предварительно коагулированная вода. Скорый безнапорный фильтр представляет собой прямоугольный железобетонный резервуар, который загружен кварцевым песком, уложенным на гравийный поддерживающий слой. Осветляемая вода по трубопроводу подается на фильтр, проходит через фильтрующую загрузку, в которой задерживаются взвешенные частицы, и собирается дренажной системой. Дренаж выполняется из перфорированных труб. Из дренажа по трубопроводу осветленная вода отводится в резервуар чистой воды. Современные фильтры выполняются без гравийных слоев с дренажом из щелеванных труб или колпачков.

В зависимости от количества воды, поступающей на фильтр, и содержания в ней взвешенных веществ периодически осуществляют промывку фильтра (через 12 – 72 ч). Промывка скорых фильтров производится обратным током воды. При движении воды снизу вверх через загрузку фильтрующий слой расширяется, увеличиваясь в объеме, и перемешивается, в результате чего происходит отмычка зерен загрузки от загрязнений.

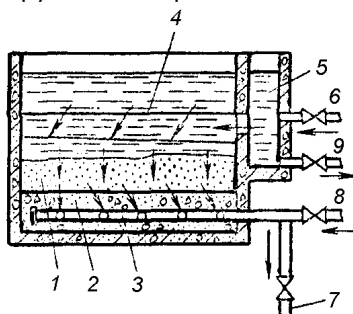


Рис. 4.4. Устройство скорого фильтра:

- 1 – песчаный фильтрующий слой;
- 2 – гравийный поддерживающий слой;
- 3 – трубчатый дренаж;
- 4 – желоба для отвода промывной воды;
- 5 – карман; 6 – трубопровод для подачи осветляемой воды;
- 7 – трубопровод отвода фильтрата;
- 8 и 9 – трубопроводы подачи и отвода промывной воды

Контактные осветлители по устройству аналогичны скорым фильтрам и являются их разновидностью. Осветление воды, основанное на явлении контактной коагуляции, происходит при движении снизу вверх. Коагулянт вводят в обрабатываемую воду непосредственно перед ее фильтрованием через песчаную загрузку. За короткое время до начала фильтрования образуются лишь мельчайшие хлопья взвесей. Дальнейший процесс коагуляции происходит на зернах загрузки, к которым прилипают ранее образовавшиеся хлопья. Этот процесс, называемый **контактной коагуляцией**, происходит быстрее, чем обычная коагуляция в объеме, и требует меньшего количества коагулянта. Контактные осветлители промывают путем подачи воды снизу вверх через распределительную систему.

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
25

Общие сведения о системах Виб	Микрофильтры используются для задержания планктона, содержащегося в воде поверхностных источников – особенно в периоды цветения водохранилищ. Микрофильтр представляет собой барабан в виде металлического каркаса, покрытого по цилиндрической поверхности фильтрующими элементами из поддерживающих и рабочих сеток (из нержавеющей стали). Размер отверстий ячеек – 20 – 150 мкм. Для отделения более крупных примесей используют барабанные, вращающиеся и плоские сита с размером ячеек от 0,2 мм до 5 мм. 4.5. Обеззараживание воды На современных очистных сооружениях обеззараживание воды производится во всех случаях, когда источник водоснабжения ненадежен с санитарной точки зрения. В технологии водоподготовки известно много методов обеззараживания воды, которые можно классифицировать на четыре основные группы: – термический (кипячение или пастеризация); – химический (с помощью сильных окислителей); – олигодинамия (воздействие ионов благородных металлов); – физический (с помощью ультразвука, радиоактивного излучения, ультрафиолетовых лучей). Из перечисленных методов наиболее широко применяют методы второй группы. В качестве окислителей в основном используют хлор, гипохлорит натрия, озон, реже диоксид хлора; пероксид водорода, гипохлорит кальция, марганцовокислый калий, йод и др. При введении хлора в обрабатываемую воду должна быть обеспечена достаточная продолжительность (не менее 30 мин) его контакта с водой до ее подачи потребителю. Хлорирование осветленной воды обычно производят перед поступлением ее в резервуар чистой воды, где и обеспечивается необходимое для их контакта время. Концентрация остаточного хлора в питьевой воде должна поддерживаться в определенных пределах (связанный хлор – 0,8 – 1,2 мг/л). Предварительное хлорирование способствует коагуляции, окисляя органические вещества, которые тормозят этот процесс, и, следовательно, позволяет уменьшить дозу коагулянта, а также обеспечивает хорошее санитарное состояние самих очистных сооружений. Серьезным недостатком хлорирования является образование побочных продуктов, в первую очередь, хлороформа. Озонирование с целью обеззараживания воды применяют при специальном обосновании и при отсутствии опасности ухудшения качества воды в сети, поскольку в отличие от хлорсодержащих реагентов, озон быстро разлагается и не имеет защитного (продолженного) действия. Обеззараживание с помощью бактерицидного облучения применяется также как и озонирование, чаще для небольших объектов. 4.6. Удаление запахов, привкусов, токсичных соединений Для кондиционирования воды, удаления запахов, привкусов, токсичных соединений, улучшения других ее органолептических показателей применяют два основных метода: окислительный и сорбционный. Также в качестве более простого способа применяется аэрация воды для удаления летучих органических соединений биологического происхождения, придающих воде неприятные запахи и привкусы. В качестве окислителей применяют хлор, гипохлорит натрия, озон, перманганат калия, возможно использование пероксида водорода и диоксида хлора. Окислители разрушают органические вещества, придающие воде цветность, запах и привкус, и токсичные соединения. Озон является наиболее сильным окислителем и образует значительно меньше побочных соединений, чем хлор, что оправдывает его применение, несмотря на высокую стоимость его получения. При озонировании, в отличие от хлора, практически не образуется неприятных запахов. Озонировать можно как исходную, так и очищенную воду. Перманганат калия применяют для удаления определенных видов запахов и дополнительно для обеззараживания воды. Для борьбы с запахами, привкусами, удаления тяжелых металлов, пестицидов и других токсичных веществ применяют сорбционную очистку с помощью активированных углей. Возможны два варианта их применения: периодическое дозирование порошкообразного угля в исходную воду или постоянное фильтрование через специальные фильтры, загруженные гранулированным активированным углем.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	
Очистка сточных вод	
26	

Часть 5. Насосы и насосные станции

5.1. Насосы – назначение, принцип действия и области применения насосов различных видов

Насосы – одно из основных средств, используемых при напорном транспортировании воды. В настоящее время существует множество насосов, различающихся принципом действия, конструкцией и т.д. Работа каждого насоса характеризуется следующими техническими параметрами: подачей, напором, частотой вращения рабочего колеса, потребляемой мощностью, КПД и высотой всасывания.

Подача насоса Q – объем (или масса) жидкой среды, подаваемой насосом в единицу времени (л/с, м³/ч).

Напор H – приращение удельной энергии потока среды при прохождении ее через рабочие органы насоса (м, атм).

Мощность насоса N , расходуемая для создания определенных Q и H , подсчитывается по формуле

$$N = \rho g Q H / \eta,$$

где ρ – плотность среды; g – ускорение свободного падения; где; η – КПД насоса.

Коэффициент полезного действия насоса η представляет собой отношение полезной мощности $N_0 = \rho g Q H$ к мощности насоса N : $\eta = N_0 / N$.

Полезная мощность всегда меньше мощности насоса из-за потерь, возникающих в нем.

В централизованных системах водоснабжения наиболее широко применяются **центробежные насосы** (рис. 5.1). Передача энергии перекачиваемой жидкости в этих насосах происходит в результате взаимодействия лопаток рабочего колеса с потоком. Под действием центробежной силы жидкость отбрасывается от центра рабочего колеса (всасывающая полость) к его периферии (напорная полость). Рабочее колесо, расположенное в корпусе насоса, приводится во вращение электродвигателем. С торцевой стороны к центру корпуса присоединен всасывающий патрубок, через который с помощью всасывающей трубы подводится перекачиваемая жидкость. От насоса жидкость отводится через напорный патрубок, к которому присоединен напорный трубопровод. Перед запуском насоса его корпус и всасывающий трубопровод заполняют водой.

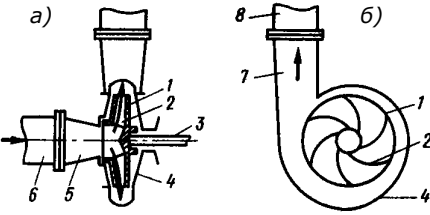


Рис 5.1. Центробежный насос
а – продольный разрез; б – поперечный; 1 – рабочее колесо; 2 – лопасти рабочего колеса, 3 – вал, 4 – корпус; 5 – всасывающий патрубок, 6 – всасывающий трубопровод; 7 – напорный патрубок, 8 – напорный трубопровод

Центробежные насосы классифицируются по напору, числу рабочих колес (одноступенчатые и многоступенчатые), расположению вала (вертикальные и горизонтальные), виду перекачиваемой жидкости (водопроводные, канализационные, теплофикационные, кислотные, грунтовые), по подводу воды (одно- и двухстороннего входа).

На регулирующих узлах, водопроводных каналах и на крупных водозаборах могут применяться **осевые насосы**. Рабочее колесо осевого насоса (рис. 5.2) состоит из втулки, на которой укреплено несколько лопастей. Рабочее колесо насоса вращается в трубчатой камере, заполненной перекачиваемой жидкостью. При динамическом воздействии лопастей на жидкость за счет изменения скорости течения давления над лопастью повышается, а под ней понижается. Благодаря образуемой при этом подъемной силе основная масса жидкости в пределах колеса движется в осевом направлении, что и определило название насоса.

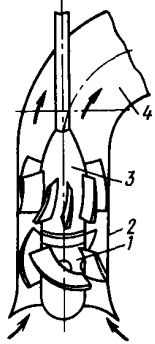


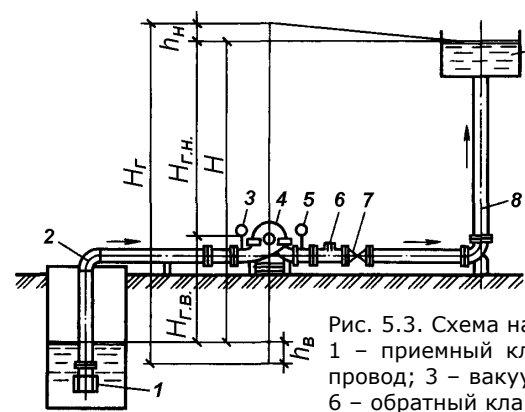
Рис 5.2. Осевого насос:
1 – рабочее колесо, 2 – камера рабочего колеса, 3 – выправляющий аппарат; 4 – отвод

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод	27
-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	------------------------	---------------------------	--	-------------------------------	--	---------------------	----

5.2. Высота всасывания и напор насосов

Для нормальной работы центробежных насосов необходимо, чтобы вакуум во всасывающем патрубке не превышал определенной величины, называемой допустимой вакуумметрической высотой всасывания $H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$, которая зависит от ряда параметров. Обычно она не превышает 6 – 7 м.

Высотное расположение насоса по отношению к уровню воды в источнике характеризуется геометрической H_r и вакуумметрической $H_{\text{вак}}$ высотой всасывания. **Геометрическая высота всасывания** равна разности отметок уровня воды в источнике и центра колеса.



Чтобы насос мог перекачивать жидкую среду, находящуюся ниже отметки установки насоса, последний на входе в рабочее колесо должен создавать вакуумметрическое давление.

Рис. 5.3. Схема насосной установки:
1 – приемный клапан; 2 – всасывающий трубопровод; 3 – вакуумметр; 4 – насос; 5 – манометр; 6 – обратный клапан; 7 – задвижка; 8 – напорный трубопровод; 9 – бак

Вакуумметрическая высота всасывания определяется по формуле:

$$H_{\text{вак}} = (p_a - p_{\text{вак}})/\rho g,$$

где p_a и $p_{\text{вак}}$ – атмосферное и вакуумметрическое давление. Геометрическая и вакуумметрическая высоты связаны соотношением

$$H_{\text{вак}} = H_{r.в.} + h_b + v^2/2g,$$

где h_b – потери во всасывающем трубопроводе, v – скорость. Для нормальной работы насоса необходимо, чтобы $H_{\text{вак}} \leq H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$. Полный напор, развиваемый центробежным насосом (рис. 5.3), определяется по формуле:

$$H = H_{r.в.} + H_{r.н.} + h_b + h_n = H_r + \Sigma h,$$

где $H_{r.н.}$ – геометрическая высота нагнетания; h_n – потери напора в напорном водоводе; $H_r = H_{r.в.} + H_{r.н.}$; $\Sigma h = h_b + h_n$

5.3. Рабочие характеристики насоса

С изменением расхода, подаваемого насосом, изменяются развиваемый им напор, потребляемая мощность на валу, КПД. Взаимосвязь между указанными величинами определяется кривыми $Q-H$, $Q-N$, $Q-\eta$, которые называются **рабочими характеристиками насоса** (рис. 5.4). Точка А характеристики $Q-\eta$, соответствующая максимальному значению КПД, называется **оптимальной точкой**.

При проектировании возникает необходимость определять рабочие режимы работы насосов. Наиболее просто это можно сделать графическим способом. Для этого строят характеристику трубопровода при работе принятого насоса.

На рис. 5.5 приведена каталожная характеристика $Q-H$ насоса. Характеристику трубопровода можно построить, отложив на расстоянии H_r от линии CD , проведенной параллельно оси Q , величины А, соответствующие различным

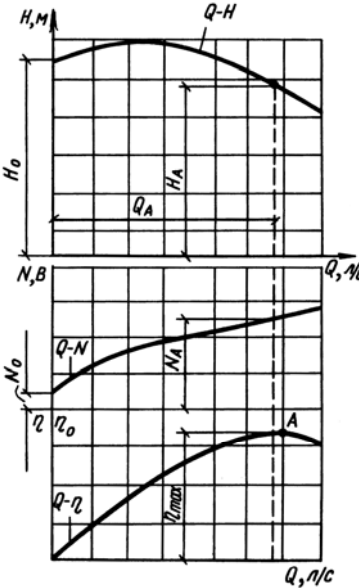


Рис 5.4. Рабочие характеристики насоса

значениям расхода. Точка А пересечения характеристик насоса и трубопровода, называемая рабочей точкой, определяет подачу Q_A , напор H_A , КПД η_A насоса, работающего на заданный трубопровод.

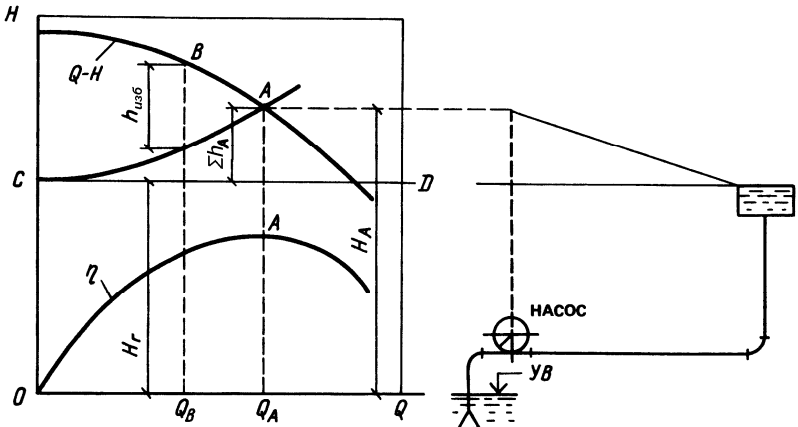


Рис. 5.5. Характеристика совместной работы насоса и трубопровода

5.4. Совместная работа насосов

Совместная работа центробежных насосов может быть как параллельной, так и последовательной. При параллельной работе достигается увеличение подачи, а при последовательной – напора.

Чтобы построить суммарную характеристику $Q-H$ двух одинаковых параллельно работающих насосов (рис. 5.6), необходимо удвоить абсциссы характеристики одного насоса при одинаковых напорах. Тогда при суммарном расходе Q_{I+II} двух насосов напор составит H_{I+II} (точка 1). Подача воды каждым насосом при параллельной работе определяется рабочей точкой 2.

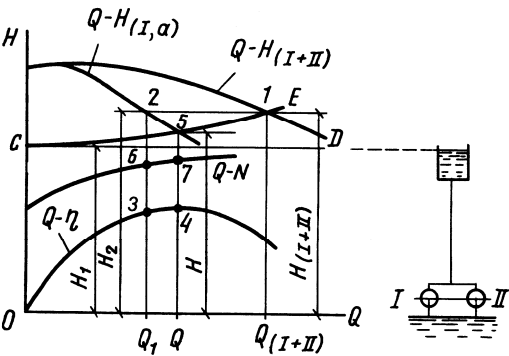


Рис 5.6. Характеристика двух параллельно работающих насосов одинаковой марки

Для определения КПД и мощности каждого из параллельно работающих насосов необходимо из точки 2 провести линию, параллельную оси ординат, до пересечения с кривыми $Q-\eta$ и $Q-N$ (точки 3 и 6). Если на трубопровод работает один насос, то его рабочие параметры определяются положениями рабочих точек 5, 7 и 4 на кривых $Q-H$, $Q-\eta$ и $Q-N$.

Последовательная работа насосов применяется в том случае, когда жидкость транспортируется на большие расстояния или большую высоту. При такой работе насосы первой ступени подают перекачиваемую жидкость во всасывающий трубопровод насоса второй ступени, а последний подают ее в трубопровод. Чтобы построить суммарную характеристику $Q-H$ двух последовательно работающих насосов (рис. 5.7), необходимо ординаты $Q-H_{I,II}$ удвоить при одинаковых подачах. Полученная характеристика $Q-H_{I+II}$ представляет собой суммарную характеристику последовательной работы двух насосов. Точка пересечения характеристики $Q-H_{I+II}$ с характеристикой трубопровода определяет режим работы насосов.

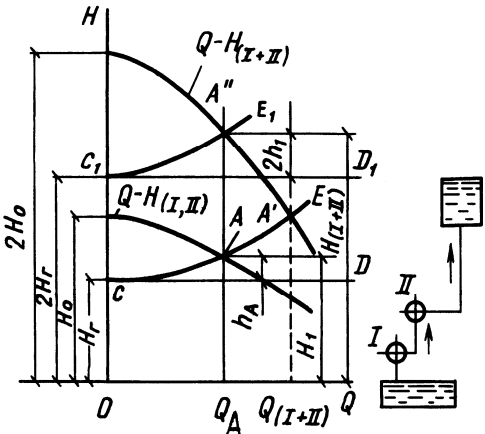


Рис. 5.7. Характеристика двух последовательно работающих насосов одинаковой марки

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	------------------------	---------------------------	--	-------------------------------	--	---------------------

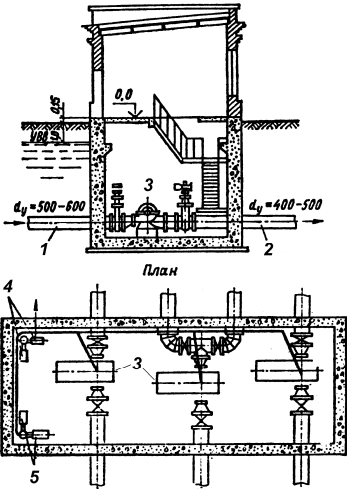
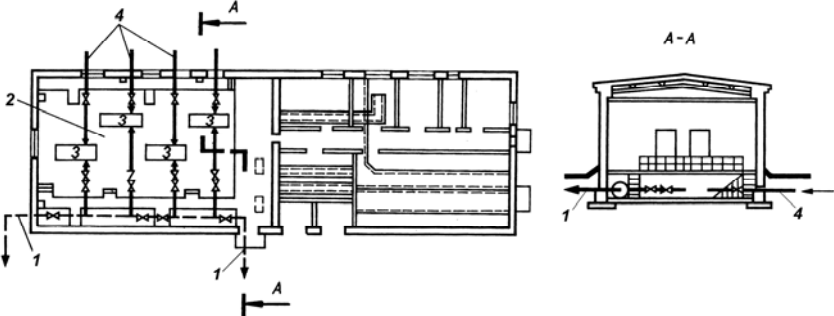
Общие сведения о системах Виб	5.5. Насосные станции Насосная станция – сооружение, состоящее, как правило, из здания и оборудования – насосных агрегатов (рабочих и резервных), трубопроводов и вспомогательных устройств. Насосной установкой называют комплекс устройств, обеспечивающих подачу воды из источника в напорный трубопровод с помощью насосного агрегата. Кроме насосного агрегата в состав ее входят примыкающие к нему всасывающий и напорный трубопроводы с арматурой и измерительные средства. Насосный агрегат – это собранные в единый узел насос, двигатель и устройство для передачи мощности от двигателя к насосу. По назначению и расположению в схеме водоснабжения насосные станции можно подразделить на станции I и II подъема, повысительные и циркуляционные. Насосные станции I подъема забирают воду от водоприемных сооружений и подают ее на очистные сооружения (при необходимости ее очистки) либо потребителю (в случае соответствия качества воды предъявляемым требованиям). Насосные станции II подъема предназначены для подачи воды от очистных сооружений к потребителям. Повысительные насосные станции служат для повышения давления в отдельных возвышенных или удаленных районах. В системах оборотного водоснабжения промышленных предприятий устраивают циркуляционные насосные станции, осуществляющие оборот воды. По расположению относительно поверхности земли станции бывают наземные и заглубленные. В зависимости от применяемого насосного оборудования устраивают станции с горизонтальными центробежными насосами, вертикальными центробежными насосами и другие. По характеру управления насосные станции могут быть с ручным, автоматическим и дистанционным управлением.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	Основным фактором, влияющим на выбор схемы компоновки и конструктивных решений насосной станции I подъема, является размещение водозаборного сооружения по отношению к насосной станции. Они могут быть совмещенными и раздельными. Пример компоновки насосной станции I подъема раздельного типа приведен на <i>рис. 5.8</i>. Режим работы этих станций, как правило, равномерный.
Водопроводные сети и сооружения на них	 Рис. 5.8. Схема компоновки насосной станции I подъема раздельного типа: 1 – всасывающий трубопровод; 2 – напорный трубопровод; 3 – насосные агрегаты I-го подъема; 4 – дренажные насосы; 5 – вакуум-насосы
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	Режим работы насосов станции II подъема зависит от графика водопотребления. Число насосных агрегатов на станции может быть различным в зависимости от заданного графика работы насосной станции. Обычно на насосных станциях II подъема устанавливают также пожарные насосы. Пример компоновки насосной станции II подъема приведен на <i>рис. 5.9</i>.
Очистка сточных вод	

Рис. 5.9. Схема компоновки насосной станции II подъема:
1 – напорные трубопроводы; 2 – машинный зал; 3 – насосы; 4 – всасывающие трубопроводы

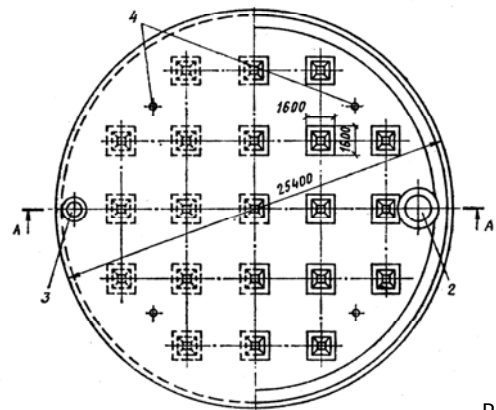
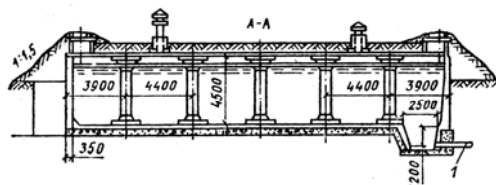


Рис. 5.10. Конструкция резервуара цилиндрической формы:
1 – грязевая труба; 2 – приямок;
3 – лаз; 4 – вентиляционные трубопроводы

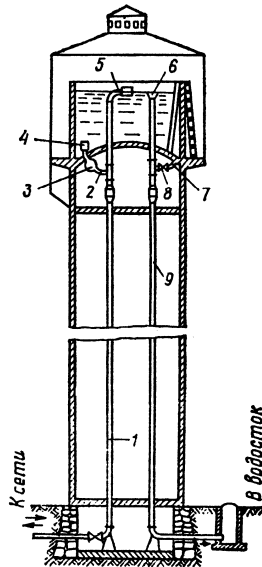


Рис. 5.11. Схема оборудования водонапорной башни трубопроводами:
1 – водоподъемная труба; 2 – отводящий трубопровод; 3 – обратный клапан; 4 – сетка; 5 – поплавковый клапан; 6 – воронка; 7 – грязевая труба; 8 – задвижка; 9 – переливная труба

5.6.2. Водонапорные башни

Водонапорные башни необходимы для сглаживания режима работы насосной станции II подъема, определяемого режимом водопотребления. При значительной неравномерности водопотребления практически трудно либо невыгодно достичь совпадения потребления и подачи воды.

Регулирующий объем водонапорной башни определяют по совмещенным ступенчатым или интегральным графикам работы насосов и водопотребления. Дополнительно объем бака башни должен содержать противопожарный запас, рассчитанный для населенных пунктов на тушение одного внутреннего и одного наружного пожара в течение 10 мин, а для промышленных предприятий – на тушение только одного внутреннего пожара. Иногда в водонапорной башне содержится и аварийный запас воды.

Объем бака определяют по максимальному остатку воды в нем.

Водонапорная башня состоит из резервуара или бака и поддерживающей конструкции (ствола). В районах с суровым климатом вокруг бака устраивают шатер для предохранения воды от замерзания. Существуют несколько схем подающих и отводящих труб водонапорной башни.

Вода в бак подается в трубе 1 на отметку, соответствующую наибольшему наполнению (рис. 5.11). На конце трубы установлен поплавковый клапан 5 для автоматического закрытия подающей трубы при наполнении бака. Из бака вода отводится по трубам 1 и 2. Труба 2 оборудована обратным клапаном 3, препятствующим поступлению по ней воды в бак. Конец трубы 2 с сеткой 4 расположен на некоторой высоте над дном с тем, чтобы не происходило засасывания осадка, который может скапливаться на дне бака. К переливной трубе 9 с воронкой 6 присоединена грязевая труба 7 с задвижкой 8, предназначенная для удаления скапливающегося на дне бака осадка и отвода воды при его промывке. При такой схеме оборудования водонапорной башни обеспечивается постоянное перемешивание воды в баке, что способствует ее незамерзанию.

Водонапорные башни могут быть выполнены из железобетона, кирпича, металла и дерева. Наиболее широко в нашей стране применяют железобетонные и стальные водонапорные башни, в основном, цилиндрической формы с плоским или сферическим дном. Все более широкое распространение получает напряженный железобетон, повышающий водонепроницаемость баков.

Часть 6. Водопроводные сети и сооружения на них

Водопроводная сеть является одним из основных элементов системы водоснабжения и неразрывно связана в работе с водоводами, насосными станциями, подающими воду в сеть, а также с регулирующими емкостями (резервуарами и башнями).

Водопроводная сеть должна удовлетворять следующим основным требованиям:

а) обеспечивать подачу заданных количеств воды к местам ее потребления под требуемым напором;

б) обладать достаточной степенью надежности и бесперебойности снабжения водой потребителей.

Кроме того, выполняя поставленные требования, сеть должна быть запроектирована наиболее экономично, т. е. обеспечивать наименьшую величину приведенных затрат на строительство и эксплуатацию как самой сети, так и неразрывно связанных с ней в работе других сооружений системы.

Выполнение этих требований достигается правильным выбором конфигурации сети и материала труб, а также правильным определением диаметров труб с технической и экономической точки зрения.

6.1. Трассировка водопроводных сетей

Первой задачей, которую решают при проектировании сети, является ее **трассировка**, т. е. придание ей определенной геометрической формы в плане.

Расположение линий водопроводной сети зависит:

1) от характера планировки снабжаемого водой объекта, размещения отдельных потребителей воды, размещения регулирующих емкостей, расположения проездов, формы и размеров жилых кварталов, цехов, зеленых насаждений и т. д.;

2) от наличия естественных и искусственных препятствий для прокладки труб (рек, каналов, оврагов, железнодорожных путей и т. п.);

3) от рельефа местности.

В практике водоснабжения используют два основных вида сетей: **разветвленные**, или **тупиковые** (рис. 6.1а), и **кольцевые** (рис. 6.1б). Последние представляют собой систему смежных замкнутых контуров или колец.

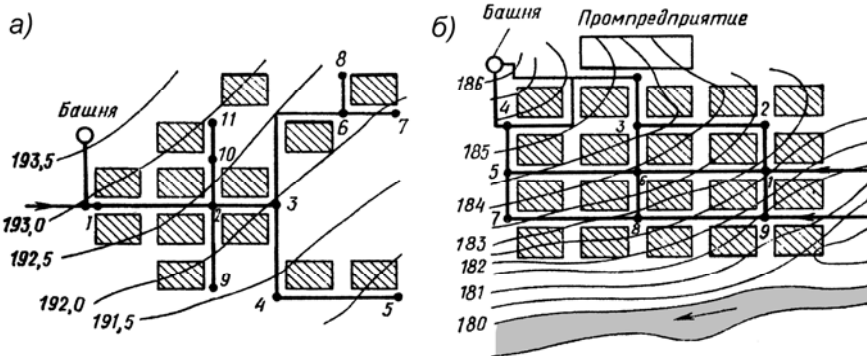


Рис. 6.1. Конфигурация сети: а – тупиковая; б – кольцевая.

Подача воды в заданных количествах в любую точку территории объекта водоснабжения может быть осуществлена как по разветвленной, так и по кольцевой сети. Однако в отношении надежности и обеспечения бесперебойной подачи воды потребителям эти типы сетей далеко не равноценны. Авария и выключение на ремонт любого участка разветвленной сети ведут к прекращению подачи воды всем потребителям, расположенным ниже места аварии по направлению движения воды. В кольцевой сети при аварии (и выключении) любого ее участка вода может быть подана в обход по параллельно расположенным линиям. При этом нарушается снабжение водой только тех потребителей, которые присоединены к выключенному участку.

В то же время общая протяженность кольцевой сети всегда больше, чем разветвленной (для того же объекта), и поэтому строительная стоимость кольцевой сети выше.

Общие сведения о системах Виб

Системы и схемы водоснабжения

Источники водоснабжения и водозаборы

Очистка природной воды

Насосы и насосные станции

Водопроводные сети и сооружения на них

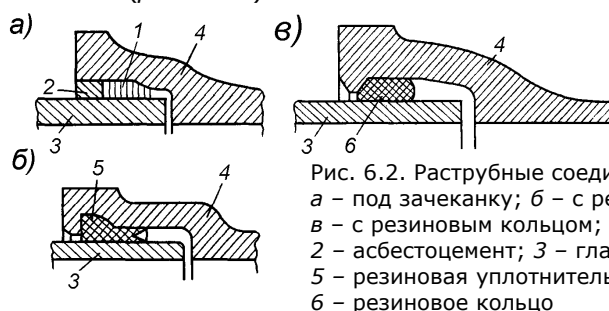
Системы и схемы водоотведения

Водоотводящие сети и сооружения на них

Очистка сточных вод

Общие сведения о системах Виб	Для большинства объектов водоснабжения – как городов, так и промышленных предприятий – в соответствии с их требованиями к надежности систем подачи воды устраивают кольцевые сети. Разветвленные сети могут быть допущены в отдельных случаях в небольших поселковых водопроводах и водопроводах сельских местностей (использующих пожарные водоемы на территории поселка) и для снабжения водой тех производственных потребителей, которые допускают перерывы в снабжении водой. Кроме того, разветвленные сети часто используют в крупных районных водопроводах, снабжающих ряд объектов, отстоящих друг от друга на значительные расстояния. В таких системах надежность водоснабжения обеспечивается наличием местных резервуаров достаточной емкости. Более экономично требуемая надежность таких систем может быть обеспечена не устройством кольцевой сети, а созданием достаточных резервных емкостей у отдельных потребителей.	Для пометок
Системы и схемы водоснабжения	Из общей массы линий, составляющих водопроводную сеть, обычно выделяется система так называемых магистральных линий, основной задачей которых является транспортирование воды транзитом в более удаленные районы снабжаемой территории. Магистраль выбирают из числа линий (трубопроводов), идущих в направлении движения основных масс воды (линия 1-3 на рис. 6.1а и линии 1-6-5, 9-8-7, 1-2-3 на рис. 6.1б). При трассировке магистралей стремятся к тому, чтобы подача воды в отдельные районы города и к отдельным крупным потребителям происходила кратчайшим путем. Система основных транзитных магистралей соединяется рядом поперечных соединительных линий (перемычек) также магистрального значения, служащих для выравнивания загрузки основных продольных магистралей и обеспечения надежности работы системы (линии 1-9, 3-6, 6-8, 5-7 на рис. 6.2б). В случае аварии на одной из магистральных линий кольцевой сети вода по соединительным ветвям поступает в другую параллельную магистраль. Остальные линии, присоединенные к магистральной сети и получающие воду из нее, составляют так называемую распределительную сеть. Основная задача этой сети – непосредственная подача воды к отдельным домовым ответвлениям, а также подвод воды к пожарным гидрантам во время пожара. Рассчитывают обычно лишь сеть магистральных линий. Что касается линий распределительной сети, то их диаметры принимают в зависимости от размеров пожарного расхода. Магистральные линии наряду с транспортированием воды в удаленные районы снабжают ею также и непосредственно примыкающие к ним кварталы.	
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции		
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водоотведения	6.2. Материалы и оборудование водопроводных сетей 6.2.1. Материалы трубопроводов Для строительства напорных водоводов и сетей применяют стальные, чугунные, асбестоцементные, пластмассовые, железобетонные и другие трубы. Для безнапорных водоводов используют бетонные трубы, а также открытые каналы из бетона, железобетона или земляные с одеждой дна и откосов различного типа. Стальные трубы выпускаются в широком диапазоне диаметров, толщин стенок и марок стали. Они обладают высокой прочностью, относительно небольшой массой, пластичностью, индустриальностью монтажа. Недостатки трубопроводов из стальных труб – подверженность коррозии и зарастанию, меньший срок службы по сравнению с чугунными и неметаллическими трубами, увеличение гидравлического сопротивления в процессе эксплуатации при отсутствии необходимых мер по защите от коррозии. Возможность применения стальных труб должна быть строго обоснована. Для наружных трубопроводов используют сварные трубы, выпускаемые промышленностью диаметрами до 1400 мм по ГОСТ 10704-76*, 8696-76*, ТУ 102-39-84 и ГОСТ 12586.1-84. Применение бесшовных стальных труб целесообразно лишь в том случае, если в соответствии с расчетами на прочность установлена невозможность использования сварных труб. Стальные трубы соединяют сваркой. При монтаже узлов трубопроводов употребляют гнутые, штампосварные и сварные стальные фасонные части, привариваемые к трубам.	
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод		
34		

Чугунные трубы выпускают двух типов: диаметром 65 – 1000 мм на рабочее давление 1 МПа с раструбным стыковым соединением, которое уплотняют канатной прядью и заделывают асбестоцементным раствором (рис. 6.2а), и диаметром 65 – 300 мм на рабочее давление до 2 МПа со стыковым соединением под резиновые уплотнительные манжеты (рис. 6.2б).



Узлы водопроводной сети и водоводов, в зависимости от рабочего давления, устраивают с помощью чугунных или стальных сварных фасонных частей.

Чугунные трубы с противокоррозионным покрытием, выполняемым на заводах, долговечны и находят широкое применение при устройстве водопроводов в пределах населенных пунктов, территории промышленных предприятий и сельскохозяйственных объектов. Недостаток этих труб – плохое сопротивление динамическим нагрузкам (хрупкость) и большая масса.

Конкурентом стальных труб в последние годы являются **чугунные трубы с шаровидным графитом (ВЧШГ)**, широко используемые за рубежом и в последние годы в Москве.

Высокопрочный чугун с шаровидным графитом – особенный и уникальный по своим свойствам материал, сочетающий в себе коррозионную стойкость чугуна и высокие механические свойства, близкие к свойствам стали. По сравнению со стальными, трубы из ВЧШГ менее подвержены коррозии, а по пластическим характеристикам приближаются к стальным. Благодаря этому они при повреждениях не разрушаются полностью, как это происходит при повреждениях чугунных труб из серого чугуна. Толщина стенок труб из ВЧШГ меньше, чем труб из серого чугуна, на 20 – 50 % в зависимости от диаметра трубы, с увеличением диаметра различие возрастает.

В настоящее время в России выпускаются трубы из ВЧШГ диаметром 100 – 1000 мм (по ISO 2531 и ТУ 1461-037-50254094-2000) и длиной до 6 м, с рабочим давлением до 1,6 МПа.

Трубы из ВЧШГ соединяются с помощью раструбных соединений с уплотнительными кольцами, фланцевых соединений или сваркой.

Для защиты от внешней и внутренней коррозии труб из ВЧШГ используют различного типа покрытия. Для внутреннего покрытия труб ВЧШГ используется цементно-песчаное покрытие (ЦПП), которое наносится методом центрифугирования. На наружную поверхность труб наносится слой битумного лака или другой нетоксичный материал, например композитное покрытие металлическим цинком.

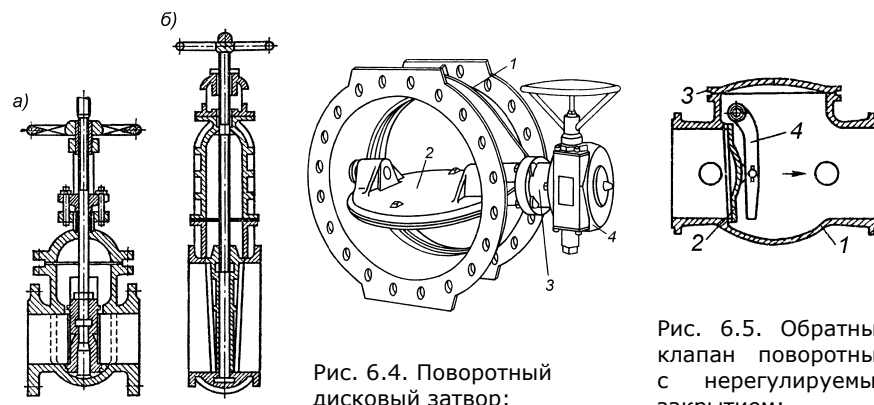
Железобетонные трубы по сравнению с металлическими имеют ряд преимуществ. Они обладают коррозионной устойчивостью, являются диэлектриками, способны сохранять в условиях эксплуатации гладкую поверхность, что обеспечивает постоянство их пропускной способности, имеют меньшую металлоемкость и большую долговечность. Недостатком их является большая масса.

Напорные железобетонные трубы, изготавливаемые методами виброгидропрессования (ГОСТ 12586-74) и центрифугирования (ГОСТ 16953-78), имеют гибкое раструбное стыковое соединение с резиновым уплотнительным кольцом круглого сечения.

Сортаментом предусмотрено изготовление труб диаметрами 500 – 1600 мм. В зависимости от класса труб рабочее давление составляет 0,5 – 1,5 МПа. Для соединения железобетонных труб с трубами из других материалов применяют стальные сварные вставки.

Асбестоцементные трубы обладают малой массой, что облегчает их транспортирование и укладку, малой теплопроводностью, стойкостью в отношении коррозии, малым коэффициентом гидравлического сопротивления, являются диэлектриками, сохраняют в условиях эксплуатации гладкую и некорродирующую внутреннюю поверхность.

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
35

Общие сведения о системах Виб	Однако возможна внешняя коррозия этих труб под воздействием веществ, разрушающих соединения, входящие в состав асбестоцемента. При прокладке асбестоцементных труб в агрессивных грунтах необходимо предусматривать противокоррозионную защиту в виде битумных покрытий. Недостатком этих труб является также хрупкость. Асбестоцементные трубы выпускаются в соответствии с ГОСТ 539-80 диаметром до 500 мм на рабочее давление 0,6 – 1,5 МПа. Трубы стыкуются с помощью асбестоцементных и чугунных муфт на резиновых уплотнителях.	
Системы и схемы водоснабжения	Пластмассовые трубы не подвержены электрохимической коррозии. Они имеют малое гидравлическое сопротивление, малую массу, низкую теплопроводность. Вероятность разрушения пластмассовых трубопроводов при замерзании в них воды мала. Недостатками таких труб являются невысокое сопротивление раздавливанию, большой коэффициент линейного расширения и подверженность старению. Для наружных сетей водоснабжения применяют пластмассовые напорные трубы из полиэтилена низкой и высокой плотности (ГОСТ 18599-83*), поливинилхлорида (ТУ 6-19-231-83) и полипропилена (ТУ 38-102-100-89) диаметром до 230 мм на рабочее давление до 1,0 МПа. Соединяют трубы путем сварки и склеивания. Соединение пластмассовых труб с трубами из других материалов выполняют на фланцах.	
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды	6.2.2. Водопроводная арматура. Для обеспечения нормальной эксплуатации водопроводная сеть должна быть оборудована арматурой. Для возможности выключения ремонтных участков водоводов применяют задвижки и поворотные затворы. Задвижки по конструкции запорного органа подразделяются на параллельные и клиновые (рис. 6.3). Задвижки бывают с ручным, гидравлическим и электрическим приводами и диаметром до 1200 мм. Поворотные дисковые затворы (рис. 6.4) получают все большее распространение. По сравнению с задвижками они имеют меньшие габариты, массу и стоимость, удобны в обслуживании, но обладают большим гидравлическим сопротивлением. Затворы выпускаются с ручным ($D = 100 - 600$ мм) и электрическим ($D = 300 - 2400$ мм) приводами на давление 1 – 2,5 МПа.	
Насосы и насосные станции	Обратные клапаны (рис. 6.5) применяются для того, чтобы воспрепятствовать обратному току воды, протекающей по трубопроводу. Их можно использовать в устройствах по борьбе с гидравлическими ударами. Клапан открывается в результате поворота диска при подаче воды под давлением, после чего диск удерживается в открытом положении подъемной силой, возникающей от скоростного напора потока. Обратные клапаны выпускаются различных конструкций диаметром 50 – 1000 мм на давление 0,25 – 4 МПа.	
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водоотведения	Рис. 6.3. Задвижки: а) параллельная; б) клиновая Рис. 6.4. Поворотный дисковый затвор: 1 – корпус; 2 – поворотный диск; 3 – передача; 4 – электродвигатель Рис. 6.5. Обратный клапан поворотный с нерегулируемым закрытием: 1 – корпус; 2 – тарель клапана; 3 – крышка корпуса; 4 – рычаг	
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод	Предохранительные клапаны и устройства, предназначенные для борьбы с гидравлическим ударом в трубопроводах, разделяются на две основные группы: пружинные предохранительные клапаны, применяемые при ударах, начинающихся с волны повышения давления, и гасители удара, применяемые при ударах, начинающихся с волны понижения давления. Пружинные предохранительные клапаны и гасители имеют достаточно сложную конструкцию. Их устанавливают в местах, где существует опасность повышения давления.	

Для создания нормальных условий работы трубопроводов их оборудуют **аэрационными устройствами**, которые необходимы для впуска воздуха в случае опорожнения отдельных участков трубопроводов и выпуска воздуха при заполнении их водой. Клапаны для впуска воздуха устанавливают в повышенных точках профиля с целью исключения образования в трубопроводе вакуума, превышающего расчетный для принятого типа труб. Клапаны для выпуска воздуха устанавливают также в повышенных точках профиля.

Выпуски служат для сброса воды. Их устанавливают в пониженных точках каждого ремонтного участка трубопровода, а также в местах, принятых для промывки трубопроводов перед сдачей в эксплуатацию по окончании строительства или после ремонта.

Если здания в населенном пункте не оборудованы внутренним водопроводом, то забор воды из сети осуществляется через **водоразборные колонки** (рис. 6.6).

Для забора воды из сети с целью пожаротушения применяют гидранты, устанавливаемые в смотровых колодцах через 150 м.

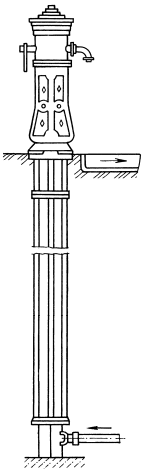


Рис. 6.6. Водоразборная колонка. Общий вид

6.3. Основные сведения по расчету водопроводных сетей и сооружений

Гидравлический расчет водопроводных сетей выполняют с целью определения потерь напора в них и диаметров труб участков сети. Потери напора необходимо знать для определения высоты водонапорной башни и напора насосов, а также свободных напоров в точках сети. Водопроводная сеть должна быть рассчитана на случай наибольшего водопотребления и на случай пожара, совпадающего по времени с часом максимального водопотребления. Кроме того, СНиП предусматриваются и другие расчетные случаи.

При определении диаметров труб линий сети необходимо вычислить расчетные расходы воды для этих линий, т.е. количество воды, которое будет протекать по ним в расчетные периоды работы системы.

В городских водопроводных сетях принимается схема равномерного распределения отбора воды на хозяйственно-питьевые нужды населения. Расходы воды крупных предприятий рассматриваются как сосредоточенные в определенных узлах (**узловые** расходы).

Для определения расходов сначала вычисляют удельные расходы, приходящийся на 1 м длины сети, разделив суммарный расход на хозяйственно-питьевые нужды, на поливку и на нужды местной промышленности на суммарную протяженность магистральных линий:

$$q_{уд} = (q_{\max} - q_{\text{соср}}) / L,$$

где $q_{\max}$ – максимальный расчетный расход, поступающий в сеть; $q_{\text{соср}}$ – сумма сосредоточенных расходов промышленных предприятий; L – суммарная протяженность рассчитываемой сети.

Принимается, что расход воды на каждом участке магистральной сети пропорционален его длине. Этот расход, называемый **путевым**, определяется по формуле:

$$q_{\text{пут}} = q_{уд} l,$$

где l – длина рассматриваемого участка сети, м.

Каждый участок сети (кроме концевых), помимо путевого расхода, пропускает **транзитный** расход, необходимый для питания последующих участков. Расчетный расход определяют как сумму путевого и транзитного расхода:

$$q_p = q_t + \alpha \cdot q_{\text{пут}},$$

где α – коэффициент эквивалентности.

Для простоты расчетов путевые расходы приводят к сосредоточенным в узлах сети. Узловой расход определяют как половину путевых расходов $\Sigma q_{\text{пут}}/2$, примыкающих к данному узлу:

$$q_{\text{узл}} = \Sigma q_{\text{пут}} / 2.$$

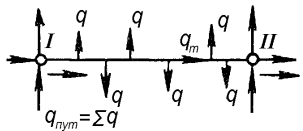


Рис. 6.7. Схема участка сети

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
37

Общие сведения о системах Виб	Диаметры труб линий сети определяют по расходу и скорости течения воды в них. Скорость движения воды зависит от целого ряда показателей: стоимости электроэнергии, стоимости труб и их укладки, гидравлических параметров труб и др. Ориентировочно диаметр труб иногда выбирают по экономичным скоростям, составляющим 0,5 – 2 м/с. Меньшие значения скоростей принимаются для труб малого диаметра, а большие – для труб большего диаметра. Потери напора и скорости в трубах определяют по формулам гидравлического сопротивления или по таблицам как $h = i \cdot l$. При расчете кольцевых сетей как диаметры, так и расходы в линиях сети, в общем случае, являются неизвестными, что приводит к значительным трудностям расчета. Существует несколько методик расчета, основанных на методе последовательного приближения, т.н. увязка сети; ввиду сложности эти расчеты выполняются на ЭВМ. Распределение расходов воды по линиям кольцевой сети происходит в соответствии со следующими законами (см. рис. 6.8). 1. Сумма расходов воды, поступающих в рассматриваемый узел, равна сумме узлового отбора в данном узле и расходов, вытекающих из него (первый закон Кирхгофа). 2. В каждом замкнутом кольце сети, образованном линиями сети, сумма потерь напора на участках, в которых вода движется по часовой стрелке (условно принимаемая положительной), равна сумме потерь напора на участках, в которых вода движется против часовой стрелки (условно принимаемой отрицательной), т.е. алгебраическая сумма потерь напора в кольце равна нулю (второй закон Кирхгофа). Используя результаты расчетов для различных режимов водопотребления, можно определить параметры водонапорной башни и насосных агрегатов, обеспечивающие работоспособность системы водоснабжения.	
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции		
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водопроведения		
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод		

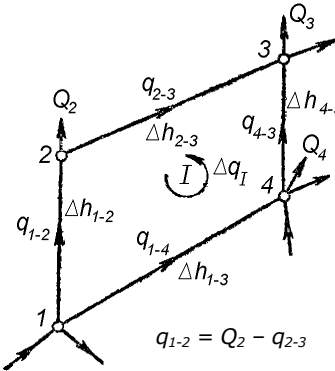


Рис. 6.8. Схема участка кольцевой сети

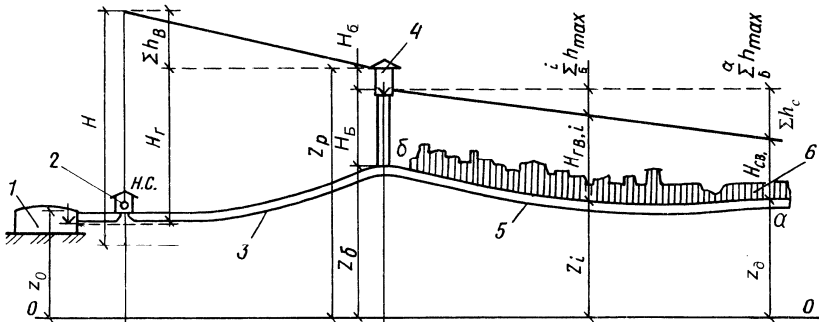


Рис. 6.9. Напоры в системе водоснабжения:
1 – резервуар чистой воды; 2 – насосная станция; 3 – водоводы; 4 – водонапорная башня; 5 – водопроводная сеть; 6 – диктующая точка

Для схемы водоснабжения, приведенной на рис. 6.9, высоту водонапорной башни определяют по формуле:

$$H_B = H_{CB} + \Sigma h_C - (z_6 - z_d),$$

где H_{CB} – свободный напор в диктующей точке; Σh_C – сумма потерь напора в сети от диктующей точки до водонапорной башни; z_6 – отметка поверхности земли в месте расположения башни; z_d – отметка поверхности земли в диктующей точке.

За диктующую принимают точку, в которой для обеспечения свободного напора требуется наибольшая высота водонапорной башни.

Напор насосов определяют по формуле:

$$H = H_B + H_6 + \Sigma h_B + h_{BC} + (z_6 - z_0),$$

где H_6 – высота бака башни; Σh_B – сумма потерь напора в водоводе; h_{BC} – сумма потерь напора во всасывающем трубопроводе насоса; z_0 – отметка уровня воды в резервуаре чистой воды.

Общие сведения о системах ВиВ	Система сплавного водоотведения состоит из следующих основных элементов: внутренних устройств зданий, наружной внутриквартальной и уличной сети, насосных станций и напорных трубопроводов, очистных сооружений и устройств для выпуска очищенных сточных вод в водоем. Внутренняя и внутриквартальная сети рассмотрены в разделе «Санитарно-техническое оборудование зданий». Наружная уличная сеть представляет собой систему подземных трубопроводов, принимающих сточные воды от внутриквартальных сетей и транспортирующих их к насосным станциям, очистным сооружениям и в водоем. Водоотводящие сети строят, преимущественно, самотечными. Для этого необходимую территорию города или населенного пункта разделяют на бассейны водоотведения (территории, ограниченные водоразделами), где соответственно рельефу местности прокладывают самотечные трубопроводы уличной сети и коллекторы, т.е. участки сети, собирающие сточные воды с одного или нескольких бассейнов (рис. 7.1). В крупных городах с сильно развитой городской сетью коллекторы больших размеров нередко называют каналами.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	
Очистка сточных вод	
40	

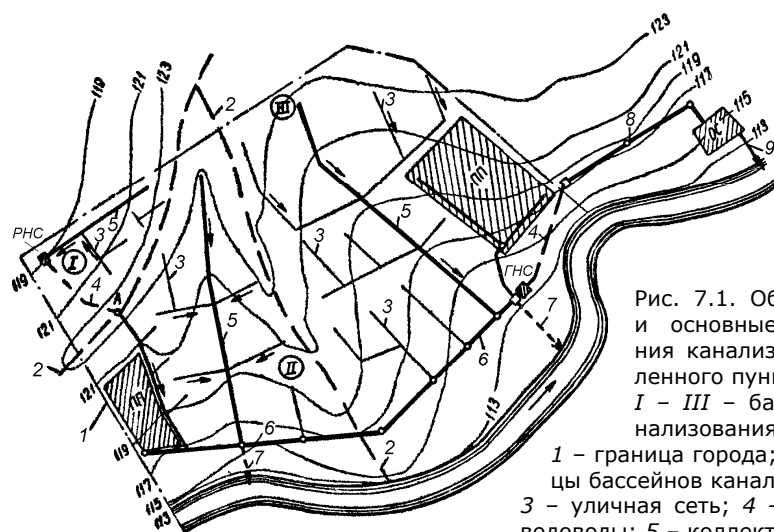


Рис. 7.1. Общая схема и основные сооружения канализации населенного пункта:

I – III – бассейны канализования;

1 – граница города; 2 – границы бассейнов канализования; 3 – уличная сеть; 4 – напорные водоводы; 5 – коллекторы;

6 – главный коллектор; 7 – аварийные выпуски; 8 – загородный или отводной коллектор; 9 – выпуск в водоем

Коллекторы подразделяются на следующие виды:

а) коллекторы, собирающие сточные воды с отдельных бассейнов водоотведения;

б) главные коллекторы, принимающие и транспортирующие сточные воды двух и более коллекторов бассейнов;

в) загородные коллекторы, отводящие сточные воды транзитом (без присоединения) за пределы объекта к насосным станциям, очистным сооружениям или к месту их выпуска в водоем.

Трассировка коллекторов обычно осуществляется по пониженным участкам местности, что обеспечивает прокладку присоединяемых к ним вышележащих участков уличной сети на минимальной глубине.

Водоотводящая сеть всегда должна быть доступна для осмотра, промывки и прочистки от засорения, поэтому на ней устраивают **смотровые колодцы**. Для приема атмосферных сточных вод предусматривают дождеприемники, представляющие собой круглые или прямоугольные в плане колодцы с металлической решеткой сверху.

Пересечение коллекторов с железными дорогами, реками, оврагами осуществляют путем устройства **дюкеров**, эстакад и др.

При необходимости подъема сточных вод на более высокие отметки из-за невозможности их дальнейшего самотечного транспортирования к очистным сооружениям или в водоем на сети устраивают **канализационные насосные станции**.

Очистные станции предназначены для очистки сточных вод и переработки их осадка. Очистные сооружения следует располагать ниже по течению реки относительно населенного пункта или промышленного предприятия, благодаря чему исключается опасность загрязнения водоема в пределах объекта. После очистки сточные воды через специальные устройства – выпуски – сбрасываются в водоем.

7.2. Схемы и системы водоотведения

Схемы водоотведения городов и промышленных комплексов могут быть:

- централизованными,
- децентрализованными,
- региональными.

При **централизованной схеме** сточные воды всех бассейнов водоотведения направляют по одному или нескольким коллекторам на единственную для всего города очистную станцию, которая расположена по течению реки, ниже города.

Децентрализованные схемы применяют в крупных городах в условиях как сильно пересеченного, так и очень плоского рельефа местности. В этом случае устраивают районную систему водоотведения с самостоятельными очистными сооружениями.

Для нескольких близко расположенных населенных пунктов и промышленных предприятий в промышленных и густонаселенных районах страны применяют **региональные схемы водоотведения**. В подобных схемах предусматривается одна очистная станция большой производительности вместо нескольких маломощных очистных сооружений.

В зависимости от того, как отводятся бытовые, производственные и атмосферные сточные воды – совместно или раздельно, системы водоотведения можно разделить на общесплавные, раздельные (полные или неполные) и полураздельные (см. рис. 6.2).

Под **общесплавной** понимается такая система водоотведения, при которой сточные воды всех видов отводятся к очистным сооружениям или в водоем по единой сети (рис. 6.2а). При организации общесплавной системы в период сильных дождей предусматривается сброс части сточных вод в водоем без очистки (ввиду значительного разбавления бытовых стоков атмосферными осадками) через специальные устройства – ливнепуски, размещаемые обычно на главном коллекторе вблизи водоема.

При **раздельной** системе водоотведения отдельные виды сточных вод отводятся по самостоятельным сетям (рис. 6.2б).

Полная раздельная система водоотведения имеет не менее двух сетей (бытовая и дождевая). Если составы производственных и бытовых сточных вод аналогичны, то производственные воды отводят по бытовой сети. Нередко характер загрязнения производственных сточных вод таков, что совместная очистка их с бытовыми сточными водами невозможна. В этом случае устраивают самостоятельную сеть для транспортирования производственных вод. Единая сеть для отвода атмосферных и условно-чистых производственных сточных вод называется **производственно-дождевой**.

Неполная раздельная система водоотведения является промежуточной стадией строительства полной раздельной системы. При проектировании неполной раздельной системы дождевая сеть не устраивается. Отвод атмосферных вод в водоем осуществляется по открытым лоткам, кюветам и канавам.

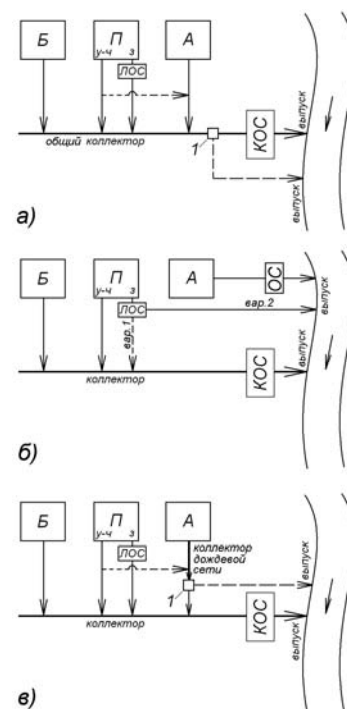


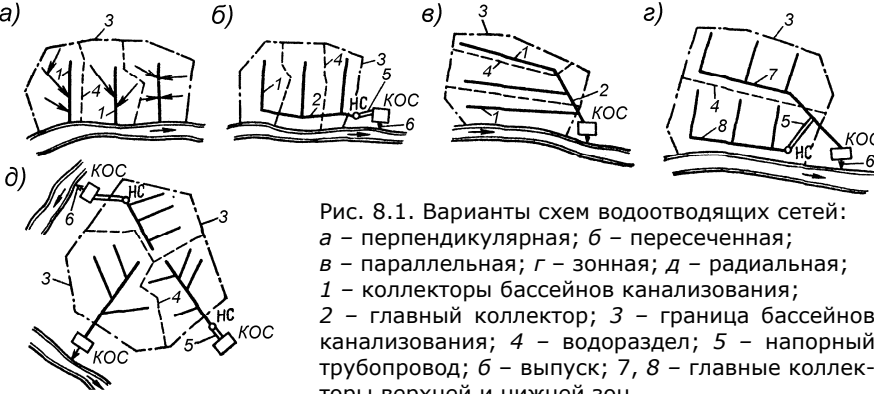
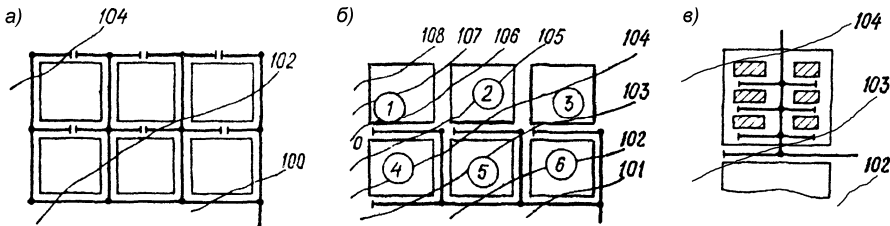
Рис. 7.2. Схемы общесплавной (а), раздельной (б) и полураздельной (в) системы водоотведения:

Б, П, А – соответственно бытовые, производственные загрязненные (з) и условно чистые (у-ч), атмосферные сточные воды; 1 – водосбросная камера; КОС – канализационные очистные сооружения; ЛОС – локальные очистные сооружения промышленного предприятия; ОС – сооружения очистки ливнестоков

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	------------------------	---------------------------	--	-------------------------------	--	---------------------

Общие сведения о системах Виб	При полураздельной системе водоотведения (рис. 6.2в) в местах пересечения самостоятельных водоотводящих сетей имеются водосбросные камеры для отвода различных видов сточных вод, позволяющие осуществлять перепуск наиболее загрязненных дождевых вод при малых расходах в бытовую сеть и отводить их по единому коллектору на очистные сооружения, а при ливнях сбрасывать сравнительно чистые дождевые воды непосредственно в водоем.
Системы и схемы водоснабжения	Рассмотренные системы водоотведения имеют достоинства и недостатки. Например, протяженность сети общесплавной системы на 30 – 35 % меньше протяженности двух самостоятельных сетей полной раздельной системы. Однако затраты на строительство сети при общесплавной системе значительно больше, чем при полной раздельной. Строительство общесплавных систем водоотведения целесообразно осуществлять лишь в тех случаях, когда требуется очистка сточных вод только от грубых механических примесей и при наличии водоемов с большим дебитом воды.
Источники водоснабжения и водозаборы	Определенные преимущества с точки зрения санитарного состояния населенных пунктов имеет полураздельная система водоотведения, при которой сброс атмосферных вод в водоем осуществляется периодически (только при сильных дождях), что практически исключает загрязнение водоема. Однако полураздельная система не получила широкого распространения вследствие высокой стоимости строительства.
Очистка природной воды	В нашей стране наибольшее распространение имеет полная раздельная система водоотведения. На промышленных предприятиях применяют общесплавные или раздельные системы.
Насосы и насосные станции	Выбор той или иной системы и схемы водоотведения должен производиться на основе тщательного изучения состава и свойств сточных вод, их количества, а также всех конкретных условий проектирования, включая как санитарные, так и технико-экономические соображения.
Водопроводные сети и сооружения на них	7.3. Нормы водоотведения. Расчетные расходы Основное требование, предъявляемое к водоотведению, – обеспечение пропускания через водоотводящие сети и сооружения расчетного расхода сточных вод. Чтобы определить расчетный расход сточных вод, необходимо знать численность населения и иметь подробные сведения о промышленных предприятиях.
Системы и схемы водоотведения	Нормой водоотведения называется расход сточных вод, л/сут, на одного жителя, пользующегося канализацией, или количество сточных вод (м³) на единицу продукции, выпускаемой предприятием. Расход бытовых сточных вод зависит от числа жителей, пользующихся канализацией, и нормы водоотведения бытовых вод. Норма водоотведения равна норме водопотребления и принимается по СНиП 2.04.02-84*.
Водоотводящие сети и сооружения на них	Сточные воды поступают в водоотводящую сеть неравномерно в течение года и суток. Неравномерность их поступления может характеризоваться ступенчатым или интегральным графиком, аналогичным соответствующему графику водопотребления.
Очистка сточных вод	Расчетные общие максимальные и минимальные расходы сточных вод определяются как произведения среднесуточных (за год) расходов сточных вод на коэффициенты общей неравномерности. Коэффициент общей неравномерности – это произведение коэффициентов суточной ($K_{сут}$) и часовой ($K_{ч}$) неравномерности: $K_{общ} = K_{сут} \cdot K_{ч}$. Расчетные расходы сточных вод могут быть определены по следующим формулам: для бытовых сточных вод от города $Q_{ср.сут} = nN_p / 1000 \text{ [м}^3\text{/сут];}$ $q_{макс.сут} = \frac{nN_p}{1000} K_{сут} = Q_{ср.сут} \cdot K_{сут} \text{ [м}^3\text{/сут];}$ $q_{макс.ч} = q_{макс.сут} / 24 \cdot K_{ч} = \frac{nN_p}{24 \cdot 1000} K_{сут} \cdot K_{ч} = \frac{nN_p}{24 \cdot 1000} K_{общ} \text{ [м}^3\text{/ч];}$ $q_{макс.с} = \frac{nN_p}{24 \cdot 3600} K_{общ} \text{ [л/с];}$
42	

Для пометок	для производственных сточных вод $Q_{\text{ср.сут}} = m M_{\text{сут}} [\text{м}^3/\text{сут}];$ $q_{\text{макс.с}} = \frac{m M_{\text{см}} \cdot 1000}{T \cdot 3600} K_{\text{ч}} [\text{л/с}];$ где N_p – расчетное число жителей; n – средняя норма водоотведения на одного жителя, л/чел; m – норма водоотведения производственных вод; $M_{\text{сут}}$, $M_{\text{см}}$ – количество выпускаемой продукции, соответственно, за сутки и за смену продолжительностью T, ч. Часть 8. Канализационные сети и сооружения на них Проектирование водоотведения осуществляется в соответствии со СНиП 40-03-99 (взамен СНиП 2.04.03-85), где приведены нормативные материалы для выбора системы водоотведения, типа и определения размеров водоотводящих сооружений, расчетных расходов сточных вод, гидравлического расчета водоотводящих сетей, технологического расчета очистных сооружений и пр. Водоотведение проектируется на определенный расчетный период, в течение которого оно должно иметь необходимую пропускную способность и соответствовать своему назначению без перестройки. Для городов этот период составляет 20 – 25 лет, а для промышленных предприятий он равен сроку работы предприятия с расчетной производительностью. 8.1. Схемы водоотводящих сетей Трассировка водоотводящих сетей зависит, в основном, от рельефа местности, грунтовых условий и расположения водоемов. Проектирование сетей осуществляется в такой последовательности: а) территорию канализуемого объекта разделяют линиями водоразделов на бассейны водоотведения; б) по пониженным местам трассируют коллекторы бассейнов; в) трассируют главные и загородные коллекторы, перехватывая коллекторы бассейнов в направлении к очистным сооружениям; г) трассируют уличные сети к коллекторам с таким расчетом, чтобы каждая ветка уличной сети имела минимальную длину. При расчете сети определяют места расположения насосных станций. Наиболее целесообразно размещать их в тех местах, где отдельные коллекторы, подходящие к насосной станции, имеют одинаковую глубину заложения. Ввиду большого разнообразия местных условий не представляется возможным использовать типовые решения схем водоотводящих сетей. Встречающиеся на практике схемы приближенно могут быть классифицированы следующим образом: перпендикулярная схема (рис. 8.1а) – коллекторы бассейнов трассированы перпендикулярно направлению движения воды в водоеме. Данная схема, в основном, применяется для сброса в водоем атмосферных сточных вод; пересеченная схема (рис. 8.1б) – коллекторы бассейнов трассированы перпендикулярно направлению движения воды в водоеме и перехвачены главным коллектором, трассированным параллельно реке. Обычно такую схему применяют при плавном падении рельефа местности к водоему и при необходимости очистки сточных вод; параллельная схема (рис. 8.1в) – коллекторы бассейнов трассированы параллельно направлению движения воды в водоеме или под небольшим углом к нему и перехвачены главным коллектором, транспортирующим сточные воды к очистным сооружениям перпендикулярно направлению движения воды в водоеме. Эту схему применяют при резком падении рельефа местности к водоему. Она позволяет исключить в коллекторах бассейнов канализования повышенные скорости движения, вызывающие разрушение трубопроводов; зонная схема (рис. 8.1г) – территория водоотведения разбивается на две зоны: с верхней сточные воды отводятся к очистным сооружениям самотеком, а с нижней они перекачиваются насосной	Общие сведения о системах Виб Системы и схемы водоснабжения Источники водоснабжения и водозаборы Очистка природной воды Насосы и насосные станции Водопроводные сети и сооружения на них Системы и схемы водоотведения Водоотводящие сети и сооружения на них Очистка сточных вод 43
--------------------	--	--

Общие сведения о системах Виб	станций. Каждая зона имеет схему, аналогичную пересеченной схеме. Зонную схему применяют при значительном или неравномерном падении рельефа местности к водоему и при отсутствии возможности осуществить водоотведение со всей территории самотеком; радиальная схема (рис. 8.1д) – очистка сточных вод осуществляется на двух или более очистных станциях; при этом сточные воды отводятся с территории децентрализованно. Данную схему применяют при сложном рельефе местности и в больших городах.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	Рис. 8.1. Варианты схем водоотводящих сетей: а – перпендикулярная; б – пересеченная; в – параллельная; г – зонная; д – радиальная; 1 – коллекторы бассейнов канализования; 2 – главный коллектор; 3 – граница бассейнов канализования; 4 – водораздел; 5 – напорный трубопровод; 6 – выпуск; 7, 8 – главные коллекторы верхней и нижней зон
Очистка природной воды	При проектировании по той или иной рассмотренной схеме требуется соблюдать следующие общие условия: – линии водоотводящей сети следует прокладывать прямолинейно; в местах изменения уклона линии или диаметра труб, поворотов сети, а также в местах соединения нескольких линий необходимо устраивать колодцы; – повороты линии и присоединения к ним следует выполнять под углом, равным или меньшим 90°.
Насосы и насосные станции	При проектировании водоотведения особое внимание уделяют трассированию уличных сетей. Различают три схемы трассирования уличных сетей: объемлющая трассировка (рис. 8.2а) – уличные сети опоясывают каждый квартал со всех четырех сторон. Эту схему применяют при плоском рельефе местности и больших кварталах;
Водопроводные сети и сооружения на них	трассировка по пониженной стороне квартала (рис. 8.2б) – уличные сети проложены лишь с пониженных сторон обслуживаемых кварталов. Эту схему используют при значительном падении рельефа местности; чрезквартальная трассировка (рис. 8.2в) – уличные сети проложены внутри кварталов. Данная схема позволяет значительно сократить протяженность сети, но затрудняет ее эксплуатацию.
Системы и схемы водоотведения	
Водоотводящие сети и сооружения на них	Рис. 8.2. Трассировка уличных сетей: а – объемлющая трассировка; б – трассировка по пониженной стороне квартала; в – чрезквартальная трассировка 8.2. Условия приема сточных вод в наружную водоотводящую сеть Возможность приема различных категорий сточных вод в водоотводящие сети отдельной и общесплавной систем водоотведения определяют исходя из состава загрязнений этих вод и целесообразности совместной их очистки с учетом санитарно-гигиенических и технико-экономических показателей. Совместное отведение и очистка бытовых и производственных сточных вод, как правило, являются наиболее целесообразными по технико-экономическим показателям, но в ряде случаев оказываются
Очистка сточных вод	
44	

Для пометок	недопустимыми из-за наличия в производственных сточных водах вредных и ядовитых веществ. В тех случаях, когда совместное отведение бытовых и производственных вод не удовлетворяет определенным условиям (изложенным в СНиП, правилах технической эксплуатации канализации и правилах приема производственных сточных вод в общегородские канализации), они отводятся и очищаются отдельно и могут быть приняты в водоотводящие сети только после предварительной очистки.	Общие сведения о системах Виб
	В городскую сеть не могут быть приняты без предварительной очистки производственные сточные воды, содержащие волокнистые вещества, жиры, масла, смолы, бензин, нефтепродукты, ядовитые и другие вещества, оказывающие разрушающее действие на материал труб и элементы сооружений. Температура производственных сточных вод не должна превышать 40 °С. Не допускается также сброс воды, которая может выделять ядовитые или взрывоопасные газы, а также сточных вод заводов черной металлургии, машиностроительных, химических комбинатов и др.	Системы и схемы водоснабжения
	На производственных сетях со стоками кислыми, радиоактивными или выделяющими взрывоопасные газы необходимо устанавливать соответствующие анализаторы, показания которых могут передаваться на расстояние. При нарушении абонентами правил сброса сточных вод в общегородские сети контрольные приборы должны давать соответствующие сигналы и импульсы на закрытие задвижки на выпуске сточных вод.	Источники водоснабжения и водозаборы
	8.3. Основные сведения по расчету сетей и сооружений	Очистка природной воды
	Водоотводящую сеть рассчитывают на частичное наполнение труб. Самотечный режим течения с частичным наполнением сечения трубопроводов позволяет:	Насосы и насосные станции
	– создать некоторый резерв в сечении труб для пропуска расхода, превышающего расчетный;	Водопроводные сети и сооружения на них
	– создать лучшие условия для транспортирования взвешенных загрязнений;	
	– обеспечить вентиляцию сети для удаления выделяющихся из сточной жидкости вредных и опасных газов.	
	Степень наполнения труб характеризуется отношением h/d .	Системы и схемы водоотведения
	Гидравлический расчет сети производится с использованием формул установившегося равномерного движения:	Водоотводящие сети и сооружения на них
	$q = \omega v; i = \frac{\lambda}{4R} \frac{v^2}{2g},$ где q – расход сточных вод; ω – площадь живого сечения; v – средняя скорость движения жидкости; i – гидравлический уклон; λ – коэффициент гидравлического трения; $R = \omega/\chi$ – гидравлический радиус (здесь χ – смоченный периметр); g – ускорение свободного падения. Коэффициент гидравлического трения λ зависит от шероховатости стенок трубопроводов (принимаемых по СНиП) и числа Рейнольдса, а также от вязкости жидкости. Для гидравлического расчета водоотводящей сети используют также формулу Шези: $v = c\sqrt{Ri}$, в которой коэффициент c определяется по формуле Павловского. Расчеты выполняют по таблицам или номограммам, составленным по указанным формулам. Конечной целью гидравлического расчета водоотводящих сетей являются определение диаметров и уклонов трубопроводов, а также составление продольного профиля сети. Для строительства водоотводящих сетей применяют трубы разнообразных сечений – круглые, полукруглые, овальные и эллиптические. Наиболее часто трубы круглого сечения, так как они обладают лучшей пропускной способностью, более просты и экономичны в изготовлении. При устройстве открытых каналов применяют сечения прямоугольной и трапецеидальной формы. В зависимости от системы водоотведения принимают следующие минимальные диаметры труб уличных сетей: при полной раздельной системе – 200 мм для бытовой сети и 250 мм для дождевой, при общесплавной системе – 250 мм.	Очистка сточных вод
		45

[illegible]

работ глубина заложения трубопроводов в сухих грунтах не должна превышать 7 – 8 м, в водонасыщенных – 5 – 6 м. При закрытом способе производства работ (щитовая проходка) глубина заложения сети практически не ограничивается. Однако стоимость строительства трубопроводов закрытым способом даже с применением современных приемов производства работ еще сравнительно велика, поэтому глубину заложения сети следует ограничивать.

При проектировании сетей водоотведения требуется увязка расположения трубопроводов в поперечном сечении проездов с расположением других подземных коммуникаций.

8.4. Устройство и оборудование водоотводящих сетей

Применяемые для устройства водоотводящих сетей материалы должны обладать достаточной прочностью, водонепроницаемостью, устойчивостью к коррозии и истиранию, иметь гладкую поверхность (минимальное гидравлическое сопротивление) и небольшую стоимость. Таким требованиям в наибольшей степени удовлетворяют керамические, бетонные, железобетонные и асбестоцементные трубы, а также кирпич и железобетон, из которых выполняют коллекторы. Для устройства водоотводящих сетей в последние годы применяют также полиэтиленовые, поливинилхлоридные, полипропиленовые трубы. Напорные канализационные трубопроводы изготавливают из чугуна, стали и асбестоцемента.

Керамические трубы (рис. 8.3а) изготавливают раструбными длиной 1000 и 1200 мм диаметром до 600 мм (ГОСТ 286-82). Внешнюю и внутреннюю поверхности труб покрывают глазурью, что придает им твердость, водонепроницаемость, гладкость и ряд других положительных свойств.

Бетонные трубы (рис. 8.3б), применяемые для устройства самотечных коллекторов, изготавливают диаметром 100 – 1000 мм (ГОСТ 20054-82), а **железобетонные** (рис. 8.3в) – диаметром до 4000 мм (ГОСТ 6482-79). Бетонные и железобетонные трубы изготавливают раструбными и фальцевыми вибрационным или центробежным способом.

Асбестоцементные безнапорные трубы, применяемые для устройства самотечных коллекторов, изготавливают без раструбов диаметром 150 – 600 мм, длиной 2,95 и 3,925 м (ГОСТ 1839-80). Соединяют асбестоцементные трубы с помощью муфт.

Полимерные трубы из полиэтилена, поливинилхлорида (ПВХ) и полипропилена применяют для устройства как самотечных, так и напорных участков водоотводящих сетей. Полиэтиленовые трубы выпускают диаметром до 1200 мм на давление до 2,5 МПа. Безнапорные спиральновитые трубы из полиэтилена выпускают диаметром 600 – 2000 мм. Полиэтиленовые трубы соединяют сваркой встык.

Трубы из ПВХ изготавливают раструбными диаметром до 250 мм и более, с уплотнением соединений с помощью резиновых колец.

Трубы из полиэтилена или полипропилена выпускают также двухслойными (см. рис. 8.3г). Такая труба представляет собой особую литую двустенную конструкцию, в которой наружная стенка гофрированная, а внутренняя – гладкая. Гофрированный внешний слой значительно повышает уровень кольцевой жесткости, что позволяет таким трубам выдерживать значительные горизонтальные нагрузки.

Для напорных трубопроводов используют также железобетонные, асбестоцементные, реже чугунные и стальные напорные трубы.

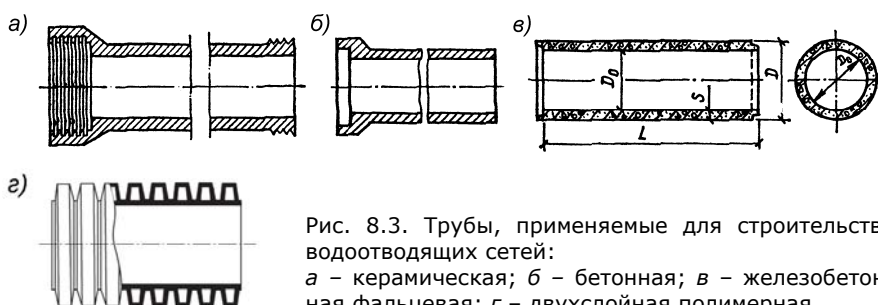
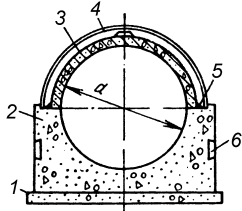
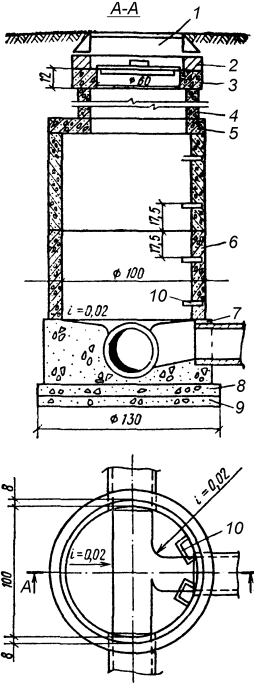


Рис. 8.3. Трубы, применяемые для строительства водоотводящих сетей:
а – керамическая; б – бетонная; в – железобетонная фальцевая; г – двухслойная полимерная

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	------------------------	---------------------------	--	-------------------------------	--	---------------------

Общие сведения о системах Виб		Раструбные и муфтовые соединения труб самотечных линий заделывают смоляной пеньковой прядью (конопаткой) и устраивают асфальтовый, асбестоцементный или цементный замок. Стык с асфальтовым замком эластичен и хорошо противостоит химическим воздействиям сточных вод. Асбестоцементные и цементные замки создают значительную жесткость, поэтому их применяют при укладке труб на надежные основания. Для уплотнения стыков можно применять также резиновые кольца и кольца из поливинилхлоридной смолы. Коллекторы (рис. 8.4) могут быть выполнены из кирпича, керамических блоков и сборного железобетона.
Системы и схемы водоснабжения	Рис. 8.4. Водоотводящий коллектор: 1 – подготовка; 2 – бетонное основание; 3 – свод; 4 – бетонный пояс для заделки стыков свода; 5 – битум; 6 – пояс для крепления блоков основания	
Источники водоснабжения и водозаборы	Для осмотра, прочистки и вентиляции водоотводящей сети на ней сооружают смотровые колодцы. В зависимости от места расположения и назначения колодцы подразделяются на: – линейные, устраиваемые на прямолинейных участках сети через каждые 40 – 150 м по ее длине (чем больше диаметр труб, тем больше расстояние между колодцами); – поворотные, устанавливаемые в местах изменения уклона канализационной линии и ее направления в плане; – узловые, размещаемые в местах соединения линий; – контрольные, устраиваемые в местах присоединения внутриквартальных и заводских сетей к уличным в пределах застройки кварталов.	
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции	Колодцы на водоотводящей сети можно выполнять из кирпича и сборного железобетона, а также в ряде случаев из пластика. В плане они могут иметь круглую или прямоугольную форму. Канализационный колодец (рис. 8.5) состоит из основания (подготовки, плиты и набивного лотка), цилиндрической рабочей камеры и горловины. Диаметр рабочей камеры круглого колодца должен быть не менее 1 м, а диаметр горловины – не менее 0,7 м. Длина прямоугольного в плане колодца 1 м, а ширина должна превышать диаметр наибольшей трубы на 0,4 м.	
Водопроводные сети и сооружения на них	Для соединения трубопроводов, уложенных на различной глубине, на канализационной сети сооружают перепадные колодцы.	
Системы и схемы водоотведения	В практике проектирования нередко приходится разрабатывать способы пересечения водоотводящих трубопроводов с различного рода препятствиями (реками, железными и автомобильными дорогами и т.д.). При небольшой разнице в отметках расположения сети и препятствия пересечение целесообразно устраивать в виде дюкера (рис. 8.6), который состоит из двух (не менее) линий трубопроводов, прокладываемых под препятствием и работающих полным сечением, и двух камер. Жидкость движется по трубопроводам под действием напора, который устанавливается вследствие разности отметок уровней воды в верхней и нижней камерах.	
Водоотводящие сети и сооружения на них		Рис. 8.5. Типовой колодец из стандартных железобетонных колец для уличной сети диаметром 150 – 600 мм: 1 – круглый люк с крышкой; 2 – кирпичная кладка; 3 – опорное кольцо; 4 – кольцо диаметром 700 мм и высотой 300 – 600 мм; 5 – плита; 6 – кольцо диаметром 1000 мм; 7 – регулировочные камни или кирпичная кладка; 8 – плита; 9 – щебеночная подготовка; 10 – скобы
Очистка сточных вод	Если водоотводящая сеть проходит значительно выше препятствия (овраги, суходолы), то пересечение целесообразно выполнять в виде самотечного трубопровода, укладываемого по эстакаде – мосту.	
48		

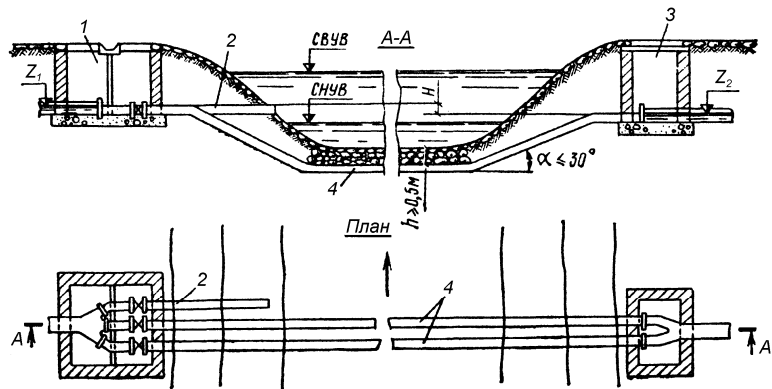


Рис. 8.6. Дюкер: 1 – верхняя камера; 2 – аварийный выпуск; 3 – нижняя камера; 4 – линии трубопроводов

8.5. Перекачка сточных вод

Перекачку сточных вод насосами предусматривают лишь в крайних случаях, т.е. если не удастся осуществить их отвод самотеком. Для перекачки в основном используют центробежные насосы. В зависимости от особенностей перекачиваемой жидкости к насосам предъявляются следующие требования:

- они не должны засоряться отбросами, содержащимися в сточной жидкости;
- конструкция насосов должна обеспечивать возможность прочистки рабочего колеса, корпуса и патрубков.

С этих требований насосы имеют ряд конструктивных особенностей:

- насосы изготавливают только одноколесными и без направляющих аппаратов;
- рабочие колеса имеют всего две – четыре лопасти;
- на корпусе насосов и на входном патрубке устраивают люки – ревизии.

Для перекачки сточных вод выпускаются насосы следующих марок: Ф, ФВ, НФ, НФВ. Можно применять насосы, рассчитанные на перекачку жидкостей с большим содержанием взвешенных частиц: земленасосы, торфонасосы и др.

Место расположения канализационных насосных станций (КНС) определяется при решении схемы водоотведения на основе технико-экономических расчетов. Как правило, КНС устраивают в самой пониженной части канализуемой территории с учетом санитарных, планировочных и гидрогеологических условий местности, наличия источников электропитания и возможности устройства аварийного выпуска.

Наиболее широкое распространение получили насосные станции шахтного типа с наземным павильоном (рис. 8.7). Насосная станция состоит из машинного отделения, в котором располагаются насосы, и приемного резервуара. Подземная часть насосных станций выполняется из бетона или железобетона, и наземная – из кирпича.

Приемный резервуар оборудуют решетками и дробилками для измельчения отбросов, задерживаемых решетками. Раздробленные отбросы обычно сбрасываются в поток сточной воды перед решеткой. Решетки, выполняемые из стальных стержней сечением 10х60 мм, устанавливают под углом 60 – 70° к горизонту. Ширина прозоров между стержнями назначается в зависимости от марки насоса.

Объем приемного резервуара определяют по графику притока и откачки сточных вод. Канализационные насосы подбирают по требуемому напору и максимальной подаче насосной станции. Максимальная подача насосной станции устанавливается по графику притока и откачки сточных вод. Как правило, ее принимают равной максимальной притоку сточных вод.

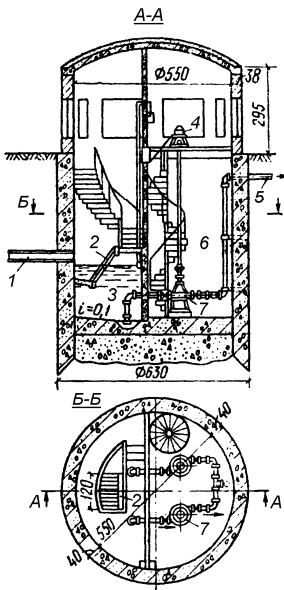
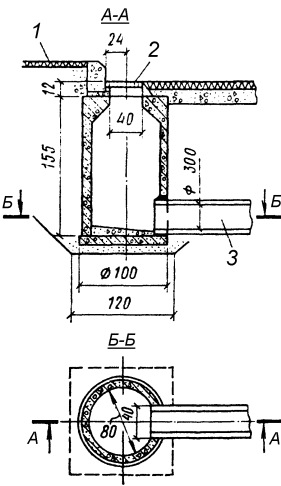


Рис. 8.7. Канализационная насосная станция шахтного типа:
1 – самотечный коллектор; 2 – решетка; 3 – приемный резервуар; 4 – электродвигатель; 5 – напорный трубопровод; 6 – машинное отделение; 7 – насос

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
49								

Общие сведения о системах ВиВ	8.6. Устройство дождевой сети Принципы трассирования водосточной сети аналогичны принципам трассирования бытовой водоотводящей сети. Водосточную сеть прокладывают вдоль городских проездов по кратчайшим расстояниям к водоемам, тальвегам и оврагам. Двухскатный поперечный профиль проезжей части обеспечивает стекание атмосферных вод в сторону дождеприемников, расположенных по обеим сторонам проезда. Атмосферные воды поступают в закрытую водосточную сеть через дождеприемники (рис. 8.8), представляющие собой колодцы, перекрытые приемной решеткой. В плане дождеприемники имеют прямоугольную или круглую форму. Дождеприемники располагают у бортовых камней проездов на расстоянии 50 – 80 м друг от друга. Гидравлический расчет дождевой сети производят по тем же формулам, что и расчет бытовой сети. Расчетный расход по отдельным участкам дождевой сети определяется по формуле: $q_{расч} = qF\psi,$ где q – интенсивность дождя, л/(с·га); F – площадь стока, га; ψ – коэффициент стока. Интенсивность дождя: $q = \frac{20^n \cdot q_{20} \cdot (1 + c \ln p)}{t^n},$ где q_{20} – интенсивность дождя продолжительностью 20 мин повторяемостью 1 раз в год (величина постоянная для определенного района); n, c – величины, учитывающие климатические особенности района; p – период однократного переполнения сети; t – расчетная продолжительность дождя, мин, принимаемая равной времени добегания воды от наиболее удаленной точки площади стока до расчетного сечения. Коэффициент стока, который зависит от рода поверхности (асфальт, грунтовая дорога, растительный слой), рельефа местности, а также от интенсивности дождя и его продолжительности, можно определять по формуле: $\psi = q_c/q,$ где q и q_c – расходы атмосферных вод, соответственно, выпадающих на 1 га и стекающих в дождевую сеть с 1 га.
Системы и схемы водоснабжения	
Источники водоснабжения и водозаборы	
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	8.7. Бестраншейные методы восстановления (санации) водоотводящих и водопроводных сетей Находящиеся в эксплуатации водопроводные и водоотводящие трубопроводы подвержены как естественному старению, так и преждевременному износу и авариям, что требует их замены или ремонта. Для этого обычно отрывают траншеи, извлекают поврежденные участки и заменяют их новыми. В последние годы в различных странах мира (особенно в городах-мегаполисах) нашли широкое распространение бестраншейные технологии восстановления трубопроводов, которые становятся неотъемлемой частью комплекса мероприятий по реконструкции коммунальных сетей в условиях плотной городской застройки, интенсивных транспортных и пассажиропотоков. Под бестраншейным восстановлением (санацией) водоотводящих сетей понимается проведение пространственно-ограниченных земляных и других ремонтно-восстановительных работ на участках трубопроводов, включая сооружения и арматуру на сети (колодцы, задвижки и т.д.). В результате санации трубопроводу придается требуемая механическая прочность, полностью восстанавливается его структура, а также обеспечивается соблюдение проектной пропускной способности. Под восстановлением структуры трубопровода понимают ликвидацию дефектов, вызванных как старением и повреждением труб, так и некачественным монтажом труб, а также удаление отложений и инородных включений, появившихся в процессе эксплуатации водопроводных и водоотводящих сетей.
Водоотводящие сети и сооружения на них	
Очистка сточных вод	
50	

Для пометок	Срок службы трубопроводов зависит от материала, из которого они изготовлены: для стальных водопроводных трубопроводов срок эксплуатации составляет 20 лет, а для чугунных – 60 лет. Однако старение коммунальных сетей водоснабжения и водоотведения и снижение их пропускной способности может наступить в более ранние сроки (через 5 – 10 лет после прокладки) из-за влияния ряда факторов: несоответствия материала труб условиям эксплуатации, нарушения условий прокладки в тех или иных грунтах, агрессивного характера вод, коррозии стенок, отложений взвешенных веществ, окислов марганца и железа, биообрастаний и т.д. Основным видом повреждений, вызывающих аварии на водопроводных сетях из стальных труб, являются сквозные прожвательства – свищи, а на сетях из чугунных труб – нарушение герметичности раструбных соединений и переломы труб. Преобладающее число повреждений приходится на трубы малых диаметров (до 200 мм), что составляет около 75 % их общего количества. Поврежденные трубопроводы восстанавливаются путем нанесения на их внутреннюю поверхность следующих защитных материалов: – сплошных набрызговых покрытий на основе цементно-песчаных растворов, а также эпоксидных смол; – сплошных покрытий в виде гибких полимерных рукавов (оболочек, мембран, рубашек) или труб из различных материалов; – сплошных покрытий из отдельных элементов на основе листовых материалов (гибкого полиэтилена или твердого стеклопластика); – спиральных полимерных оболочек; – точечных (местных) покрытий. Набрызговые покрытия на основе цементно-песчаных растворов используются уже более 40 лет. Работы по нанесению таких покрытий выполняются методом центрифугирования или центробежного набрызга. Цементно-песчаные покрытия являются надежным средством ликвидации различного рода дефектов на внутренней поверхности стальных и чугунных труб, а также антикоррозионным материалом, однако не могут быть использованы для восстановления сильно разрушенных трубопроводов. Сплошные покрытия в виде гибких полимерных рукавов или труб из различных материалов применяются как для водопроводных, так и для водоотводящих труб диаметром 100 – 900 мм. При этом методе санации наряду с обеспечением полной герметичности стенок трубопроводов достигается их высокая сопротивляемость динамическим нагрузкам. Введение в трубопровод и закрепление в нем оболочек может достигаться либо путем протаскивания бесшовного покрытия на всю длину восстанавливаемого участка между двумя колодцами с последующим прижатием его специальным грузом или подачей под давлением горячего воздуха (водяного пара), либо постепенным введением скрученной в рулон оболочки в виде чулка (лайнера) с прижатием ее к стенке давлением жидкости. Сплошные покрытия из отдельных элементов на основе листовых материалов. Технология нанесения гибкого защитного листового материала с зубчатой скрепляющей структурой предназначена для восстановления водоотводящих коллекторов и заключается в протяжке листового материала в saniруемый трубопровод, плотном креплении к нему цементирующим материалом и экструзионной сварки под давлением. Спиральные полимерные оболочки применяются для восстановления безнапорных трубопроводов систем водоотведения. Они позволяют облицовывать внутреннюю поверхность трубопроводов поливинилхлоридной лентой. Точечные (местные) защитные покрытия применяют для ликвидации одиночных (точечных) сквозных, в том числе, периферийных трещин, вызванных подвижкой грунта (например, при проведении вблизи трасс земляных работ, воздействием на трубопроводы сверхнормативных нагрузок от дорожного движения, землетрясений и т.д.), или местной (очаговой) коррозией стенок трубопроводов. Покрытия для точечного ремонта могут также использоваться в качестве герметичных соединений отдельных труб при реализации различных способов бестраншейного восстановления сетей. Защитные покрытия могут быть в виде отвердевающих жидкостей или вязких составов, профильных резиновых уплотнителей, нерж. гильз.	Общие сведения о системах Виб
		Системы и схемы водоснабжения
		Источники водоснабжения и водозаборы
		Очистка природной воды
		Насосы и насосные станции
		Водопроводные сети и сооружения на них
		Системы и схемы водоотведения
		Водоотводящие сети и сооружения на них
		Очистка сточных вод
	51	

Часть 9. Очистка сточных вод

9.1. Состав и свойства сточных вод. Виды загрязнений

В зависимости от природы образования (бытовые, производственные или дождевые/поверхностные) сточные воды значительно отличаются друг от друга по составу, биологической активности, гигиеническому значению, требуемым методам очистки. В большинстве случаев на городские очистные сооружения поступает смесь бытовых и производственных сточных вод (т.н., городские сточные воды).

Проектирование вновь строящихся и реконструируемых сооружений для очистки сточных вод, в том числе и дождевых, для населенных пунктов, объектов народного хозяйства и индивидуальной застройки регламентируется СНиП 40-03-99.

Сточные воды представляют собой сложные системы, в которых органические и минеральные загрязнения находятся в растворенном, коллоидном и нерастворенном состояниях. Состав городских сточных вод и концентрация в них загрязнений определяются, в основном, нормами водопотребления, а также составом производственных сточных вод. Наблюдаются значительные изменения загрязнений сточных вод по сезонам года, дням недели и часам суток, что связано с бытовой и производственной деятельностью жителей населенного пункта.

Установлено, что загрязнения, вносимые в сточные воды от бытовой деятельности населения, в среднем сравнительно постоянны, поэтому их можно нормировать. Согласно СНиП 40-03-99 на одного жителя приходится следующее количество основных загрязнений, г/сут:

взвешенные вещества.....	65
БПК _{полн} неосветленной жидкости.....	75
ХПК.....	120
азотаммонийные соли.....	8
фосфаты (P ₂ O ₅).....	3,3
в том числе от моющих веществ.....	1,6
хлориды (Cl).....	9
поверхностно-активные вещества (ПАВ)	2,5

Производственные сточные воды весьма разнообразны по своему минеральному и органическому составу, зависящему от исходного сырья, организации технологического процесса, удельного расхода воды на единицу продукции и других факторов. В связи с тем, что в промышленно развитых городах количество производственных сточных вод составляет 30 – 35 % общего количества городских сточных вод, городские очистные сооружения рассчитывают, в основном, на загрязнение веществами бытового происхождения. Основная же часть загрязнений промышленного происхождения должна быть задержана на очистных сооружениях промышленных предприятий с тем, чтобы не создавалось аварийных ситуаций в системе водоотведения и при очистке сточных вод города.

Нормы водопотребления в городах, количество производственных сточных вод и их состав различны. Это обуславливает разнообразие в проектировании и эксплуатации сооружений городских станций очистки сточных вод.

Качественная характеристика сточных вод включает большой перечень показателей, из которых определяющими для проектирования и расчета сооружений канализации являются: температура, содержание взвешенных и оседающих веществ, биохимическая и химическая потребности в кислороде (БПК и ХПК), величина pH, сухой и плотный остаток, содержание различных форм азота и фосфора, содержание синтетических поверхностно-активных веществ (СПАВ).

Основной составляющей сточных вод являются органические вещества, степень загрязнения которыми можно определить по количеству кислорода, которое необходимо для их окисления с помощью аэробных микроорганизмов – минерализаторов. Это количество кислорода называется **биохимической потребностью в кислороде (БПК)** и выражается количеством кислорода в миллиграммах на 1 л (мг/л) или в граммах на 1 м³ (г/м³). Величину БПК сточной жидкости определяют лабораторным путем, индекс внизу обозначает длительность определения – 20 или 5 суток; очевидно, что БПК₂₀ (как правило, равна БПК_{полн}) будет больше БПК₅ (примерно на 15 – 20 %). БПК_{полн}

Для пометок	городских сточных вод, как правило, не бывает более 500 мгО₂/л. Для более полной оценки содержания органического вещества в сточной воде определяют химическое потребление кислорода. Химической потребностью в кислороде (ХПК) является количество кислорода, требуемое для химического окисления органических веществ сточной воды до конечных минеральных продуктов окисления. Таким образом, ХПК сточных вод должна быть обязательно выше БПК_{полн}, так как не все органические вещества окисляются биологически (микроорганизмами) и не обязательно до конечных, простых продуктов окисления. Рекомендуется, чтобы ХПК городских сточных вод, поступающих на очистные сооружения, не должна более чем в 1,5 раза превышать БПК_{полн}, т.е. превышать 750 мгО₂/л. По разности между значениями ХПК и БПК_{полн} можно судить о соотношении между бытовыми и производственными сточными водами в их смеси. Чем выше эта разность, тем больше количество производственных сточных вод, так как в последних, как правило, содержатся трудноокисляемые или биологически неокисляемые органические вещества. Содержание взвешенных веществ – один из главных показателей качества сточных вод, по которому рассчитывают сооружения для отстаивания и определяют количество образующихся осадков. Концентрация взвешенных веществ в городских сточных водах обычно составляет 100 – 500 мг/л. Оседающие вещества являются частью взвешенных веществ, которая оседает на дно сосуда за 2 ч отстаивания. В городских сточных водах оседающие вещества составляют 65 – 75 % взвешенных веществ по весу. Количество сухого и плотного остатка в воде дает представление об общем количестве загрязнений: в первом случае в натуральной пробе, а во втором – в фильтровальной, а прокаливание сухого и плотного остатков и определение потерь массы после прокаливания позволяют получить примерное соотношение минеральной и органической частей загрязнений. Необходимо также определять содержание азотных форм и фосфора в сточных водах, так как они являются основными биогенными элементами питания микроорганизмов, обеспечивающих биологическую очистку сточных вод. Содержание биогенных элементов должно быть не менее 5 мг/л азота N и 1 мг/л фосфора P на каждые 100 мг/л БПК_{полн}. Концентрация аммонийного азота в сточной воде является одним из дополнительных показателей ее загрязненности хозяйственно-бытовыми загрязнениями. Определение синтетических поверхностно-активных веществ (СПАВ) в сточных водах обязательно, так как эта группа химических соединений отрицательно влияет на работу очистных сооружений городских канализаций и санитарное состояние водоемов. Предельно допустимая концентрация (ПДК) СПАВ для сооружений биологической очистки составляет 10 – 20 мг/л. Биологические загрязнения в сточных водах представлены бактериями, вирусами, грибами, мелкими водорослями, гельминтами, поэтому сточные воды опасны в эпидемиологическом отношении. При анализе сточных вод на биологические загрязнения определяют общий счет бактерий, число бактерий кишечной группы и число яиц гельминтов. Содержание сульфатов и хлоридов в сточных водах определяют в качестве основных показателей минеральных загрязнений. В процессе очистки сточных вод на городских очистных сооружениях сульфаты и хлориды не задерживаются, никаких изменений не претерпевают и в пределах ПДК не оказывают влияния на физико-химические и биологические процессы обработки воды и осадков. К группе токсичных веществ относятся железо, никель, медь, свинец, цинк, хром (особенно шестивалентный), мышьяк, сурьма, алюминий и т.д. Эти вещества при превышении их пороговых концентраций оказывают отрицательное воздействие на микрофлору, осуществляющую биологическую очистку сточных вод. Перечень и нормативы загрязнений, принимаемых в системы городской канализации, перечень веществ, запрещенных к сбросу в системы водоотведения, определяются «Правилами приема производственных сточных вод в системы канализации населенных пунктов».	Общие сведения о системах Виб Системы и схемы водоснабжения Источники водоснабжения и водозаборы Очистка природной воды Насосы и насосные станции Водопроводные сети и сооружения на них Системы и схемы водоотведения Водоотводящие сети и сооружения на них Очистка сточных вод 53
-------------	---	--

Общие сведения о системах Виб	9.2. Степень очистки и условия спуска очищенных сточных вод в водоемы Поступление (сброс) сточных вод в водоем обуславливается требованиями «Правил охраны поверхностных вод». При поступлении в водоем сточных вод, содержащих загрязняющие вещества, качество воды в нем изменяется, поэтому устанавливаются специальные санитарно-химические нормативы в зависимости от категории водоемов. Все водоемы разбиты на три категории: для хозяйственно-питьевого водоснабжения, для коммунально-бытового водопользования (отдых, купание, спорт), рыбохозяйственного назначения. Концентрация поступающих в водоем загрязняющих веществ регламентируется разбавлением и прохождением комплекса химических, физико-химических и биологических процессов превращений и деструкции этих веществ, который называется процессом самоочищения водоема. Указанные выше правила устанавливают допустимые нормативы сброса сточных вод для большого количества загрязняющих веществ, из которых рассмотрим только основные. Установлено, что вода водоемов питьевого и коммунально-бытового водопользования не должна приобретать запахи и привкусы интенсивностью более 1 балла. На поверхности водоема не должно быть плавающих пленок, пятен минеральных масел, скоплений различных примесей. Окраска воды не должна обнаруживаться: для водоемов питьевого пользования, в столбике воды высотой 20 см, для водоемов коммунально-бытового пользования – высотой 10 см. В соответствии с общими требованиями к составу и свойствам воды водоемов всех категорий в результате сброса сточных вод реакция среды может изменяться только в пределах 6,5 – 8,5, а температура воды летом не должна повышаться более чем на 3 °С по сравнению с наиболее высокой. Чтобы ограничить поступление в водоем сточных вод, содержащих взвешенные вещества, устанавливается норма как на увеличение их количества (на 0,25 и 0,75 мг/л, в зависимости от категории), так и на гидравлическую крупность, которая не должна превышать 0,4 мм/с для проточных водоемов и 0,2 мм/с – для непроточных. Большое значение в процессе самоочищения водоемов имеет концентрация кислорода в воде, минимально нормативное значение которой устанавливается 4 мг/л (6 мг/л – для водоемов рыбохозяйственного назначения) в любой период года в пробе воды, отобранной в 12 ч дня. При определении концентрации растворенного кислорода в воде водоема после сброса сточных вод нужно обязательно учитывать реаэрацию (поверхностное насыщение воды кислородом воздуха). Наличие растворенного кислорода в воде водоема при прочих равных условиях находится в прямой зависимости от БПК. Чем больше показатель БПК, тем меньше в воде растворенного кислорода, так как он потребляется на биологические процессы окисления органических веществ. БПК_{полн} не должна превышать 3 мгО₂/л в водоемах питьевого водопользования и 6 мгО₂/л в водоемах коммунально-бытового водопользования. Химическое потребление кислорода (ХПК) не должно превышать для водоемов хозяйственно-питьевого назначения 15 мгО₂/л и 30 мгО₂/л для коммунально-бытового. Химические вещества при сбросе сточных вод не должны содержаться в воде водотоков и водоемов в концентрациях, превышающих нормативы предельно допустимых концентраций (ПДК). В соответствии с общими требованиями к составу и свойствам воды водоемов очищенные стоки не должны содержать возбудителей заболеваний. Контроль за их наличием в воде водоемов и очищенных сточных водах осуществляется по обобщающему показателю – количеству бактерий кишечной группы. Эти бактерии обладают большой приспособляемостью к существованию во внешней среде и поэтому обнаруживаются, даже когда большая часть патогенных микроорганизмов отмирает. В настоящее время принято считать чистыми водоемы, в 1 л воды которых содержится не более 10 тыс. бактерий кишечной группы. Анализ санитарно-химических показателей качества сточных вод и учет нормативных требований, предъявляемых к воде водоемов, которые являются приемниками сточных вод, позволяют определить необходимую степень очистки сточных вод.	
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды		
Насосы и насосные станции		
Водопроводные сети и сооружения на них		
Системы и схемы водоотведения		
Водоотводящие сети и сооружения на них		
Очистка сточных вод		
54		

9.3. Методы очистки сточных вод

Методы очистки сточных вод, общая технологическая схема, состав сооружений определяются в зависимости от требуемой степени очистки, количества сточных вод, климатических и других местных условий. Разделяют механические, физико-химические и биологические методы очистки сточных вод.

В результате **механической очистки** из сточных вод удаляются загрязнения, находящиеся в ней, главным образом, в нерастворенном и, частично, коллоидном состоянии. Для механической очистки используют решетки, песколовки, отстойники, жиroleвки, нефтеловушки, маслоотделители, гидроциклоны, центрифуги, фильтры и др.

К **физико-химическим методам** относятся коагулирование, нейтрализация, экстракция, сорбция, электролиз и др. При коагулировании в сточные воды вводят реагент, способствующий укрупнению частиц (коагуляции), вследствие чего увеличивается количество задержанных нерастворенных веществ. Такой вид очистки применяют для ускорения осаждения взвешенных веществ.

Биологические методы очистки основаны на жизнедеятельности микроорганизмов, способствующих окислению и минерализации органических веществ, которые находятся в сточных водах в растворенном виде, в виде тонких суспензий или коллоидов. Биологическая очистка сточных вод осуществляется двумя методами: в условиях, близких к естественным (поля орошения и поля фильтрации), и в искусственно созданных условиях (биофильтры, аэротенки). Очистка сточных вод в естественных условиях происходит довольно медленно, значительно интенсивнее она осуществляется на биологических фильтрах и аэротенках.

Дезинфекция сточных вод производится хлором, хлорной известью или гипохлоритом натрия, озоном, ультрафиолетовым излучением.

Обработка осадка, образующегося в процессе очистки сточных вод, заключается в предварительной стабилизации с последующим обезвоживанием в естественных (иловые площадки) или искусственных условиях (сооружения механического обезвоживания). При необходимости обезвоженные осадки могут подвергаться сушке или сжиганию.

Очистку сточных вод проводят последовательно на ряде сооружений; механическая очистка, как правило, предшествует биологической. Вначале сточные воды очищают от нерастворенных, а затем уже от растворенных органических загрязнений. На рис. 9.1 показана распространенная схема совместной очистки городских сточных вод.

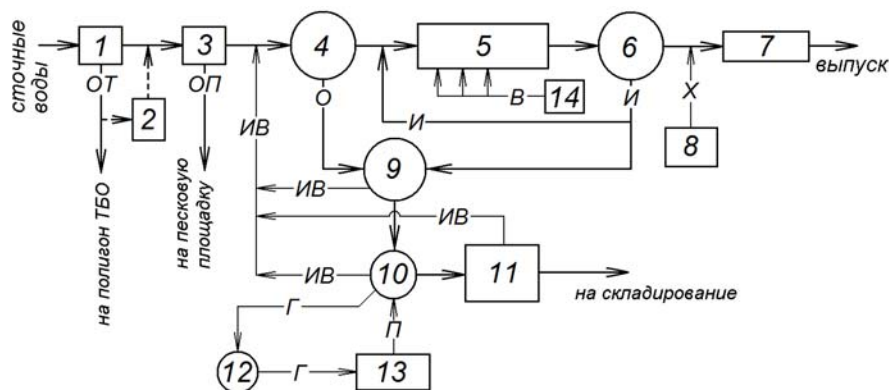


Рис. 9.1. Схема механической и биологической (на аэротенках) очистки сточных вод: 1 – решетки; 2 – дробилки; 3 – песколовки; 4 – первичные отстойники; 5 – аэротенки; 6 – вторичные отстойники; 7 – контактный канал; 8 – хлораторная; 9 – илоуплотнители; 10 – метантенки; 11 – сооружения промывки и уплотнения сброженного осадка; 12 – газгольдер; 13 – котельная; 14 – воздушодувки; ОТ – отбросы; ОП – осадок на песковые площадки; О – осадок; И – ил; В – воздух; Х – хлор; ИВ – иловая вода; Г – газ; П – пар или горячая вода

9.3.1. Сооружения механической очистки

При механической очистке сточная жидкость проходит через решетки, песколовки для улавливания песка и поступает на первичные отстойники для отстаивания. Уловленные на решетках загрязнения могут вывозиться на мусороперерабатывающие предприятия или после дробления возвращаться в поток очищаемой жидкости.

Общие сведения о системах Виб
Системы и схемы водоснабжения
Источники водоснабжения и водозаборы
Очистка природной воды
Насосы и насосные станции
Водопроводные сети и сооружения на них
Системы и схемы водоотведения
Водоотводящие сети и сооружения на них
Очистка сточных вод
55

Общие сведения о системах ВиВ	Решетки, как правило, выполняют роль защитных сооружений, подготавливающих сточные воды к дальнейшей очистке, и служат для извлечения крупных отходов. Решетки подразделяются на неподвижные, подвижные и совмещенные с дробилками. Очистку решеток от задержанных загрязнений можно производить вручную (граблями) и механическим способом с помощью специальных приспособлений. Решетка простейшего типа из металлических стержней показана на <i>рис. 9.2</i>. Ширина прозоров (расстояний между стержнями) в решетках должна быть не более 16 мм.
Системы и схемы водоснабжения	Рис. 9.2. Схема решетки: 1 – подводный лоток; 2 – решетка; 3 – настил; 4 – отводящий лоток
Источники водоснабжения и водозаборы	После решеток сточная вода на очистной станции попадает в песколовки, предназначенные для задержания минеральных примесей, содержащихся в сточной воде, что способствует улучшению работы последующих очистных сооружений и облегчает их эксплуатацию. Наряду с минеральными примесями в песколовках отстаиваются грубодисперсные примеси органического происхождения. Их содержание зависит от вида сточных вод, гидравлических условий и эксплуатации песколовки, и составляет 15 – 20%. По характеру движения воды различают песколовки горизонтальные, вертикальные и с вращательным движением воды (<i>рис. 9.3</i>). Последние, в зависимости от способа создания вращательного движения воды, разделяют на тангенциальные и аэрируемые. Для накопления осадка в песколовках предусматривается бункер и эжектор для откачки пульпы. Из песколовки осадок вывозится на песковые площадки или в специальные бункеры для обезвоживания.
Очистка природной воды	
Насосы и насосные станции	
Водопроводные сети и сооружения на них	
Системы и схемы водоотведения	Рис. 9.3. Основные схемы песколовки: а – вертикальная; б – горизонтальная с круговым движением воды; в – тангенциальная; г – аэрируемая; 1 – подача сточной воды; 2 – отвод воды; 3 – удаление пульпы; 4 – воздуховод; 5 – воздухораспределитель; 6 – сборник всплывающих веществ; 7 – отвод всплывающих веществ
Водоотводящие сети и сооружения на них	Для задержания нерастворимых органических загрязнений применяют отстойники. Отстойники, устанавливаемые перед сооружениями биологической очистки, называются первичными, а после них – вторичными. Отстойники подразделяются на горизонтальные, вертикальные и радиальные (см. <i>рис. 4.3</i>). Радиальные отстойники являются разновидностью горизонтальных; в настоящее время они получают все более широкое распространение. Радиальные отстойники диаметром 16 – 50 м устраивают с выпуском воды снизу или сверху по центральной трубе, очищаемая вода поступает в кольцевой лоток (<i>рис. 4.3в</i>). Дну отстойников придается уклон 0,001 – 0,02. Выпавший осадок перемещается к центрально расположенному приямку скребками, закрепленными на вращающей ферме. Из приямка осадок удаляется под действием гидростатического давления или с помощью насосов. Рыхлые осадки (например, активный ил) можно удалять непосредственно со дна отстойника с помощью илососов, укрепленных на вращающейся ферме. Плавающие на поверхности вещества (жиры, масла и т.п.) удаляются с помощью различных устройств, закрепленных на скребковых фермах на уровне зеркала воды в отстойнике, или через жиросборники. Для небольших сооружений используют вертикальные (круглые или квадратные в плане) или горизонтальные полочные отстойники.
Очистка сточных вод	
56	

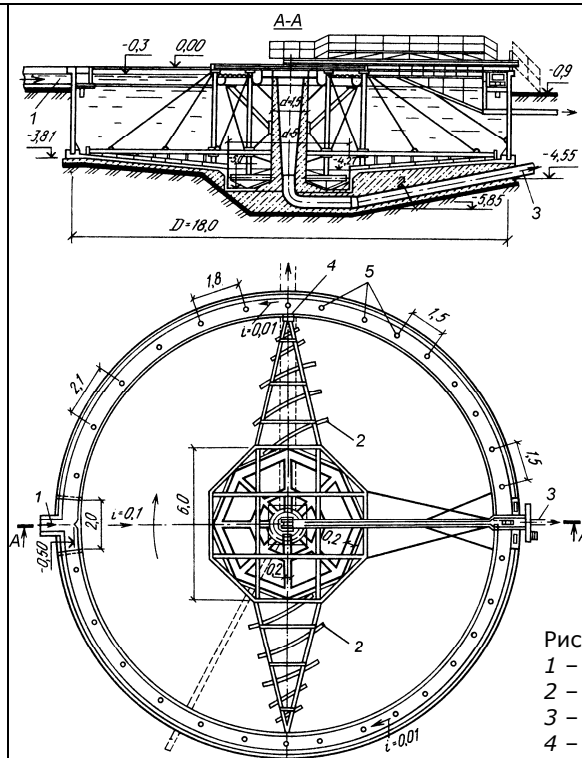


Рис. 9.4. Радиальный отстойник:
1 – водоподводящая труба;
2 – илоскреб;
3 – водоотводящая труба;
4 – ферма илоскреба; 5 – лоток

9.3.2. Сооружения биологической очистки

Для биологической очистки сточных вод применяют биологические фильтры (биофильтры), аэротенки или окситенки.

Для биологической очистки больших количеств сточных вод наиболее часто применяют **аэротенки** различных видов. Общими для всех аэротенков являются принципы их работы.

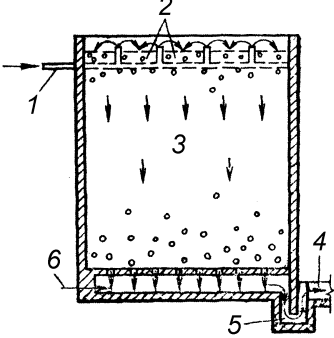
Очистка воды от загрязнений происходит с помощью *активного ила* (или биопленки в биофильтрах) – сообщества микроорганизмов, способных сорбировать на своей поверхности органические загрязнения и окислять их в присутствии кислорода воздуха. Ил непрерывно циркулирует в системе – отделяется во вторичных отстойниках и возвращается в воду перед аэротенками. Жизнедеятельность микроорганизмов сопровождается постоянным их приростом. Образующийся при этом избыточный активный ил уплотняется в илоуплотнителях и направляется на сбраживание в метантенках вместе с осадком из первичных отстойников. Осадок обезвоживают на иловых площадках или на вакуум-фильтрах, а затем сушат в термических печах.

Окислительная мощность аэротенков составляет 0,5 – 1,5 кг/сут на 1 м³ полезного объема сооружения и зависит от многих факторов физико-химической характеристики загрязняющих веществ и их концентрации, дозы активного ила и способа его подачи, количества подаваемого воздуха и способа его диспергирования, степени очистки и т.д. Конструктивно аэротенки представляют собой резервуары, разделенные перегородками таким образом, чтобы образовать длинный канал, оборудованный устройствами для интенсивной аэрации воды. По структуре потока различают: аэротенки-вытеснители, аэротенки-смесители и аэротенки с рассредоточенной подачей сточной воды.

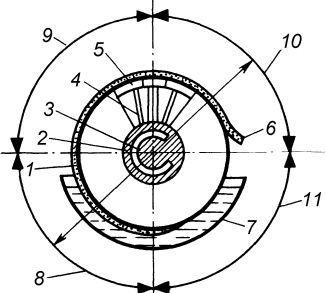
Одной из разновидностей аэротенков являются **окситенки**, основная особенность которых – большая интенсивность процесса биохимического окисления, чем в обычных аэротенках, за счет замены подаваемого воздуха техническим кислородом и повышения концентрации активного ила.

В **биофильтрах** в качестве фильтрующего материала используют шлак, щебень, керамзит, пластмассу, гравий и т.п., на которых развивается биологическая пленка (рис. 9.5). При выборе загрузки предпочтение следует отдавать материалам с развитой поверхностью (шлак, керамзит, кольца и решетки из пластмассы).

По способу поступления воздуха в загрузку биофильтры бывают с естественной (мощность сооружений до 1000 м³/сут) и принудительной подачей воздуха. Очищаемая сточная вода с помощью оросителей различных конструкций подается на биофильтры непрерывно или периодически с продолжительностью цикла 5 – 10 мин.

Общие сведения о системах ВиВ	 Рис. 9.5. Биофильтр с принудительной подачей воздуха: 1 – подающие трубы; 2 – водораспределительные устройства; 3 – загрузка; 4 – водоотводящие лотки; 5 – гидравлический затвор; 6 – воздухоподводящие трубы	Для пометок
Системы и схемы водоснабжения	Для образования биопленки, микроорганизмы которой адаптировались бы к органическим веществам очищаемых сточных вод, необходимо от двух-четырех недель до нескольких месяцев в зависимости от вида загрязнения и температуры сточных вод. По мере увеличения толщины пленки происходит отмирание нижних ее слоев и смыв их с поверхности загрузки биофильтра. При правильно принятой нагрузке на биофильтр процессы отмирания и нарастания биологической пленки идут параллельно, поэтому заиливания и заболачивания биофильтров не происходит. Особенностью биофильтров является образование меньшего количества избыточной биомассы (ила) по сравнению с аэротенками.	
Источники водоснабжения и водозаборы	9.3.3. Доочистка сточных вод	
Очистка природной воды	Глубокая очистка обеспечивает удаление остаточных загрязнений из сточных вод после сооружений механической и биологической очистки. Термин «глубокая очистка» может быть применен к любой системе, которая следует за биологической очисткой. Выражение «третичная очистка» часто употребляют как синоним глубокой очистки, принимая за первую ступень механическую, а за вторую ступень – биологическую очистку.	
Насосы и насосные станции	Применение глубокой очистки обусловлено, во-первых, задачей снижения нагрузки на водоемы, а во-вторых, целесообразностью повторного использования очищенных сточных вод, в частности, в системах технического водоснабжения промышленных предприятий. Глубокая очистка включает следующие основные процессы: – доочистку, которая обеспечивает уменьшение концентрации взвешенных веществ и суммарного количества органических веществ, оцениваемых по БПК;	
Водопроводные сети и сооружения на них	– удаление фосфора для борьбы с эвтрофикацией водоемов (массовым развитием водорослей); – нитрификацию и денитрификацию, направленные на снижение содержания органического либо аммонийного азота; – снижение цветности и удаление ПАВ; – обеззараживание и удаление патогенной микрофлоры.	
Системы и схемы водоотведения	Для доочистки сточных вод наиболее широко используется фильтрование через сетчатые барабанные фильтры и фильтры с зернистой загрузкой. Сетчатые барабанные фильтры применяют как для доочистки сточных вод (микрофильтры с размером ячейки сетки 20 – 40 мкм), так и в качестве вспомогательных устройств для задержания крупных загрязнений перед зернистыми фильтрами (барабанные сетки с размером ячеек 0,3 – 0,5 мм).	
Водоотводящие сети и сооружения на них	При фильтровании через барабанные сетки и микрофильтры достигается снижение взвешенных веществ на 20 – 25 % и 50 – 60 % соответственно, БПК_{полн} – соответственно на 5 – 10 и 25 – 30 %. В качестве зернистых фильтров обычно используют открытые (безнапорные) скорые фильтры с нисходящим (сверху вниз) потоком очищенной воды, аналогичные скорым фильтрам, предназначенным для очистки природных вод.	
Очистка сточных вод	Для снижения содержания аммонийного и органического азота используют более глубокую биологическую очистку, при которой создают такие условия (аэрационный и гидравлический режимы), чтобы в процессе жизнедеятельности микроорганизмов шли процессы нитрификации и денитрификации. Эти процессы организуют либо в основных сооружениях биологической очистки – аэротенках, либо в отдельных дополнительных емкостных сооружениях. Снижение цветности, удаление ПАВ и органических соединений достигается, например, с помощью озонирования.	
58		

Для пометок	9.3.4. Обеззараживание очищенных сточных вод					Общие сведения о системах Виб	
	Обеззараживание очищенных сточных вод производится с целью уничтожения оставшихся в них патогенных микроорганизмов и устранения опасности заражения воды водоема. После биологической очистки количество бактерий в сточных водах значительно уменьшается. Так, при биологической очистке сточных вод на искусственных сооружениях (на биофильтрах или аэротенках) общее содержание бактерий уменьшается на 95 %, при очистке на полях орошения – на 99 %. Однако полностью уничтожить болезнетворные бактерии можно только обеззараживанием сточных вод. Сточные воды обеззараживают различными способами. До настоящего времени наибольшее распространение имеет способ хлорирования сточных вод. Хлор вводят в сточную воду или в виде хлорной извести, гипохлорита натрия или в газообразном виде. В зависимости от местных условий, степени очистки сточных вод, категории водоема принимаются разные дозы хлора. Ориентировочно (согласно СНиП 40-03-99) для отстоянной сточной воды доза хлора составляет 10 мг/л, для биологически очищенной сточной воды – 3 мг/л. Чтобы обеспечить бактерицидный эффект, хлор перед сбросом в водоем следует держать в контакте со сточной водой до 30 мин. Для обеззараживания сточных вод можно использовать озон, однако этот метод достаточно дорогостоящ. Наиболее перспективным методом обеззараживания является ультрафиолетовое излучение, широко внедряемое на московских станциях аэрации. После глубокой очистки и эффективного обеззараживания сточные воды могут повторно использоваться в различных областях промышленности. Возможность и целесообразность повторного использования сточных вод определяются санитарными, техническими и экономическими факторами. Повторное и многократное использование очищенных сточных вод в различных отраслях промышленности и сельского хозяйства является действенной мерой охраны водных источников от загрязнения и истощения.						Системы и схемы водоснабжения
						Источники водоснабжения и водозаборы	
							Очистка природной воды
						Насосы и насосные станции	
	9.3.5. Сооружения для обработки осадка сточных вод						Водопроводные сети и сооружения на них
	Обработка осадков, образующихся в процессе очистки сточных вод, – важный и сложный технологический процесс в составе всего комплекса канализационных очистных сооружений. Образующиеся осадки представляют собой смесь минеральных и органических веществ различных составов и происхождения. Их концентрация составляет 20 – 100 г/л, а объем (по сравнению с объемом очищаемых стоков) – от 0,5 до 2 % для станций совместной очистки бытовых и производственных сточных вод и от 10 до 30 % для локальных очистных сооружений. Условно осадки можно разделить на три основные категории: минеральные, органические и избыточные активные илы. Основные задачи современной технологии обработки осадков – превращение их в продукт, не вызывающий загрязнения окружающей среды, а также утилизация ценных компонентов осадков. В зависимости от свойств осадков эти задачи решаются стабилизацией органической части осадков, естественным или искусственным обезвоживанием или сжиганием. Стабилизация осадков обеспечивает их устойчивость против загнивания и удовлетворительные санитарные условия при их утилизации и складировании. Стабилизация может осуществляться как в анаэробных условиях путем сбраживания осадков в метантенках, так и в аэробных условиях путем аэрирования осадков в стабилизаторах. Технологические схемы обработки осадков включают следующие стадии: уплотнение, стабилизацию (для органических осадков), обезвоживание, термическую сушку и сжигание. Анаэробное сбраживание применяется для обработки осадков промышленных сточных вод, содержащих сбраживаемые органические вещества, избыточных активных илов, а также их смеси с осадком из первичных отстойников. Сбраживание производится перед естественной сушкой осадка на иловых площадках, перед механическим обезвоживанием на фильтр-прессах и вакуум-фильтрах.					Системы и схемы водоотведения	
						Очистка сточных вод	
							59

Общие сведения о системах Виб	Сбраживание осадков с утилизацией газов брожения осуществляется в метантенках в мезофильных (при температуре 30 – 35 °С) или термофильных (при температуре 52 – 55 °С) условиях. В метантенках происходит щелочное (метановое) брожение, осуществляемое в две фазы с выделением метана и углекислоты. При аэробной стабилизации производится длительное (в течение нескольких суток) аэрирование избыточного активного ила или его смеси с осадком первичных отстойников. Аэробная стабилизация применима в тех же случаях, что и анаэробное сбраживание, и рекомендуется при обезвоживании осадков на центрифугах. Выбор того или иного метода стабилизации определяется технико-экономическими соображениями. Для дополнительного снижения влажности осадки, выделенные в очистных сооружениях, перед стабилизацией уплотняют. Влажность осадков после уплотнения должна обеспечивать их свободное транспортирование по трубам. Уплотнение илов производят в гравитационных илоуплотнителях или флотаторах.	
Системы и схемы водоснабжения		
Источники водоснабжения и водозаборы		
Очистка природной воды	Реагентная подготовка осадка – это наиболее известный и распространенный способ кондиционирования, с помощью которого можно обезвоживать подавляющее большинство осадков сточных вод. При реагентной подготовке происходит коагуляция тонкодисперсных и коллоидных частиц, образование крупных хлопьев и изменение форм связи влаги, что приводит к изменению структуры осадка и улучшению его водоотдающих свойств. Для реагентной обработки используют коагулянты (соли железа, алюминия и известь) и флокулянты (полиакриламид (ПАА) и другие). Для улучшения фильтрующих свойств осадка применяют присадочные материалы, например, золу или отходы от сжигания осадка.	
Насосы и насосные станции	Тепловая обработка – это нагревание и выдерживание осадка при высоких температурах (180 – 200 °С) в течение 0,5 – 2,0 часов. Такая обработка применяется для кондиционирования органических осадков и избыточных активных илов. В процессе тепловой обработки происходит распад органического вещества твердой фазы осадка. В зависимости от свойств исходного осадка и параметров обработки ориентировочно величину распада можно принимать 55 – 60 %. Уплотняют осадок в обычных радиальных уплотнителях, конструктивно схожих с радиальными отстойниками и оборудованных перемешивающими устройствами для разрушения структуры осадка. Продолжительность уплотнения составляет 2 – 4 ч. Влажность уплотненных осадков – 90 – 94 %. Сливная вода из уплотнителей сбрасывается в аэротенки.	
Водопроводные сети и сооружения на них	Уплотненный осадок обезвоживают на вакуум-фильтрах и фильтр-прессах, а также на центрифугах. Влажность обезвоженных осадков после вакуум-фильтров составляет 72 – 75 %, после фильтр-прессов – 45 – 60 %. Для обезвоживания осадков сточных вод используют вакуум-фильтры с наружной фильтрующей поверхностью: барабанные, барабанные со сходящим полотном, дисковые и ленточные (рис. 9.6). Для получения осадков с возможно более низкой влажностью используют автоматизированные фильтр-прессы типа ФПАКМ с горизонтальными камерами.	
Системы и схемы водоотведения		
Водоотводящие сети и сооружения на них	 Рис. 9.6. Барабанный вакуум-фильтр: 1 – цилиндрический барабан; 2 – распределительная головка; 3 – камера распределительной головки; 4 – отводящий коллектор; 5 – секция; 6 – сползающий осадок; 7 – корыто; 8 – зона фильтрования; 9 – зона просушки; 10 – зона съема осадка; 11 – зона регенерации ткани	
Очистка сточных вод	Обезвоженные осадки можно использовать в качестве удобрений. При необходимости осадки сжигают; осадки с влажностью 60 – 65 % можно сжигать без дополнительных затрат топлива. Сушку осадков производят в сушилках различных типов: барабанных, ленточных, вальцовых, сушилках со встречными струями и сушилках со взвешенным слоем.	
60		

На рис. 9.7 представлена схема барабанной сушилки. Обезвоженный на вакуум-фильтрах осадок подается по загрузочной трубе во вращающийся сушильный барабан, куда поступают топочные газы. Подсушенный осадок поступает в разгрузочную камеру и далее, через шлюзовой затвор, на конвейер. Отходящие дымовые газы удаляются из верхней части разгрузочной коробки в батарейные циклоны для сухой очистки и затем подаются для очистки в мокрый скруббер.

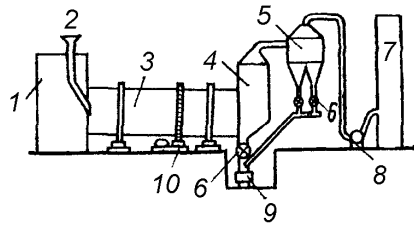


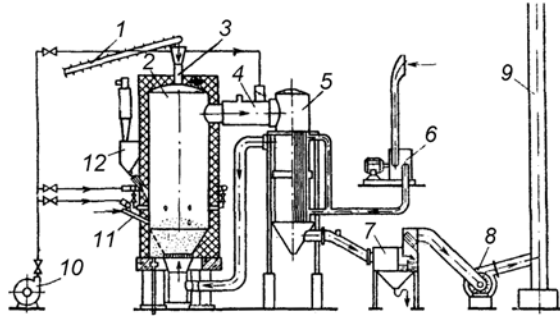
Рис. 9.7. Схема барабанной сушилки: 1 – топка; 2 – загрузочная труба; 3 – сушильный барабан; 4 – разгрузочная коробка; 5 – батарейные циклоны; 6 – шлюзовые затворы; 7 – мокрый скруббер; 8 – дымосос; 9 – транспортер сухого осадка; 10 – приводная станция

Сжигание осадков производят в тех случаях, когда утилизация невозможна или нецелесообразна. Сжиганию подлежат предварительно хорошо обезвоженные осадки.

Осадки сжигают в печах кипящего слоя, многоподовых печах, а также в барабанных печах.

Кипящий или псевдоожиженный слой в печи (рис. 9.8) образуется над воздухораспределительной (колосниковой) беспровальной решеткой при восходящем движении горячего воздуха через слой кварцевого песка (инертного теплоносителя). Обезвоженный осадок транспортером подается через загрузочный бункер в печь. Попадая в кипящий слой песка, температура которого 750 – 800 °С, осадок интенсивно перемешивается и измельчается вследствие взаимного трения его частиц с частицами песка. В кипящем слое происходят испарение влаги и горение осадка. В случае, когда собственной теплотворной способности осадка недостаточно для поддержания процесса горения, в печь через горелку вводится дополнительное топливо.

Рис. 9.8. Схема печи кипящего слоя (КС): 1 – транспортер; 2 – печь; 3 – загрузочный бункер; 4 – газоход; 5 – воздухоподогреватель; 6 – воздуходувка; 7 – золоуловитель; 8 – дымосос; 9 – труба; 10 – вентилятор; 11 – горелка; 12 – песковый бункер



9.3.6. Септики

Септики применяют для предварительной обработки сточных вод, поступающих от малых населенных пунктов и отдельно расположенных объектов, с расходом не более 25 м³/сутки.

Септик представляет собой прямоугольный или круглый проточный резервуар, в котором из сточной воды при ее медленном движении выпадают взвешенные вещества. Выпавший осадок находится в резервуаре от 6 до 12 месяцев, в течение которых он подвергается анаэробному разложению. Чтобы обеспечить малую скорость движения сточной воды и возможность длительного пребывания осадка, объем септиков должен быть очень большим.

Достоинство септиков состоит в том, что процент задержания в них нерастворенных веществ довольно высок. Однако септикам свойственен ряд существенных недостатков, ограничивающих их область применения: неполное сбраживание осадка и образование корки, очищенная вода приобретает запах сероводорода и кислую реакцию. Для улучшения условий эксплуатации септики больших размеров рекомендуется разделять по длине на две или три камеры поперечными перегородками с отверстиями.

Материалом для септиков могут служить пластик, кирпич, камень, железобетон и дерево.

Для бытовых сточных вод расход выпадающего осадка с влажностью до 95% составляет 0,8 л/сутки на одного человека. Осадок из септика следует периодически удалять, но не полностью – около 20% его нужно оставлять для заражения анаэробными бактериями вновь поступающего осадка.

Общие сведения о системах Виб	Системы и схемы водоснабжения	Источники водоснабжения и водозаборы	Очистка природной воды	Насосы и насосные станции	Водопроводные сети и сооружения на них	Системы и схемы водоотведения	Водоотводящие сети и сооружения на них	Очистка сточных вод
								61

Водоснабжение и водоотведение

КУРС ЛЕКЦИЙ

Часть II – Санитарно-техническое оборудование зданий

Преп.: ст. преп. Андрианов А.П.

студент: _____

курс, группа: _____

Содержание

1. Водоснабжение зданий и отдельных объектов

1.1. Классификация систем водоснабжения

1.2. Элементы внутреннего водопровода

1.3. Схемы водопроводных сетей

1.4. Схемы зонного водоснабжения высотных зданий

1.5. Микрорайонные (внутриквартальные) сети водоснабжения

1.6. Материалы и оборудование водопроводной сети

1.7. Устройство водопроводных вводов

1.8. Измерение и учет расхода воды. Водомерные узлы и водосчетчики

1.9. Режимы и нормы водопотребления.

1.10. Давления (напоры) в системах внутренних водопроводов

1.11. Расчет внутреннего водопровода

1.12. Местные водонапорные установки

1.13. Противопожарные водопроводы

1.14. Местные установки кондиционирования воды

2. Водоотведение зданий и отдельных объектов

2.1. Системы водоотведения зданий различного назначения

2.2. Материалы и оборудование водоотводящих сетей

2.3. Трассировка и устройство водоотводящей сети

2.4. Дворовая и микрорайонная водоотводящая сеть

2.5. Расчет систем водоотведения

2.6. Местные установки во внутренних системах водоотведения

2.7. Внутренние водостоки

1. Водоснабжение зданий и отдельных объектов

1.1. Классификация систем водоснабжения

Системы водоснабжения зданий и объектов любого назначения должны обеспечивать потребителей водой **заданного качества**, в **требуемом количестве** и под **необходимым напором**.

Снабжение водой зданий и отдельных объектов может осуществляться от наружной водопроводной сети (населенного пункта, предприятия) – централизованное водоснабжение или от собственного местного (подземного или поверхностного) источника водоснабжения – децентрализованное водоснабжение.

Системы водоснабжения подразделяются по назначению, сфере обслуживания, способу использования воды, обеспеченности напором (с учетом установленного оборудования).

По назначению системы подразделяют на хозяйственно-питьевые, производственные и противопожарные.

Хозяйственно-питьевые системы водоснабжения зданий (внутренние водопроводы) предназначены для обеспечения потребителей водой питьевого качества, отвечающей требованиям СанПиН 2.1.4.1074-01 «Питьевая вода». Потребителями вода расходуется на питьевые, хозяйственно-бытовые, санитарно-гигиенические нужды.

Производственные системы водоснабжения обеспечивают подачу воды на технологические нужды предприятия, цеха. Качество и количество воды в производственных водопроводах должны удовлетворять требованиям технологии производства. В производственных водопроводах вода может быть непитьевого качества или специально очищена (умягчена, обессолена, обезжелезена, обесцвечена и т.п.); в таких случаях, как правило, предусматривается водоподготовка.

Противопожарные системы водоснабжения зданий предназначены для ликвидации очагов пожара. Качество воды не лимитируется, а количество ее должно быть предусмотрено в соответствии с требованиями СНиП.

По сфере обслуживания системы бывают:

- **раздельными**, не соединенными одна с другой (поскольку качество воды в них может быть разное);
- **объединенными** (хозяйственно-противопожарные, производственно-противопожарные или хозяйственно-производственные, в которых предполагается подача воды идентичного качества);
- **едиными**, обеспечивающими подачу воды на все нужды: хозяйственно-питьевые, производственные и противопожарные. Единые системы обеспечивают подачу воды только питьевого качества.

По способу использования воды различают системы: прямоточные, оборотные и повторного использования.

В системах оборотного водоснабжения предусматривается многократное использование одной и той же воды. Однако после такого использования изменяются показатели ее качества и общее количество, поэтому вода для обработки направляется на специальные сооружения и установки для очистки, обеззараживания и др.

Примером таких систем в жилых и общественных зданиях может быть оборотная система охлаждения установок кондиционирования и пылеудаления, система водоснабжения плавательного бассейна.

По обеспеченности напором с учетом установленного оборудования различают системы:

- **обеспеченные напором** от сети наружного водопровода, т.е. когда напор в наружной сети водоснабжения достаточен для нормального функционирования сети внутреннего водопровода;
- **не обеспеченные напором** от сети наружного водопровода, т.е. системы с водонапорным оборудованием – водонапорным баком, насосной или пневматической установкой.

1.2. Элементы внутреннего водопровода

Основными элементами внутреннего водопровода являются вводы (один или несколько), водомерный узел, местные водонапорные установки, регулирующие и запасные баки, водопроводная сеть, оборудованная трубопроводами и необходимой арматурой (см. рис. 1.1). В производственных системах технического водоснабжения, а также в ряде случаев и в хозяйственно-питьевых системах, иногда применяют местные установки кондиционирования воды.

Вводы предназначены для соединения внутренней системы водоснабжения здания или объекта с наружной водопроводной сетью, из которой предусматривается подача воды потребителям.

Водомерный узел предназначен для учета количества израсходованной воды. Водомерный узел оборудован измерительным прибором – водосчетчиком, контрольно-спускным краном для контроля располагаемого напора и спуска воды из сети, запорной арматурой.

Местные водонапорные установки предназначены для повышения напора в сети внутреннего водопровода, когда гарантированный (минимальный) напор на вводе меньше требуемого и не обеспечивает подачу необходимого нормированного расхода воды, особенно у водоразборных приборов, расположенных на верхних этажах зданий. К водонапорным относятся повысительные насосные и пневматические установки.

Гарантированный напор – минимальный напор в данной точке наружной водопроводной сети, который обеспечивается (гарантируется) при всех расчетных случаях.

Регулирующие и запасные баки (водоаккумулирующие и напорные устройства) – открытые и закрытые (пневматические) баки предназначены для аккумуляции некоторого объема воды при несоответствии режимов подачи и потребления воды в сети внутреннего водопровода. Эти баки могут быть использованы и для хранения водных запасов на технологические или противопожарные нужды.

Водопроводные сети предназначены для транспортирования воды ко всем водоразборным устройствам, размещенным в здании. Внутренняя водопроводная сеть состоит из трубопроводов, оборудованных необходимой арматурой: водоразборной, запорной, регулирующей и предохранительной.

При проектировании систем водоснабжения зданий следует различать водопроводные сети, расположенные внутри зданий, и сети микрорайонные (внутриплощадочные), соединяющие группу зданий между собой.

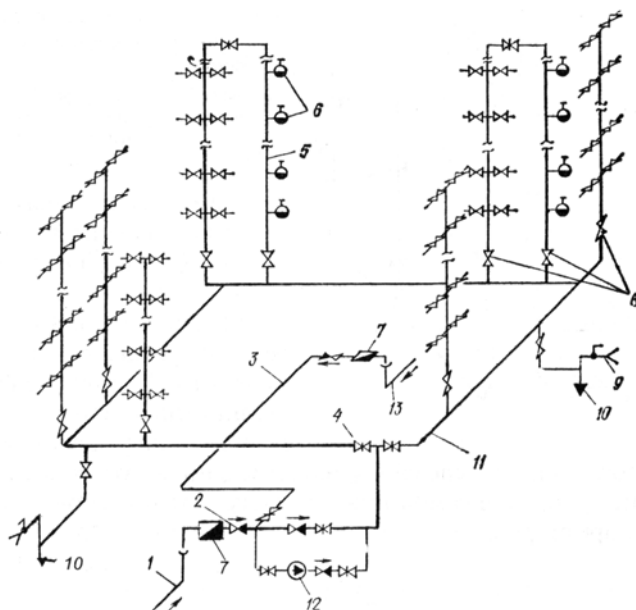
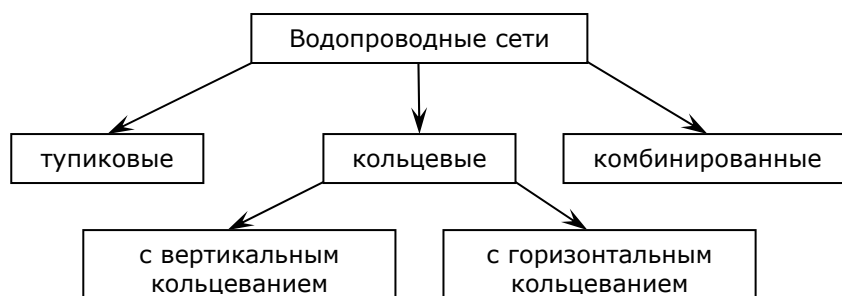


Рис. 1.1. Система водоснабжения здания с повысительной насосной установкой (сеть кольцевая с нижней разводкой):

1 – ввод № 1; 2 – обратный клапан; 3 – перемычка; 4 – запорная арматура; 5 – пожарный стояк; 6 – пожарные краны; 7 – водомерный узел; 8 – запорные вентили; 9 – поливочный кран; 10 – спуск (пробка); 11 – кольцевая магистраль; 12 – насосная установка; 13 – ввод № 2

1.3. Схемы водопроводных сетей

Водопроводные сети в зданиях могут иметь различную конфигурацию в зависимости от мест расположения водоразборных приборов, а также от назначения здания, технологических и противопожарных требований. Сети состоят из магистральных и распределительных трубопроводов, распределительных стояков, а также подводов к водоразборной арматуре.



По расположению магистральных трубопроводов водопроводные сети бывают с нижней, верхней, горизонтальной (см. рис. 1.1, 1.3) и вертикальной разводкой (см. рис. 1.2).

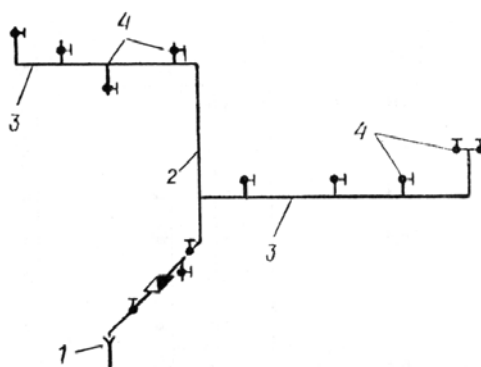


Рис. 1.2. Схема водопроводной сети с вертикальной разводкой магистрали и с горизонтальными распределительными трубопроводами:

1 – ввод; 2 – магистральный трубопровод; 3 – распределительный трубопровод; 4 – подводы

По виду подачи воды:

- циркуляционные напорные и самотечные;
- двойные.

В высотных зданиях используют зонирование водопроводной сети (см. раздел 1.4).

Тупиковые водопроводные сети целесообразно предусматривать в зданиях, где допускается перерыв в подаче воды при необходимости отключения отдельных участков для производства ремонтных работ (см. рис. 1.3).

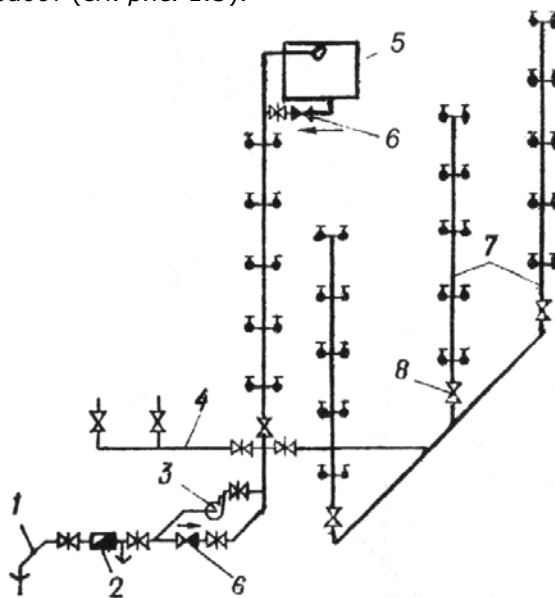


Рис. 1.3. Система водоснабжения здания с водонапорным баком и повысительным насосом:

1 – ввод; 2 – водосчетчик; 3 – повысительный насос; 4 – магистраль; 5 – водонапорный бак; 6 – обратный клапан; 7 – стояки; 8 – арматура

Кольцевые водопроводные сети применяют в зданиях с противопожарным водопроводом, а также в тех случаях, когда необходимо обеспечить высокую надежность и бесперебойность подачи воды потребителям. Кольцевые сети, как правило, присоединяют двумя или несколькими вводами к одному или нескольким участкам наружного водопровода. Кольцевание сети может быть в горизонтальной (см. рис. 1.1) и вертикальной плоскостях (см. рис. 1.4).

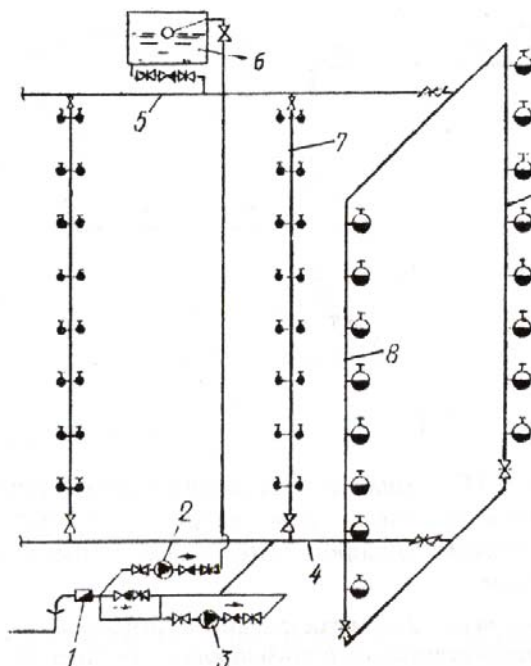


Рис. 1.4. Схема комбинированной водопроводной сети с нижней и верхней разводками магистралей, с вертикальным кольцеванием объединенного хозяйственно-противопожарного водопровода:

1 – водосчетчик;
2 – хозяйственный насос;
3 – пожарный насос;
4 и 5 – нижняя и верхняя магистрали;
6 – водонапорный бак;
7 – распределительная сеть; 8 – вертикальное кольцевание пожарных стояков

Комбинированные водопроводные сети (см. рис. 1.1, 1.4) состоят из кольцевых магистральных и тупиковых распределительных трубопроводов. Комбинированные сети применяют в зданиях с противопожарным водопроводом, оборудованным 12-ю и более пожарными кранами, в зданиях с большим разбросом водоразборных устройств.

Магистральные трубопроводы в сетях с нижней разводкой размещают в подвале или техническом подполье здания, а в сетях с верхней разводкой – под потолком верхнего этажа, на чердаке или в техническом этаже здания. При выборе места размещения магистрали внутреннего водопровода следует учитывать удобство монтажа и эксплуатации. Трубопроводы, прокладываемые в неотапливаемых помещениях, должны быть утеплены, если температура воздуха опускается ниже -2°C .

В производственных зданиях применяют двойные и циркуляционные сети.

Двойные сети применяют при необходимости повышения надежности снабжения водой ответственных потребителей. Эти сети дублируются, т.е. рассчитываются на пропуск одинаковых расчетных расходов воды.

В циркуляционных сетях (см. рис. 1.5) напорные и самотечные участки рассчитывают различными методами. Монтаж, применяемые материалы и оборудование напорных и самотечных участков также могут быть различными.

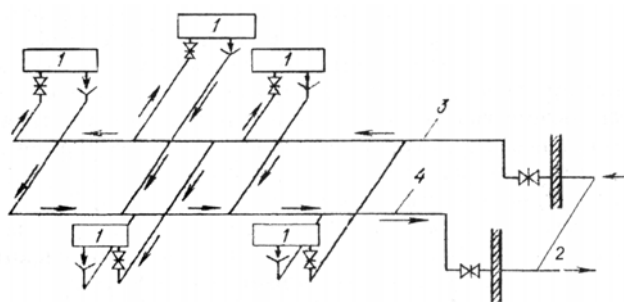


Рис. 1.5. Схема циркуляционных сетей производственных водопроводов:
1 – оборудование, цехи и т.п.; 2 – водопроводные сети; 3 – напорная циркуляционная сеть; 4 – самотечная циркуляционная сеть

1.4. Схемы зонного водоснабжения высотных зданий

Зонные системы водоснабжения применяются в высотных зданиях высотой более 50 м (17 и более этажей), когда напор в сети превышает максимально допустимый (60 м для хозяйственно-питьевого водопровода и 90 м – для противопожарного). При этом водопроводную сеть разделяют на самостоятельные зоны, не соединенные одна с другой. Высота зоны определяется максимально допустимым гидростатическим напором $H_{доп}$ в самой нижней точке сети (резьбового соединения или арматуры). Число зон n_z в здании назначают в зависимости от числа этажей n_{ε} и высоты этажа H_{ε} :

$$n_z = n_{\varepsilon} \cdot H_{\varepsilon} / H_{доп}.$$

Число этажей первой зоны $n_{\varepsilon 1}$, которая питается непосредственно от сети наружного водопровода, назначают в зависимости от гарантированного напора $H_{гар}$, принятого в ней у места присоединения внутренней водопроводной сети здания:

$$n_{\varepsilon 1} = \frac{H_{гар}}{4} - 1,5$$

Подача воды в водопроводные сети каждой последующей зоны производится отдельными повысительными насосами. Если воду из водонапорного бака, размещенного в одном техническом этаже, передают насосами в бак, обслуживающий сеть другой зоны, то такая схема называется *последовательной* (рис. 1.6а). Однако при размещении на каждом техническом этаже повысительных насосов усложняется их обслуживание, требуется надежная звукоизоляция, увеличиваются эксплуатационные расходы.

Если воду подают в сеть каждой зоны повысительными насосами, размещенными централизованно в первом техническом этаже (в подвале), то такая схема называется *параллельной* (рис. 1.6б, 1.6в).

Питание холодной и горячей водой каждой зоны рекомендуется предусматривать от водонапорных баков, подключенных к сетям по схеме «уравнительных баков» (см. рис. 1.6).

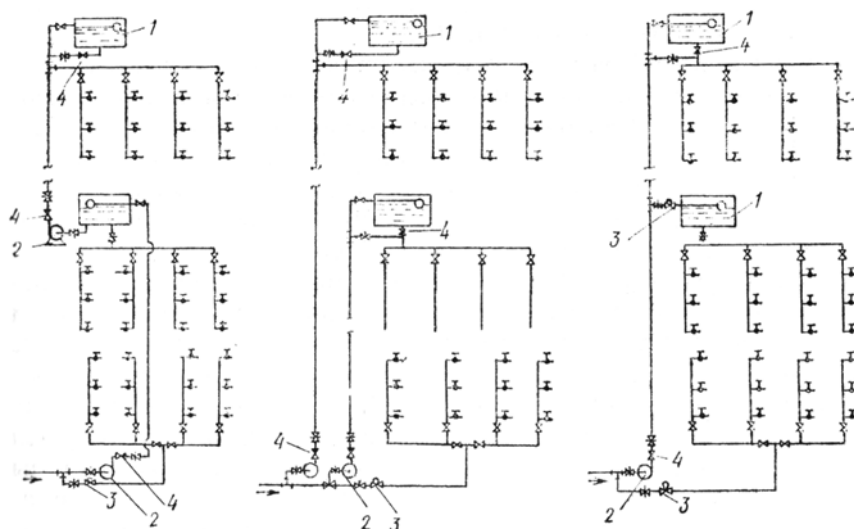


Рис. 1.6. Схемы зонного водоснабжения высотных зданий:

а – последовательная; б – параллельная; в – с регуляторами давления;
1 – водонапорный бак; 2 – повысительные насосы; 3 – регулятор давления;
4 – обратный клапан

1.5. Микрорайонные (внутриквартальные) сети водоснабжения

Исторически каждое здание имело собственные вводы, присоединенные к наружной водопроводной сети города. При современной «свободной» планировке создают микрорайонные (внутриквартальные) массивы, где строят жилые, административные, коммунальные, торговые здания, школы, детские сады и ясли, гостиницы и др. Для жизнеобеспечения этих зданий проектируют внутриквартальные коммуникации водопровода, горячего водоснабжения, отопления, водоотведения и др., а также центральные пункты управления: центральный тепловой пункт (ЦТП), диспетчерский пункт (ДП), дирекцию эксплуатации зданий (ДЭЗ) или жилищно-эксплуатационную контору (ЖЭК).

В здании ЦТП размещают инженерное оборудование, обслуживающее системы холодного и горячего противопожарного водоснабжения и теплоснабжения: основной водопроводный ввод (один или два), водомерные узлы с водосчетчиками, повысительные насосные установки для хозяйственно-питьевого, противопожарного и горячего водоснабжения, циркуляционные насосы горячего водоснабжения и отопления, водоподогреватели, тепловой ввод.

1.6. Материалы и оборудование водопроводной сети

Для устройства внутренних водопроводных сетей холодного и горячего водоснабжения СНиП 2.04.01-85* рекомендуют применять трубы пластмассовые, металлополимерные, из стеклопластика, стальные, чугунные и асбестоцементные. Допускается применять медные, бронзовые, латунные трубы и фасонные части к ним.

Пластмассовые трубы

Для систем водоснабжения органами здравоохранения разрешено использовать пластмассовые трубы со штампом «пищевые» из следующих материалов:

- полиэтилен низкой плотности (ПВП, LDPE),
- полиэтилен высокой плотности (ПНП, HDPE),
- сшитый полиэтилен (РЕХ),
- полипропилен (МП, РР),
- поливинилхлорид (ПВХ, PVC),
- поливинилиденфторид (ПВДФ, PVDF).

Наиболее распространены трубы из полипропилена.

достоинства	недостатки
– большая химическая стойкость (стойкость к коррозии) – низкая шероховатость – простота монтажа – малый вес – не подвержены воздействию блуждающих токов	– низкий предел прочности (ПНД) – высокий коэффициент линейного расширения при повышенных (более 40 °С) температурах – зависимость прочности трубы от давления и температуры – быстрое старение под воздействием прямых солнечных лучей – высокий коэффициент диффузии кислорода через стенку трубы

Полиэтиленовые трубы выпускают диаметром условного прохода 10 – 150 мм на давление до 1 МПа (1,6 МПа). Соединение труб между собой и с фасонными соединительными частями выполняют методом контактной сварки (раструбной или в стык), а также с помощью фланцев и накидных гаек (для установки задвижек, подключения насосов).

Стальные трубы водогазопроводные, оцинкованные и неоцинкованные (ГОСТ 3262-75*) изготовляют условным диаметром 10 – 150 мм; электросварные холоднодеформированные (ГОСТ 10707-80) на давление 1 – 2,5 МПа изготовляют длиной 2 – 12 м. Стальные трубы, как более надежные, прочные, удобные в монтаже, применяют, в основном, для внутренних водопроводов. Для водопроводной сети, транспортирующей питьевую воду, используют стальные оцинкованные трубы, которые менее подвержены коррозии.

достоинства	недостатки
– высокая прочность – удобство монтажа – надежность	– коррозия – большой вес и металлоемкость

Для соединения стальных труб используют либо сварку, либо соединительные части (фитинги) из стали и чугуна (ГОСТ 8943-75*). Цилиндрическая резьба обеспечивает прочное и герметичное соединение и требует применения уплотняющих материалов (льна, пропитанного суриком или масляной краской, синтетической ленты ФУМ).

Чугунные трубы изготовляют трех классов (ЛА, А и Б) условным диаметром 65 – 500 мм на давление до 1 МПа, длиной 2 – 6 м. Чугунные трубы имеют гладкий и раструбный концы. При их соединении кольцевые пазы в раструбах заделывают пеньковой прядью или резиновыми кольцами, зачеканивая асбестоцементом или свинцом (на особо ответственных участках).

Для пометок

достоинства	недостатки
– высокая прочность – коррозионная стойкость – надежность	– хрупкость – большой вес и металлоемкость

Асбестоцементные трубы выпускают двух марок: ВТ-6 и ВТ-12, диаметром 100 – 500 мм. Соединяют их с помощью асбестоцементных муфт, заделывая зазор между трубой и муфтой резиновыми уплотнительными кольцами или пеньковой прядью и асбестоцементом. Применяют также раструбное соединение асбестоцементных труб с чужаными раструбами фасонными соединительными частями.

достоинства	недостатки
– коррозионная стойкость изнутри – низкая шероховатость – малый вес – относительно низкая стоимость – не подвержены воздействию блуждающих токов	– хрупкость – коррозия бетона снаружи – некоторая сложность монтажа

Арматура

Во внутренних водопроводах, в зависимости от назначения, различают арматуру:

- водоразборную (краны, смесители);
- запорную (вентили, шаровые краны, задвижки, затворы);
- регулировочную (регуляторы давления и расхода),
- предохранительную (обратный и предохранительный клапан).

К трубопроводам арматуру присоединяют на резьбе или с помощью фланцев. Арматуру изготовляют из чугуна, стали, латуни, пластмассы. Для уплотнительных элементов клапанов используют прокладки и золотники из латуни, бронзы, резины, кожи, паронита и др.

По принципу перемещения затвора водопроводная арматура подразделяется на пять типов: вентильная, пробковая (крановая), дроссельная, шторная (задвижки) и клапанная (см. рис. 1.7).

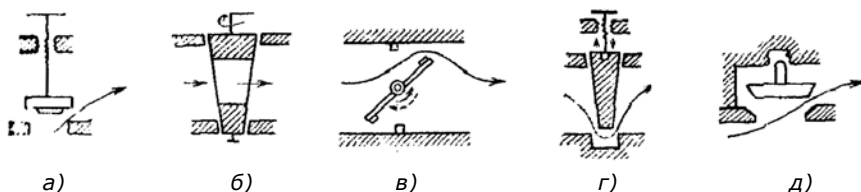


Рис 1.7. Принципиальные схемы действия водопроводной арматуры: вентиль (а), пробкового крана (б), регулятора (в), задвижки (г), обратного клапана (д)

Запорная арматура – пробковые проходные краны, запорные вентили или (рис. 1.8а), задвижки (рис. 1.8б) – предназначена для отключения отдельных участков водопроводной сети. Поплавковые клапаны, как и смывные краны, являясь водоразборными устройствами, могут быть отнесены к самозапирающейся запорной арматуре.

На трубопроводах диаметром более 50 мм в качестве запорной арматуры устанавливают задвижки, а на трубопроводах меньших диаметров – вентили или шаровые краны.

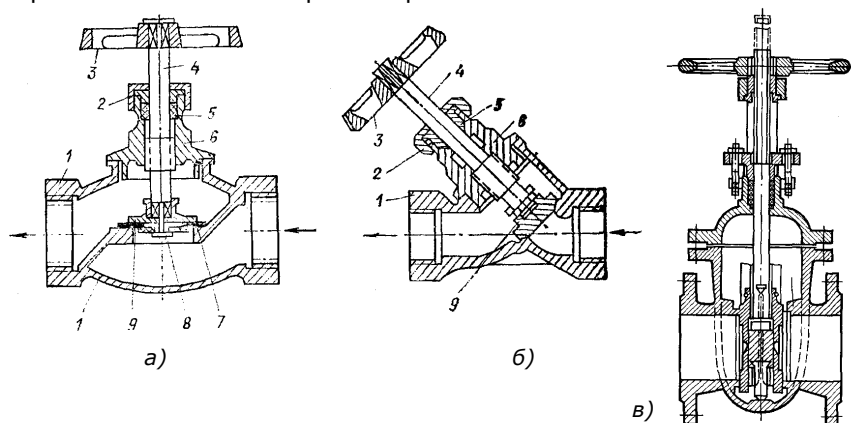


Рис. 1.8. Запорная арматура:

а – вентили прямой и косой; б) – задвижка проходная; 1 – корпус; 2 – накидная гайка; 3 – маховик; 4 – шпindel; 5 – сальник; 6 – головка; 7 – резиновая прокладка; 8 – винт и шайба; 9 – клапан в сборе

Водоразборная арматура – краны водоразборные, туалетные, смесительные, лабораторные, банные, поливочные, писсуарные, смывные, пожарные и т.д. В зависимости от вида перемещения затвора водоразборную арматуру подразделяют на два типа: вентильную и пробковую. К водоразборной арматуре относятся также смесители, предназначенные для смешения холодной и горячей воды.

Водоразборные пожарные краны диаметром 50 и 65 мм представляют собой вентили с наружной и внутренней резьбой на концах для ввертывания в тройники пожарного стояка и для присоединения быстросмыкающихся полугаек.

Регулировочная арматура (регуляторы расхода, напора, регулировочные вентили и т.п.) предназначена для регулирования расхода воды, а также для поддержания определенного напора и сети или перед водоразборными приборами. Регулировочная арматура обеспечивает нормальные условия эксплуатации водоразборной арматуры и повышает гидравлическую устойчивость всей системы. Регуляторы давления, например, понижают избыточный напор и поддерживают его постоянным «после себя», поэтому их устанавливают на вводах в здания и квартиры, на этажах многоэтажных зданий и т.п.

Предохранительная арматура (предохранительные клапаны) предназначена для защиты от повреждения сети и оборудования при внезапном повышении напора. Пружинные или рычажные клапаны диаметром 20 – 100 мм применяют при давлениях до 1,6 МПа.

К предохранительной арматуре относятся также обратные клапаны различной конструкции, обеспечивающие движение воды в трубопроводе только в одном направлении.

1.7. Устройство водопроводных вводов

Вводом внутреннего водопровода считается участок трубопровода, соединяющий наружный водопровод с внутренней водопроводной сетью до водомерного узла или запорной арматуры, размещенных внутри здания. К наружной водопроводной сети ввод присоединяют с помощью седелки (рис. 1.9) (если нельзя отключить наружный водопровод), путем сварки трубы ввода, врезки тройника (при возможности отключения наружного водопровода) или с помощью заранее установленных соединительных частей.

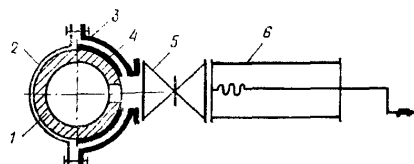


Рис. 1.9. Схема устройства для присоединения ввода: 1 – труба наружного водопровода; 2 – хомут; 3 – седелка; 4 – прокладка уплотнительная; 5 – проходная задвижка; 6 – сверильное приспособление

Число вводов зависит от режима подачи воды потребителям. Так, в зданиях, где недопустим перерыв в подаче воды, устраивают два ввода и более. Внутренние водопроводы, оборудованные более чем 12 пожарными кранами, присоединяют к наружной водопроводной сети тоже не менее чем двумя вводами. Несколько вводов присоединяют к разным участкам наружной сети или к одной магистрали, устанавливая на ней разделительную задвижку (рис. 1.10). В месте присоединения ввода к наружной водопроводной сети устраивают колодец диаметром не менее 700 мм, в котором размещают запорную арматуру (вентиль или задвижку) для отключения ввода.

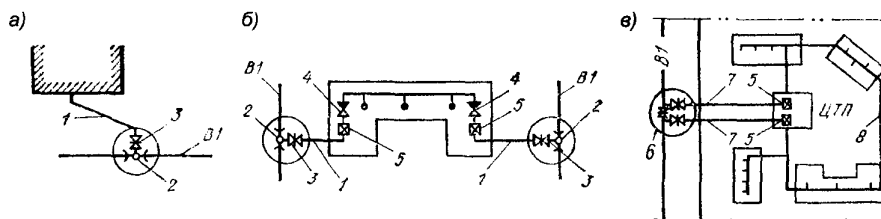


Рис. 1.10. Схемы устройства вводов в здания: а – косой ввод; б – кольцевание двумя вводами; в – два ввода в ЦТП; 1 – ввод; 2 – врезка ввода в наружную сеть; 3 – задвижка; 4 – обратный клапан; 5 – водомерные узлы; 6 – разделительная задвижка; 7 – вводы в одной траншее; 8 – кольцевая сеть

1.8. Измерение и учет расхода воды. Водомерные узлы и водосчетчики

Для учета количества потребляемой воды в системах водоснабжения зданий устанавливают **водосчетчики** или **расходомеры** – контрольно-измерительные интегрирующие приборы. Водосчетчик устанавливают на трубопроводе между двумя задвижками или вентилями, в результате чего образуется **водомерный узел**.

Счетчики воды устанавливают:

- на вводах холодного и горячего водоснабжения в каждое здание,
- на вводах в каждую квартиру (по СНиП) и на всех ответвлениях трубопроводов в отдельные помещения: магазины, рестораны и др.

На отдельном противопожарном водопроводе счетчик воды устанавливать не требуется.

Различают водомерные узлы простые (без обводной линии) и с обводной линией, на которой устанавливают вентиль или задвижку в закрытом (опломбированном) положении (рис. 1.11).

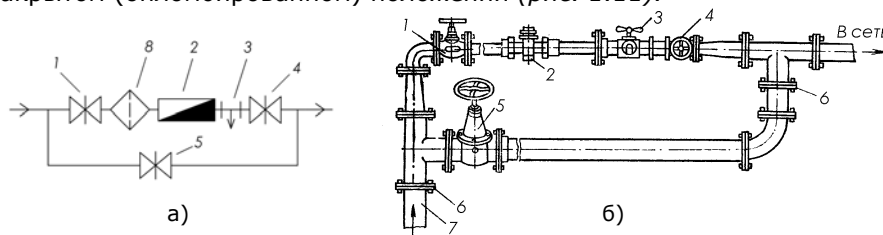


Рис. 1.11. Водомерный узел с обводной линией: а) гидравлическая схема, б) внешний вид; 1, 4, 5 – запорная арматура; 2 – счетчик воды; 3 – контрольно-спускной кран; 6 – фланцевые соединения трубопроводов; 7 – трубопровод ввода; 8 – сетчатый фильтр

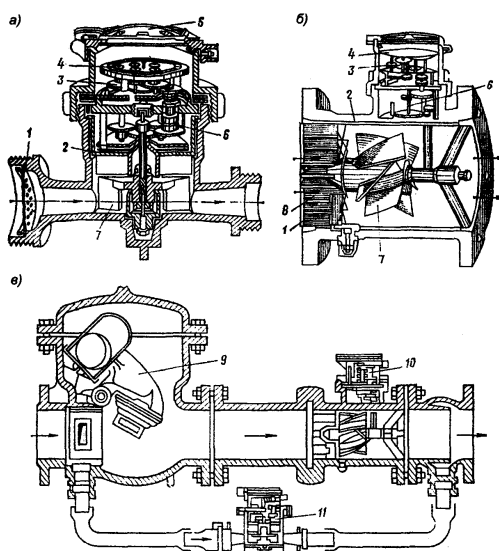
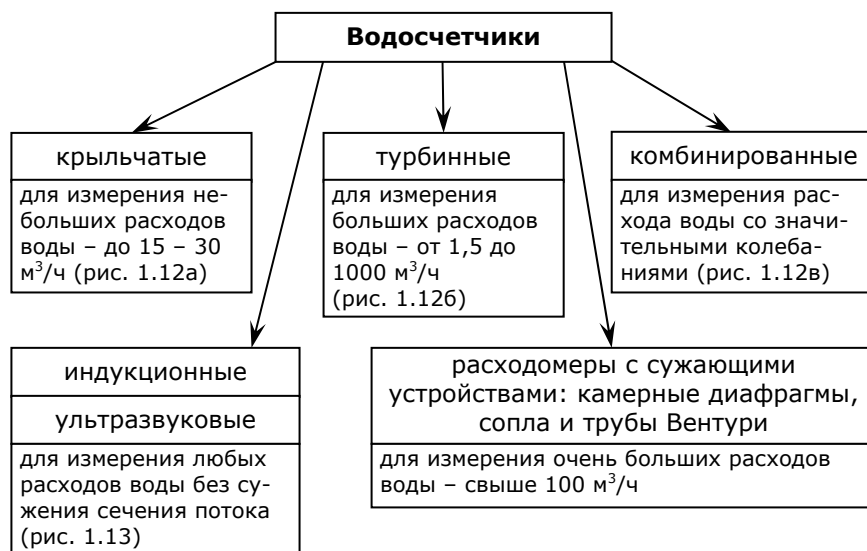


Рис. 1.12. Водосчетчики скоростные:

- а – крыльчатый;
- б – турбинный;
- в – комбинированный;
- 1 – входной патрубок;
- 2 – корпус;
- 3 – счетный механизм;
- 4 – циферблаты;
- 5 – крышка;
- 6 – передаточный механизм;
- 7 – крыльчатка (турбинка);
- 8 – струевыпрямитель;
- 9 – клапан;
- 10 – турбинный водосчетчик;
- 11 – крыльчатый водосчетчик

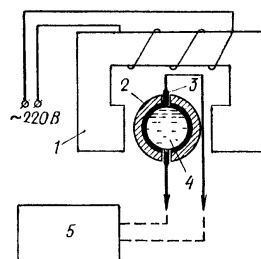


Рис. 1.13. Принципиальная схема индукционного расходомера:

1 – электромагнит; 2 – труба-датчик; 3 – электроды; 4 – вода в трубе датчика; 5 – измерительный блок

Перед водосчетчиками рекомендуется предусматривать прямой участок трубы длиной, равной пяти ее диаметрам.

При подборе водосчетчика следует учитывать его гидрометрические характеристики: средний часовой расход при длительной эксплуатации, предел чувствительности, область учета, а также допустимые значения потерь напора.

1.9. Режимы и нормы водопотребления

Режим водопотребления во внутренних водопроводах характеризуется неравномерностью и зависит от числа водоразборных устройств, числа потребителей, этажности и назначения здания и многих других факторов.

Различается неравномерность потребления воды по часам суток, дням недели и сезонам года. Расход воды в зданиях по часам суток изменяется существенно: наблюдаются периоды минимальных, увеличенных и максимальных расходов. В ночное время, например, в жилых и общественных зданиях полезный расход воды может отсутствовать.

Далее см. разделы 1.4 и 1.3 Часть I. Водоснабжение и водоотведение (стр. 12).

1.10. Давления (напоры) в системах внутренних водопроводов

Система водоснабжения должна обеспечить подачу воды ко всем водоразборным устройствам (арматуре). При этом потребитель должен получить расход воды не меньше нормированного q_0 (л/с) или $q_{0,hr}$ (л/ч).

Водоразборное устройство из числа установленных на сети внутреннего водопровода, расположенное выше всех других и находящееся дальше других от точки присоединения внутренней сети к наружной, а также имеющее наибольший рабочий напор H_f называется **диктующим водоразбором**, или **диктующей водоразборной** точкой.

Водоразборная арматура (устройство) или расчетная точка, расположенная на верхнем этаже здания и требующая наибольшего напора ($H_{тр}$), называется **диктующей**.

Требуемый напор должен обеспечить подъем воды до диктующего водоразборного устройства на высоту H_r , возместить потери напора Δh на преодоление всех сопротивлений по пути движения воды и создать необходимый рабочий (свободный) напор H_f , обеспечивающий нормативный расход q_0 :

$$H_{тр} = H_r + \Delta h + H_f$$

Внутренний водопровод считается обеспеченным напором от наружного водопровода, если в точке присоединения ввода гарантированный (наименьший) напор $H_{гар}$ в наружной сети будет равен требуемому напору $H_{тр}$ для внутреннего водопровода, т.е. $H_{тр} = H_{гар}$.

Если располагаемый (фактический) напор во вводе меньше требуемого, то необходима установка водонапорной установки:

- в случае если напор в наружной сети меньше требуемого только в определенные часы, то возможна установка водонапорного бака;
- в случае если напора в наружной сети недостаточно в течение большей части или всего времени, то необходима насосная установка.

Напор (давление), который должны создавать насосы (недостающий напор), равен разнице между требуемым напором и минимальным (гарантированным) напором в наружной сети:

$$H_{нас} = H_{тр} - H_{гар}$$

Чем больше избыточный напор перед водоразборной арматурой, тем больше непроизводительные расходы воды. У водоразборной арматуры, расположенной на нижних этажах здания, фактические напоры всегда больше требуемых. Избыточные напоры в зданиях не только создают расходы воды, но и увеличивают потери воды, главным образом, через поплавковые клапаны смывных бачков. Для уменьшения избыточных напоров требуется установка диафрагм и регуляторов давления. Установка диафрагм у водоразборной арматуры показана на рис. 1.14.

Параллельное зонирование сетей в микрорайонах с разноэтажной застройкой приводит к максимальному использованию гарантированного напора в нижних этажах зданий; верхние этажи обеспечиваются напором от повысительных насосных установок.

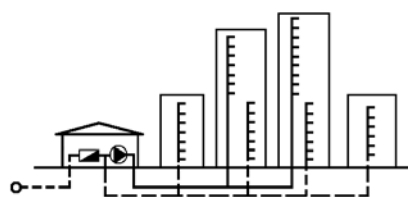


Рис. 1.15. Схема параллельного зонирования системы водоснабжения микрорайона с разноэтажной застройкой: 1 – ввод; 2 – здание ЦТП; 3 и 4 – сети верхней и нижней зон

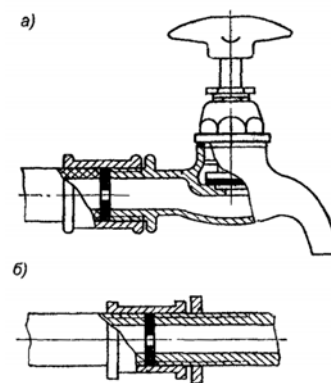


Рис. 1.14. Схемы установки диафрагм у водоразборной арматуры (а) и в сгоне (б).

Как видно из рис. 1.15, при параллельном зонировании требуется устройство двух сетей – для нижней и верхней зон. При параллельном зонировании снижаются избыточные напоры, сокращаются непроизводительные расходы воды и утечки, снижается общий расход воды на и расход электроэнергии. Экономия электроэнергии и воды компенсируют дополнительные затраты на прокладку двух сетей.

1.11. Расчет внутреннего водопровода

Для проведения расчета внутреннего водопровода должны быть выявлены основные потребители воды на хозяйственно-питьевые, производственные и противопожарные нужды, выбрана принципиальная система водоснабжения и составлена аксонометрическая схема внутренней водопроводной сети, т.е. уточнены точки ее присоединения к наружной сети (источнику снабжения водой) и определены места размещения водомерных узлов, водонапорных установок и водоразборной арматуры, определены диктующая (расчетная) водоразборная точка (арматура) и «расчетное направление» от этой точки до колодца наружной сети. Для выполнения расчета необходимо знать нормы водопотребления, число потребителей, число и характеристики водоразборной арматуры (нормативные расходы и напоры).

Расчет внутреннего водопровода включает:

- определение общего расхода воды;
- гидравлический расчет отдельных участков расчетного направления водопроводной сети;
- подбор водосчетчика, водонапорных установок и другого оборудования.

Основная цель гидравлического расчета – определение диаметров отдельных участков водопроводной сети и требуемого напора для обеспечения надежной подачи воды к водоразборным устройствам.

Максимальный суточный расход воды, м³/сут, на хозяйственно-питьевые нужды в жилых зданиях определяют по формуле:

$$Q_{\text{сум}} = Q_0 U K_{\text{сут}} / 1000,$$

где Q_0 – норма максимального потребления воды на одного человека, л/(сут·чел); U – расчетное число жителей; $K_{\text{сут}}$ – коэффициент суточной неравномерности потребления воды.

В производственных зданиях расходы воды, м³/сут, на хозяйственно-питьевые нужды определяют по формуле:

$$Q_{\text{сум}} = Q_1 u_1 / 1000 + Q_2 u_2 / 1000,$$

где Q_1 и Q_2 – нормы водопотребления на одного работающего в горячих и холодных цехах, л/смену; u_1 и u_2 – число работающих в этих цехах.

Расход воды, м³/сут, на производственные нужды и режим водопотребления определяют с учетом данных, полученных на основании изучения технологии производства, по формуле:

$$Q_{пр} = q_0 m z / 1000,$$

где q_0 – норма расхода воды на единицу выпускаемой продукции или на единицу производственного оборудования; m – число единиц выпускаемой продукции в смену или число работающего оборудования; z – число смен в сутки.

Расход воды для расчета внутреннего водопровода определяют как сумму максимальных расходов воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды.

Расчетные максимальные расходы воды на отдельных участках внутренней водопроводной сети зависят от числа одновременно работающих водоразборных устройств (арматуры) и от нормативного расхода воды, которую эти устройства подают потребителям.

Включение водоразборных приборов является случайным процессом, который подчиняется закономерностям теории вероятности и математической статистики. Анализ фактического состояния водопотребления показывает, что наиболее часто повторяются во времени средние расходы. Расчет ведется на максимальный секундный расход с обеспеченностью подачи воды в пределах 0,999 – 0,98. Если известны нормативные расходы и максимальное число одновременно действующих водоразборных устройств, то можно определить расчетные расходы воды на данном участке сети.

Секундный расчетный расход воды q л/с, на участке водопроводной сети можно определить как сумму секундных расходов q_0 одновременно действующих водоразборных устройств n из числа установленных N , т.е.

$$q_p = \sum_{i=1}^n q_{0i}$$

или как произведение числа одновременно действующих водоразборных устройств n и характерного для всех секундного расхода воды q_0 :

$$q_p = n q_0$$

Секундные расходы воды для каждого водоразборного устройства нормируются для определенного рабочего напора, но фактически в жилых зданиях при различных напорах и степени открытия водоразборных устройств для них может быть принят средний (характерный) расход 0,2 л/с (для холодной воды).

Для разнотипных приборов, у которых характерный расход отличается от 0,2 л/с, число одновременно действующих водоразборных приборов n из числа установленных можно определить по формуле:

$$n = \alpha / 0,2 = 5\alpha,$$

где α – коэффициент, зависящий от вероятности работы P и числа установленных на расчетном участке водоразборных устройств N :

$$\alpha = f(NP).$$

Величину α для различных значений N и P следует принимать по данным приложения 4, СНиП 2.04.01-85*. Расчетный секундный расход воды, л/с, на участке определяют по формуле:

$$q_p = 5\alpha q_0.$$

В зданиях с **различными потребителями** или на участках, объектах, где установлены разные водоразборные устройства с существенно отличающимися нормативными расходами, значение q_0 следует определять как средневзвешенную величину.

Вероятность действия P определяется как отношение продолжительности t действия водоразборного устройства к выбранному расчетному периоду (сутки, час, смена):

$$P = t/T.$$

Продолжительность действия водоразборного устройства определяют как отношение количества воды Uq_{hr} израсходованной в течение 1 ч всеми потребителями U , к секундному нормативному расходу воды q_0 от всех водоразборных устройств N , т.е.:

Для пометок

$$t = (q_{hr}U)/(q_0N),$$

где q_{hr} – часовой расход в час максимального водопотребления, л/ч.

Если расчетный период принять $T = 3600$ с, то вероятность одновременного действия водоразборных устройств будет

$$P = \frac{q_{hr}U}{3600q_0N}$$

По этой формуле определяют вероятность P для всего здания, например, жилого, так как на отдельных участках изменение отношения U к N не имеет существенного различия.

Число потребителей U в современных жилых зданиях определяют либо по средней заселенности и числу квартир, либо по санитарной норме жилой площади и всей жилой площади здания.

Определение диаметров труб на расчетном участке – наиболее ответственная часть расчета водопроводной сети. Диаметры труб определяют по расчетному расходу воды, проходящему по данному участку и наиболее экономичной скорости. Экономически наивыгоднейшая скорость определяется наименьшей суммой затрат на строительство сети (капитальные затраты) и затрат на подачу воды (эксплуатационные затраты). По рекомендациям НИИ санитарной техники экономичными можно считать скорости **0,9 – 1,2 м/с**, в трубопроводах производственных водопроводов – не более 1,2 м/с, а в трубопроводах спринклерных и дренчерных установок – не более 10 м/с.

Скорость движения воды в магистральных трубопроводах и стояках рекомендуется принимать не более 1,5 м/с, а в подводках к водоразборным устройствам – не более 2,5 м/с.

Для определения диаметров труб и потерь напора в них обычно пользуются «Таблицами для гидравлического расчета водопроводных труб» (Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф., М.: Стройиздат, 1984).

Определение потерь напора. В сетях внутреннего водопровода определяют потери напора на трение по длине труб для каждого расчетного участка и потери напора на местные сопротивления в соединительных частях и арматуре. Потери напора на трение по длине труб определяют по формуле:

$$h_l = il = Alq^2,$$

где l – длина расчетного участка трубопровода, м; i – гидравлический уклон (потери на 1 м длины), A – удельное сопротивление трубы.

Потеря напора на единицу длины тем больше, чем меньше диаметр и больше расход воды.

Местные потери напора в сетях внутреннего водопровода в соответствии со СНиП определяют приблизительно как 10 – 30 % потерь напора по длине труб, а именно:

для сетей противопожарного водопровода.....	10 %
для объединенного производственно-противопожарного водопровода.....	15 %
для объединенного хозяйственно-противопожарного водопровода.....	20 %
для хозяйственно-питьевого водопровода.....	30 %

После гидравлического расчета отдельных участков труб на главном расчетном направлении иногда производят расчет других распределительных трубопроводов (ответвлений). При однотипных конструктивных решениях участков водопроводной сети (стояки, подводы к водоразборной арматуре) диаметры отдельных трубопроводов принимают по аналогии с рассчитанными участками.

Требуемый напор (давление) $H_{тр}$ для внутреннего водопровода определяют по формуле:

$$H_{тр} = H_r + \Sigma h_l + \Sigma h_m + h_{вв} + h_{вод} + H_{своб},$$

где H_r – геометрическая высота подъема воды, м, от отметки грунта у места присоединения ввода к наружной водопроводной сети до отметки диктующего водоразборного устройства; Σh_l – сумма потерь напора на расчетном направлении от водомерного узла до диктующего водоразборного устройства, м; Σh_m – сумма потерь напора в местных сопротивлениях, м; $h_{вв}$ – потери напора во вводе, м; $h_{вод}$ – потери напора в водомерном узле, м; H_f – рабочий (свободный) напор у диктующего водоразборного устройства, м.

1.12. Местные водонапорные установки

К водонапорным установкам для внутренних водопроводов относятся:

- насосные повысительные водонапорные установки,
- пневматические установки,
- водонапорные баки.

Водонапорные установки служат для повышения недостающего напора в сети внутреннего водопровода до значения, которое определяют как разность между требуемым напором при расчетном расходе воды и наименьшем (гарантированном) напором на вводе.

Насосные повысительные водонапорные установки. В водонапорных установках применяют центробежные насосы, соединенные с электродвигателями. На всасывающих линиях каждого насоса устанавливают задвижку, а на напорной линии – обратный клапан, задвижку и манометр (рис. 1.16).

Число насосов определяют расчетом. Кроме рабочих насосов предусматривается установка резервных, число которых зависит от числа рабочих насосов, а также противопожарных насосов.

Насосные установки монтируют с последовательным или параллельным соединением насосов. Размещают насосы отдельно – в помещении центрального теплового пункта, бойлерной, котельной или в помещении подземной насосной, которое должно быть теплым, сухим, светлым, оборудованным вентиляцией и искусственным освещением, должно иметь отдельный выход наружу и быть изолированным от других помещений. Не допускается устанавливать насосы непосредственно под рабочими комнатами и жилыми помещениями.

Для уменьшения шума, возникающего при работе насосов, и его распространения по трубопроводам применяют вибровставки – гофрированные патрубки длиной 80 – 100 см из армированной резины, а также амортизаторы под насосные агрегаты, песчаные подушки под их фундаменты и грузовые фильтры – поглотители вибрации.

Насосные установки проектируют с ручным, дистанционным или автоматическим управлением.

При заборе воды из наружной водопроводной сети повысительные насосы устанавливают с применением обводной трубы, оборудованной обратным клапаном и задвижками для пропуска воды в водопроводную сеть здания, минуя насосы (см. рис. 1.16б). Если сеть питается от нескольких вводов, то их перед насосами объединяют. Насосы устанавливают в здании после водомерных узлов.

Насосы для внутреннего водопровода подбирают по требуемой подаче и напору с использованием графических характеристик, выражающим зависимость изменения напора, КПД и потребляемой мощности от подачи.

Подачу насосов определяют в зависимости от принятой системы внутреннего водопровода с учетом режима потребления и подачи воды. **Напор (давление)**, который должны создавать насосы, зависит от минимального (гарантированного) напора в наружной сети и требуемого напора для обеспечения подачи расчетного количества воды к диктующему водоразборному устройству, т.е.:

$$H_{\text{нас}} = H_{\text{тр}} - H_{\text{гар}},$$

где $H_{\text{гар}}$ – заданный гарантированный напор в сети наружного водопровода, м.

Ориентировочно недостающий напор можно определить как разность свободного напора здания ($4n_{\text{эт}} + 6$) и гарантированного напора в сети наружного водопровода.

Для пометок

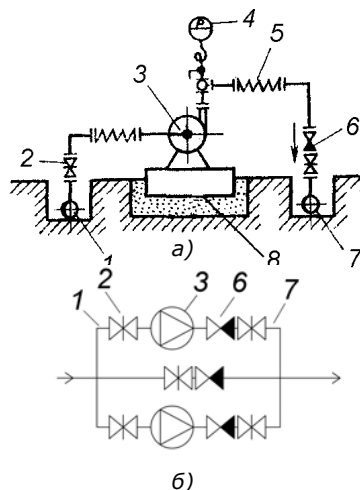


Рис. 1.16. Схема обвязки насосов:
а) один насос, б) группа насосов;
1 – всасывающий трубопровод;
2 – запорная арматура; 3 – насос;
4 – манометр; 5 – вибровставка;
6 – обратный клапан; 7 – напорный трубопровод; 8 – плавающий фундамент

Пневматические водонапорные установки. Основным элементом пневматической установки является герметичный бак (гидропневмобак), из которого вода под давлением подается в распределительную сеть внутреннего водопровода (рис. 1.17). Требуемый напор в пневмобаке может быть создан насосом или компрессором при подаче в пневмобак воды или сжатого воздуха. Насос работает с периодической подачей воды в бак. После остановки насоса вода поступает в сеть под напором сжатого воздуха. В зависимости от напора (давления) в пневмобаке различают пневматические установки с переменным и постоянным давлением.

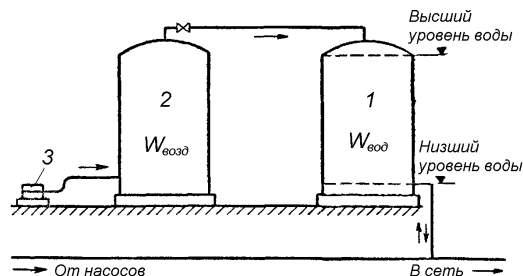


Рис. 1.17. Схема пневматической водонапорной установки:

1 – гидробак; 2 – пневмобак; 3 – компрессор

Пневматическая водонапорная установка переменного давления показана схематически на рис. 1.17. Два герметически закрытых стальных резервуара 1 и 2 соединены трубой. При малом водоразборе давление в системе повышается, и бак 1 наполняется водой, которая передавливает воздух в бак 2 и сжимает его, за счет чего повышается давление в баках 1 и 2. В часы, когда водопотребление будет превышать подачу воды насосами, вода будет уходить из бака 1, уровень воды в нем будет понижаться, и давление в системе будет падать. Возможно совмещение баков 1 и 2 в один гидропневмобак.

Для периодического восполнения убыли воздуха (вследствие его утечки и уноса с водой) обычно требуется установка компрессора 3. Он работает всего один-два раза в неделю и короткие промежутки времени, поэтому расход энергии на его работу крайне незначителен. Для исключения из установки компрессора гидропневмобаки делают с резиновой мембраной, которая разделяет воду и воздух.

В **пневматических установках постоянного давления** на трубе, соединяющей пневмобак с гидробаком, ставят редукционный клапан. Этот клапан при понижении уровня воды в гидробаке пропускает в него воздух под постоянным заданным давлением. При подъеме уровня воды в гидробаке воздух из него выпускается через специальный предохранительный клапан, также отрегулированный на заданное давление. Таким образом, в гидробаке может поддерживаться постоянное давление, что обеспечивает возможность надлежащего подбора насосов и их работы при оптимальных значениях КПД.

Пневматические установки постоянного давления требуют непрерывной работы компрессора для восполнения сбросов воздуха при каждом наполнении водяного котла. Установки постоянного давления менее экономичны и используются в тех случаях (относительно редких), когда колебание напора в сети не может быть допущено, например в некоторых системах производственного водоснабжения, где изменение напора воды вызывает недопустимые колебания расходов.

В качестве альтернативы пневматическим установкам постоянного давления используют насосные установки с частотным приводом, где подача и давление насоса могут регулироваться в широком диапазоне в зависимости от изменения частоты вращения электродвигателя.

Водонапорные баки предназначены для аккумуляции воды (как **регулирующие емкости**) при колебании расходуемой потребителями, а также для сохранения запаса воды (**запасные баки**), часто необходимого на противопожарные или технологические нужды.

Водонапорные баки размещают в специальных пристройках, башнях, на чердаках, технических этажах. Помещение для баков должно быть изолировано, оборудовано приточно-вытяжной вентиляцией, освещением и отоплением.

Объем баков составляет 0,5 – 20 м³ в зависимости от объема здания, режима водопотребления и режима подачи воды в баки. В здании используют не менее двух баков, чтобы обеспечить бесперебойную подачу воды на случай чистки и ремонта.

Водонапорные баки изготовляют цилиндрической или прямоугольной формы из листовой стали с антикоррозионным нетоксичным покрытием. Под баком устраивают поддон для сбора конденсирующейся влаги и отвода ее сливной трубой.

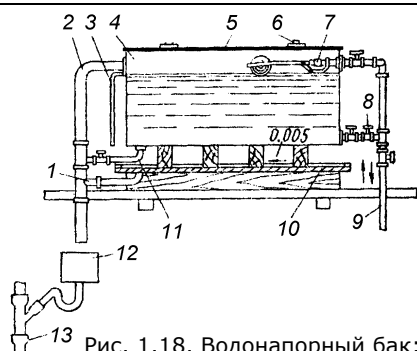


Рис. 1.18. Водонапорный бак: 1 - сливная труба; 2 - переливной трубопровод; 3 - сигнальный трубопровод; 4 - бак; 5 - крышка; 6 - люк; 7 - поплавковый клапан; 8 - обратный клапан; 9 - подающая и расходная трубы; 10 - поддон; 11 - спускная труба; 12 - промежуточный бачок; 13 - стояк

Баки оборудуют подающим, разводящим, спускным, переливным и сигнальным трубопроводами. Подающий трубопровод оборудуют запорной арматурой и двумя поплавковыми клапанами диаметром не более 50 мм.

Переливной трубопровод имеет диаметр в два раза больший, чем подающий, и присоединяется к баку на 100 мм выше подающего трубопровода. К переливному трубопроводу присоединяют спускной и сливной трубопроводы. Переливной трубопровод прокладывают до ближайшего стояка внутреннего водостока или канализации, где с разрывом струи и с гидрозатвором устанавливают переливной промежуточный бачок объемом 0,15 м³.

На подающей, разводящей и спускной трубах у бака должна быть установлена запорная арматура. На сигнальном, сливном и переливном трубопроводах запорную арматуру не устанавливают.

В системах водоснабжения с повысительными насосами регулирующий объем бака значительно уменьшается и зависит от частоты включений насоса.

Запасной объем воды на противопожарные нужды предусматривается из расчета 10-минутной продолжительности тушения пожара из пожарных кранов.

1.13. Противопожарные водопроводы

Для защиты зданий и отдельных объектов от пожаров устраивают наружные и внутренние противопожарные водопроводы.

Внутренние противопожарные водопроводы, в зависимости от огнеопасности и этажности зданий, устраивают **раздельными** или **объединенными** с водопроводом другого назначения. Противопожарные водопроводы оборудуют пожарными кранами. В зданиях, требующих повышенной защиты, применяют автоматические (спринклерные) и полуавтоматические (дренчерные) установки.

Раздельные противопожарные водопроводы проектируют в зданиях, в которых другие внутренние водопроводы либо отсутствуют, либо когда объединение с ними запрещено по качеству транспортируемой воды или нецелесообразно по технико-экономическим соображениям.

Раздельный противопожарный водопровод состоит из сети трубопроводов с запорной арматурой и водоразборными пожарными кранами, водопитателя - насосных установок, обеспечивающих подачу необходимого количества воды для тушения пожара. Систему проектируют с соблюдением требований высокой степени надежности и бесперебойного снабжения водой, поэтому предусматривают дублированные, независимые источники питания водой и энергией, дистанционный пуск пожарных насосов, сдвоенные пожарные краны, кольцевые водопроводные сети.

Существенный недостаток раздельных противопожарных водопроводов состоит в том, что они являются закрытыми непроточными системами (при отсутствии водоразбора), поэтому вода в трубах портится и содержит продукты коррозии.

Наибольшее распространение получили объединенные противопожарные водопроводы, в которых обеспечивается движение воды. В отдельных случаях в неотапливаемых зданиях проектируют сухие противопожарные водопроводы с установкой выпусков и запорной арматуры в отапливаемых помещениях или колодцах.

Противопожарные водопроводы в соответствии с требованиями СНиП устраивают: в жилых одно- и многосекционных зданиях высотой 12 этажей и более; общежитиях и гостиницах высотой в четыре этажа и более; в зданиях учебных заведений; санаториях, домах отдыха, лечебных и детских учреждениях, магазинах и др. при объеме здания 5000 м³ и более; кинотеатрах, клубах, домах культуры.

Для пометок

В жилых зданиях высотой 12 – 16 этажей устраивают объединенный хозяйственно-питьевой и противопожарный водопровод, а в зданиях высотой 17 этажей и более – раздельный противопожарный и хозяйственно-питьевой водопровод.

Максимальный напор в объединенном противопожарном водопроводе на отметке наиболее низко расположенного водоразбора и пожарного крана должен быть не более 45 м, а у раздельного противопожарного водопровода – не более 90 м. При напорах, превышающих эти ограничения, между пожарным краном (вентилем) и соединительным патрубком устанавливают диафрагму для снижения избыточных напоров. Подобные диафрагмы устанавливают у водоразборной арматуры хозяйственно-питьевого водопровода.

Противопожарные водопроводы не нужно устраивать в зданиях и помещениях объемом меньше 5000 м³, в жилых зданиях высотой меньше 12 этажей, в школах, банях, кинотеатрах сезонного действия, бытовых зданиях промпредприятий (см. СНиП 2.04.01-85*).

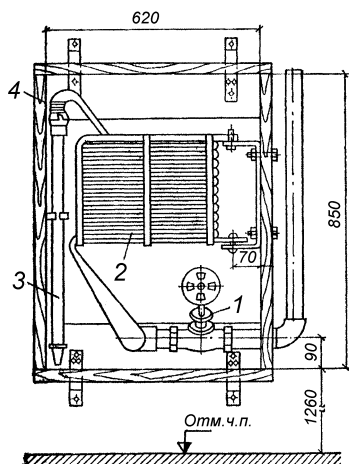


Рис. 1.19. Пожарный кран в сборе: 1 – вентиль; 2 – рукав; 3 – ствол; 4 – шкаф

В состав оборудования **пожарного крана** входят: пожарный вентиль диаметром 50 или 65 мм, присоединенный к ответвлению стояка; пеньковый рукав (шланг) того же диаметра длиной 10, 15 и 20 м с быстросмыкающимися полугайками и пожарный ствол с наконечником (спрыском) диаметром 13, 16 и 19 мм (рис. 1.19).

Пожарные краны размещают в шкафчиках с надписью ПК на высоте 1,35 м над полом в легкодоступных местах (в вестибюлях, коридорах, на лестничных площадках, в проходах и пр.).

Сети противопожарных водопроводов с числом пожарных кранов более 12 должны быть закольцованы и присоединены к наружным сетям не менее чем двумя вводами.

Число пожарных кранов в системе назначают с учетом орошения всех площадей помещений здания расчетным числом (по СНиП) компактных (нераздробленных) струй. Радиус действия пожарного крана определяется как сумма длины пожарного рукава и длины компактной части струи, равной высоте защищаемого помещения, но не менее 6 м для жилых и других зданий высотой до 50 м и 8 м – при высоте жилых зданий более 50 м.

Число одновременно действующих пожарных кранов и рекомендуемые минимальные расходы воды приведены в СНиП 2.04.01-85*. Минимальный расход воды на одну струю нормируется 2,5 и 5 л/с, а число одновременно действующих струй – от одной до трех, в зависимости от назначения, объема и высоты здания.

Спринклерные противопожарные установки предназначены для автоматического тушения пожара, возникшего в помещении. Одновременно с подачей воды возникает сигнал тревоги. Спринклерные установки применяют в помещениях с повышенной пожарной опасностью.

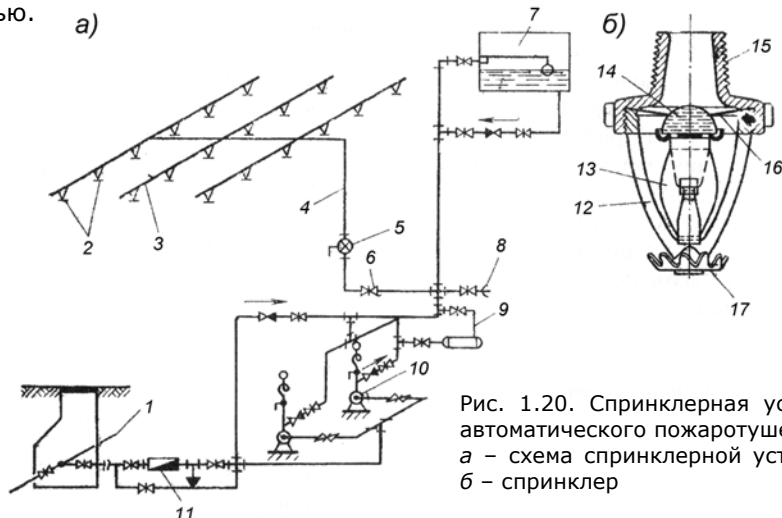


Рис. 1.20. Спринклерная установка автоматического пожаротушения: а – схема спринклерной установки; б – спринклер

Установка (рис. 1.20а) состоит из следующих основных элементов: спринклерных головок 2, смонтированных на ветвях 3 распределительной сети, контрольно-сигнального пускового клапана 5 и главной задвижки 6, смонтированных на главном подающем стояке 4, автоматического водопитателя (бака) 7, устройства для присоединения резервного водопитателя 8 и основного водопитателя, состоящего из импульсного гидропневмобака 9 объемом 0,5 м³, насосной установки 10, водомерного узла 11, присоединенного к магистральному трубопроводу наружного водопровода 1.

Спринклерные головки (оросители) (рис. 1.20б) ввертывают на резьбе в стальные трубы на расстоянии 3 – 4 м друг от друга в шахматном порядке в плане. В корпусе 15 спринклера установлена диафрагма 16 с отверстием диаметром 8, 10 и 12,7 мм, которое закрыто стеклянным полусферическим клапаном 14, поддерживаемым тремя медными или латунными пластинами 13, соединенными легкоплавким сплавом. Температуры плавления сплава 72°С±2; 93°С±2; 141°С±3; 182°С±3. Пластины замка опираются на розетку 17, прикрепленную к раме 12 головки спринклера. Расчетная площадь орошения одного спринклера типа СП-2 составляет 9 – 12 м². Выпускают также спринклеры типа ОВС с повышенной площадью орошения (12, 27, 36 м²) и эвольвентные типа ЭС.

Спринклерные установки бывают водяные, воздушные и водовоздушные. Водяные системы применяют в отапливаемых помещениях, воздушные и водовоздушные – в неотапливаемых.

Один из основных элементов установки – контрольно-сигнальный (пусковой) клапан (КСК), который, в зависимости от типа спринклерной установки, бывает водяной, воздушный и водовоздушный. Принцип действия водяного КСК следующий. Вся спринклерная сеть, оборудованная спринклерными головками, находится под напором и заполнена водой. Под действием повышенной температуры воздуха в помещении, где расположена спринклерная сеть, от возникшего пожара замки спринклерных головок расплавляются, и вода начинает выливаться из труб спринклерной сети. При этом давление в сети над КСК падает, клапан открывается, и вода по главному трубопроводу поступает в спринклерную сеть. Одновременно через отверстие клапана вода поступает к сигнальному устройству (датчику), включающему насос для подачи воды в спринклерную сеть от основного водопитателя.

Дренчерные полуавтоматические установки бывают заливные (во взрывоопасных помещениях) и сухотрубные. Оборудование этих установок состоит из сети с открытыми оросителями (дренчерами), автоматического и основного водопитателей и узла управления в виде запорной арматуры или клапанов группового действия, которые открываются только при возникновении пожара.

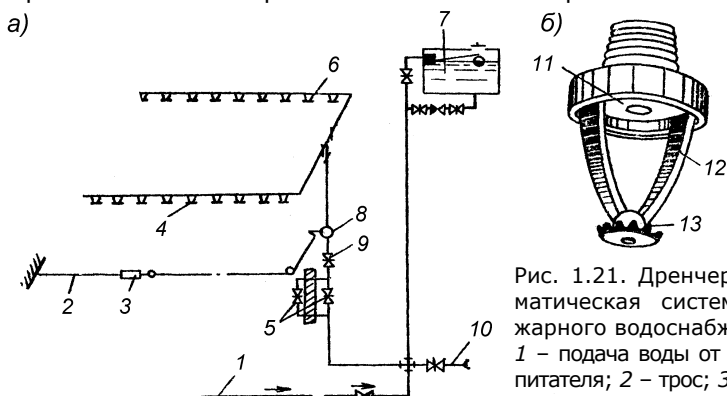


Рис. 1.21. Дренчерная полуавтоматическая система противопожарного водоснабжения:

1 – подача воды от основного водопитателя; 2 – трос; 3 – легкоплавкий замок; 4 – дренчеры; 5 – задвижки; 6 – распределительная сеть; 7 – водонапорный бак (автоматический водопитатель); 8 – клапан группового действия; 9 – главная задвижка; 10 – резервный водопитатель; 11 – корпус дренчера; 12 – рама; 13 – розетка

На рис. 1.21а приведена схема дренчерной установки, работа которой может быть автоматизирована с помощью спринклерных контрольных головок (оросителей), легкоплавких замков с тросовым управлением или термоэлектрических датчиков.

Дренчер (рис. 1.21б) состоит из головки с диафрагмой, рамы и розетки. Выпускают открытые оросители (дренчеры) двух типов: розеточные ДР и лопаточные ДЛ с отверстиями диафрагм 8, 10 и 12,7 мм, а также оросители с повышенной до 58 – 210 м² площадью орошения.

Размещают дренчеры на расстоянии не более 3 м друг от друга и не более 1,5 м от стен защищаемого помещения.

1.14. Местные установки кондиционирования воды

Местные установки кондиционирования воды предназначены для доочистки водопроводной воды в зданиях для использования ее в хозяйственно-питьевом водоснабжении, в горячем водоснабжении и отоплении, для работы инженерного оборудования самого здания (системы кондиционирования и пылеудаления) и технологического оборудования потребителей.

Различные потребители воды в зданиях предъявляют различные требования к качеству воды: так для систем теплоснабжения (бойлеры и паровые котлы) необходима умягченная вода, а для систем кондиционирования – частично обессоленная. Для медицинского оборудования в больницах и поликлиниках требуется глубоко обессоленная и обеззараженная вода, свободная от всех механических примесей. Кроме того, в любом городе существует большое число мелких производств, которым требуется специально подготовленная вода в относительно небольших количествах.

Поскольку качество водопроводной воды в ряде городов не всегда отвечает требованиям СанПиН 2.1.1074-01, в том числе в результате вторичного загрязнения в распределительных сетях, то возникают ситуации, когда необходима установка систем доочистки водопроводной воды у конечного потребителя для получения питьевой воды.

Если система доочистки стоит в квартире, и предназначена для одного или нескольких человек, то такое оборудование, как правило, относится уже к категории «бытовые фильтры», однако принцип очистки аналогичен более крупным системам, устанавливаемым в технических и вспомогательных помещениях жилых и общественных зданий.

Набор оборудования системы доочистки водопроводной воды зависит от состава исходной воды и требований к качеству очищенной воды, и в число его задач может входить:

- удаление коллоидного (окисленного) железа, взвешенных частиц и крупных примесей (песок, окалина): сетчатые фильтры, механические фильтры с картриджами или зернистой загрузкой, микро- и ультрафильтрационные мембраны;
- удаление растворенного железа (фильтры-обезжелезиватели);
- умягчение воды (Na-катионитовые фильтры со сменными картриджами или автоматической регенерацией, нанофильтрация);
- удаление неприятных запахов и привкусов (фильтры с активированным углем или сорбционной загрузкой, реже озонирование);
- удаление токсичных примесей (тяжелые металлы, органические соединения, в т.ч. хлороформ) (фильтры с активированным углем или сорбционной загрузкой, нанофильтрация или обратный осмос);
- обессоливание воды (ионообменные фильтры, обратный осмос, электродиализ);
- обеззараживание воды (бактерицидные ультрафиолетовые лампы, дозирование обеззараживающих реагентов, обработка загрузок фильтров серебром).

Для получения высококачественной питьевой воды чаще всего используют последовательно: механическую очистку, умягчение и обезжелезивание (при необходимости) и сорбцию на активных углях. Мембранные системы нанофильтрации и обратного осмоса позволяют исключить все вышеуказанные стадии, оставив на выходе только сорбционный фильтр для удаления запахов и привкусов.

Для гарантированного обеспечения бактериальной чистоты обработанной воды установки дополняют чаще всего ультрафиолетовыми лампами.

Эксплуатация систем доочистки водопроводной воды связана, в первую очередь, с заменой картриджей, промывкой механических фильтров и регенерацией загрузок ионообменных и обезжелезивающих фильтров. Последнее выполняется, как правило, автоматически, однако требуется периодическое пополнение запасов реагентов.

Особо следует отметить необходимость точно контролировать срок работы картриджей и фильтров с активированным углем и своевременно менять сорбент, поскольку при длительной работе на них активно развивается микрофлора, а истощившие свою сорбционную емкость угольные фильтры могут передавать в воду задержанные ранее загрязнения.

1.15. Основы автоматизации систем водоснабжения зданий

Для работы водонапорных установок в автоматическом режиме, а также для автоматизации работы водоочистных систем существуют ряд устройств, реагирующих на изменение давления, уровня или скорости течения воды.

Автоматическое включение или выключение электродвигателей насосов и компрессоров в системах водоснабжения зданий возможно при изменении уровня воды в водонапорном баке, либо давления в трубопроводах сети (или пневматическом баке) или скорости движения воды в трубопроводе.

При изменении указанных параметров приводятся в действие датчики, связанные с исполнительными механизмами включения или выключения магнитного пускателя, соединяющего или размыкающего линию электропитания двигателя насоса.

Для **контроля уровня** применяют различные реле уровня воды: механические, электронные, датчики давления и ультразвуковые датчики. В механических (поплавковых) реле уровня (рис. 1.22) чувствительным элементом является поплавок, поступательное движение которого различными способами передается на контакты реле. В зависимости от верхнего или нижнего положения уровня воды в баке реле уровня включает или выключает контакты электроцепи двигателя.

Принцип действия электронного датчика основан на преобразовании изменения электрического сопротивления между электродами датчика в релейный сигнал. При погружении электродов датчика в воду, по ним начинает идти микроток, который регистрирует датчик.

Для измерения уровня также используют чувствительные электронные датчики давления, которые могут определить даже небольшое изменение давления водяного столба и, соответственно, уровня воды в резервуаре. Эти датчики устанавливают в нижней части бака.

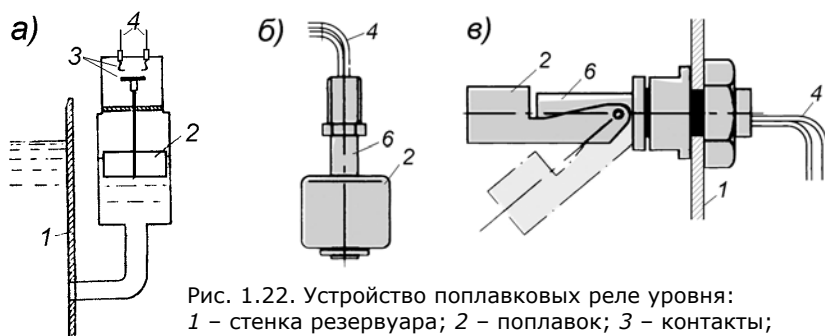


Рис. 1.22. Устройство поплавковых реле уровня:
1 – стенка резервуара; 2 – поплавок; 3 – контакты;
4 – провода; 5 – трубка с герконом; 6 – поплавок с магнитом

Для **контроля давления** применяют механические реле давления, электроконтактные манометры, электронные датчики давления.

Механические реле давления мембранного или диафрагмового типа и электроконтактные манометры широко используются для включения и выключения электродвигателей насосов и компрессоров в системах без водонапорных баков или с пневматическими баками. При изменении давления мембрана (диафрагма) изгибается и через рычаг реле замыкает или размыкает контакты цепи управления магнитного пускателя электродвигателя.

Для **контроля** наличия или отсутствия **потока** жидкости используют струйные реле. С помощью струйного реле включаются пожарные насосы. Принцип действия струйного реле основан на воздействии энергии струи воды, отклоняющей пластинку, которая замыкает контактное устройство. Струйное реле устанавливают у основания пожарных стояков либо у водонапорного бака (при отдельной системе водоснабжения).

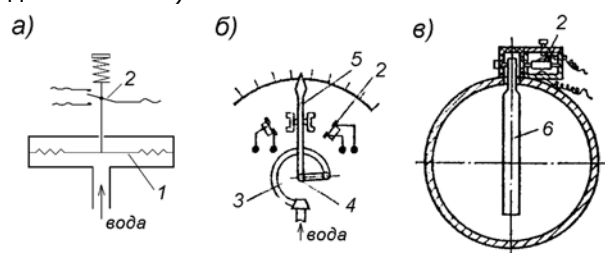


Рис. 1.23. Схема реле давления (а), контактного манометра (б) и струйного реле (в):
1 – мембрана;
2 – контакты;
3 – трубка датчика;
4 – ось стрелки;
5 – стрелка; 6 – чувствительная пластинка

2. Водоотведение зданий и отдельных объектов

2.1. Системы водоотведения зданий различного назначения

Система водоотведения (канализация) предназначена для удаления из здания загрязнений, образующихся в процессе санитарно-гигиенических процедур, хозяйственной и производственной деятельности человека, а также для отведения атмосферных и талых вод.

При наличии водоснабжения устраивают **сплавные системы** – загрязнения удаляют водой. В неканализованных районах без водопровода для жилых зданий и общежитий высотой один-два этажа при числе проживающих не более 50 чел., детских оздоровительных лагерей, сельских клубов и т.д. допускается устраивать местную **вывозную систему** с использованием люфтклозетов или выгребов.

По назначению системы водоотведения разделяются на:

- бытовые,
- производственные,
- внутренние водостоки.

Бытовая система отводит загрязненную воду после мытья посуды и продуктов, стирки белья, санитарно-гигиенических процедур (умывания, принятия ванны и т.д.).

Производственная система удаляет за пределы здания жидкость, использованную в технологических процессах, и содержащую отходы, которые в дальнейшем не могут быть применены в производстве.

Внутренние водостоки (дождевая канализация) отводит с кровли здания дождевые и талые воды.

Твердые отходы (мусор) удаляют мусоропроводами, которые также можно отнести к системам канализации – канализование твердых отходов.

Система водоотведения (рис. 2.1) состоит из следующих элементов: приемников сточных вод 1, гидрозатворов 2, внутренней водоотводящей сети 3, местных установок для очистки и перекачки сточных вод 4, выпусков 5.

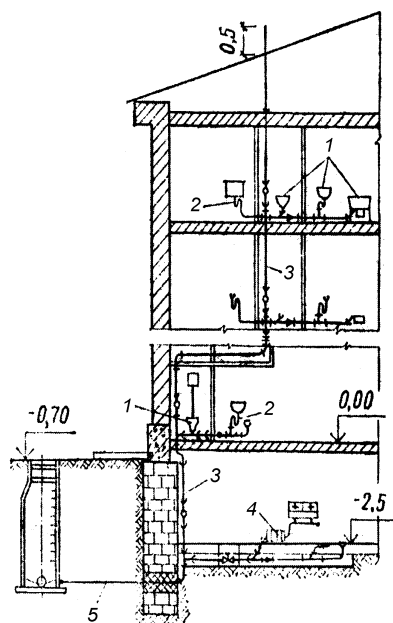


Рис. 2.1. Элементы системы канализации

Приемники сточных вод принимают загрязненную воду и отводят ее в водоотводящую сеть.

Гидравлические затворы предотвращают попадание вредных газов из водоотводящей сети в помещение.

Внутренняя водоотводящая сеть собирает и отводит сточные воды от приемников в дворовую канализационную сеть.

Местные установки для перекачки сточных вод предусматриваются на сети в том случае, если наружная сеть расположена выше дворовой сети.

На **установках для очистки сточных вод** производится предварительная очистка наиболее загрязненных стоков и удаляются вещества, которые могут нарушить нормальную работу наружной водоотводящей сети или очистных сооружений.

Выбор системы водоотведения отдельных зданий, а также ее схемы (число и взаимное расположение отдельных элементов системы) определяется назначением здания, видом технологического процесса, установленным оборудованием, глубиной расположения наружной водоотводящей сети, качественным составом сточных вод.

В жилых и общественных зданиях предусматривается хозяйственно-бытовая и ливневая (водостоки) система водоотведения. Охлаждающая вода от установок кондиционирования воздуха, не содержащая твердых и растворенных загрязнений, относится к условно-чистым стокам и сбрасывается в систему водостоков или бытовую водоотводящую сеть.

Схемы системы водоотведения **жилых зданий** обычно состоят из следующих основных элементов: приемников сточных вод (санитарных приборов), гидрозатворов, внутренней и дворовой водоотводящей сетей.

В **производственных зданиях** проектируются раздельная бытовая и производственная системы водоотведения и водостоки. Для отвода сточных вод, различающихся по составу, агрессивности, температуре или другим показателям, с учетом которых смешение этих вод недопустимо или нецелесообразно, предусматривается несколько производственных систем водоотведения, транспортирующих эти стоки раздельно. При проектировании систем необходимо рассмотреть возможность извлечения и использования ценных веществ, содержащихся в сточных водах, повторного использования очищенных сточных вод в производственном (оборотном) водоснабжении. Для этого в системах предусматривают местные установки для очистки и перекачки стоков.

С целью уменьшения строительных и эксплуатационных затрат желательно совместное отведение производственных и бытовых стоков объединенной системой. Это возможно в следующих случаях: если производственные сточные воды имеют температуру ниже 40 °С; содержат менее 500 мг/л взвешенных и всплывающих частиц; не оказывают разрушающего воздействия на материал труб и элементы сооружений канализации; не содержат вещества, которые способны засорять трубы, отлагаться на их стенках, препятствовать биологической очистке, образовывать взрывоопасные или токсичные смеси в сетях и сооружениях и т.д. При несоответствии стоков указанным требованиям на производственных системах водоотведения предусматривают установки для очистки, на которых сточные воды подвергаются предварительной обработке, в результате чего снижается содержание загрязнений до допустимого предела.

2.2. Материалы и оборудование водоотводящих сетей

Внутренняя канализационная сеть (рис. 2.2), состоящая из отводных трубопроводов 2, стояков 3, вытяжной части 1, горизонтальных линий 4, выпусков 6 и устройств для прочистки 5, монтируется из чугунных, пластмассовых, асбестоцементных труб. Стальные трубы применяются для прокладки коротких отводных линий от умывальников, моек, ванн и т.д.

Чугунные трубы изготавливают диаметром 50, 100, 150 мм. Для защиты труб от агрессивного воздействия сточных вод выполняют их антикоррозионное покрытие (нефтяной битум). Выпускают трубы двух классов — А и Б. К классу А относятся трубы, выдерживающие давление 0,1 МПа до нанесения антикоррозионного покрытия. Их используют для прокладки в строительных конструкциях. Трубы класса Б выдерживают то же давление после нанесения покрытия. Поскольку эти трубы менее герметичны, их применяют при открытой прокладке.

Чугунные трубы соединяются с помощью раструбов (рис. 2.3). Щель между раструбом 1 и гладким концом трубы 2 заполняют жгутом из смоляной пряди 3 и цементом 4. При использовании резинового кольца 5, размещаемого в канавке раструба, значительно снижается трудоемкость сборки труб и обеспечиваются эластичность и герметичность соединения.

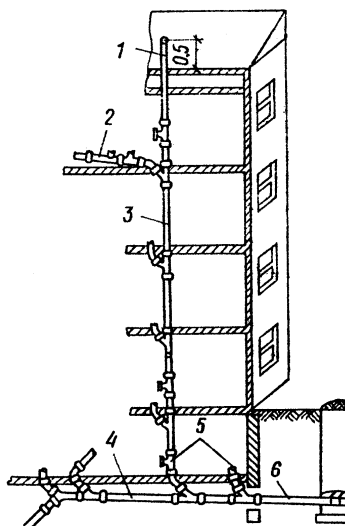


Рис. 2.2. Внутренняя канализационная сеть

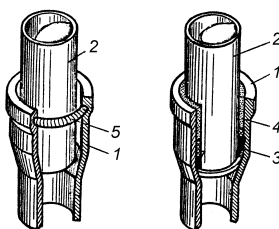


Рис. 2.3. Устройство раструбных соединений

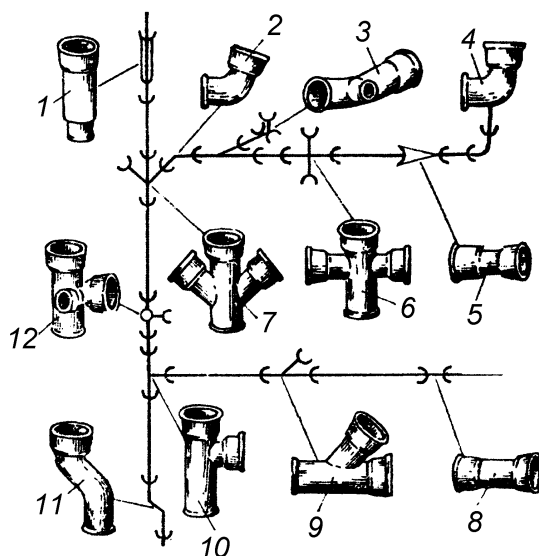


Рис. 2.4. Фасонные части: 1 - компенсационная муфта; 2 - отвод; 3 - отвод-крест; 4 - колено; 5 - переходный патрубок; 6, 7 - крестовина прямая и косая; 8 - муфта; 9, 10 - тройник косой и прямой; 11 - отступ; 12 - двухплоскостная крестовина

единения унитаза к стояку и боковых ответвлений меньшего диаметра; двухплоскостную крестовину 24, позволяющую присоединять к стояку горизонтальные ответвления, расположенные в разных плоскостях.

Для типовых разводов в санитарно-технических кабинках используют укрупненные унифицированные элементы, изготавливаемые путем отливки или с помощью контактной сварки отдельных фасонных частей.

За рубежом выпускаются чугунные трубы без раструбов, соединяемые с помощью специальных хомутов с резиновыми уплотнениями.

Пластмассовые трубы, по сравнению с металлическими, имеют меньшую массу, большую коррозионную стойкость, гладкую поверхность, обеспечивающую незасоряемость и небольшое гидравлическое сопротивление.

Однако при использовании этих труб необходимо учитывать их меньшую механическую прочность и значительный коэффициент линейного расширения.

Пластмассовые трубы изготавливают из полиэтилена низкой плотности (ПНП) и высокой плотности (ПВП), а также непластифицированного поливинилхлорида (ПВХ). Полиэтиленовые трубы диаметром 50 – 100 мм можно применять в районах с температурой воздуха не ниже – 20 °С. Трубы из ПВХ диаметром 50 и 100 мм более морозостойки (до – 30 °С).

Пластмассовые трубы используют в системах бытового и производственного водоотведения, транспортирующих воду с температурой не выше 40 – 60 °С. Их соединяют раструбным соединением с резиновым кольцом. Для компенсации температурных удлинений гладкий конец трубы вводят в раструб так, чтобы между его торцом и внутренним торцом раструба оставался зазор 3 – 6 мм. Трубы из ПВХ соединяют также на клею, получая прочное, герметичное соединение. Иногда используют раструбное сварное соединение (перед соединением расплавляют внутреннюю поверхность раструба и наружную поверхность гладкого конца).

Пластмассовые фасонные (соединительные) части по конфигурации и номенклатуре аналогичны чугунным фасонным частям.

Асбестоцементные безнапорные трубы диаметром 100 – 150 мм используют в производственной сфере для отвода агрессивных стоков. Соединяют асбестоцементные трубы асбестоцементными муфтами с резиновыми уплотнительными кольцами. При использовании чугунных муфт и фасонных частей зазор между трубой и муфтой заделывают аналогично чугунным трубам.

Стальные трубы для уменьшения коррозии покрывают асфальтовым или асфальтопечковым лаком. Их соединяют на резьбе, сварке или на клею.

Для изменения направления трубопровода, присоединения боковых ответвлений, соединения труб различного диаметра используют фасонные (соединительные) части (рис. 2.4): колено 4, отводы 2 с углом 110, 120 и 135°, крестовины прямые 6 (под углом 90°), косые 7 (под углом 45 и 60°), тройники прямые 10 и косые 9, отступы 11, муфты 8, патрубки переходные 5 и компенсационные 1.

Для облегчения монтажа и сокращения числа соединительных частей используют комбинированные фасонные части: тройники-переходы, позволяющие изменять направление трубопровода и присоединять трубу меньшего диаметра; отвод-крест 15 для присоединения унитаза к стояку и боковых ответвлений меньшего диаметра; двухплоскостную крестовину 24, позволяющую присоединять к стояку горизонтальные ответвления, расположенные в разных плоскостях.

Для устранения засоров и прочистки канализационной сети на ней предусматривают ревизии и прочистки.

Ревизии (рис. 2.5а, б) позволяют прочищать трубы в обоих направлениях. Их выполняют в виде люков 1 на трубе, закрываемых крышкой 2 с резиновой прокладкой, которые притягиваются к корпусу двумя или четырьмя болтами. Устанавливают их на вертикальных и горизонтальных участках трубопроводов. При подземной прокладке труб над ними устраивают смотровые колодцы 3 (см. рис. 2.5б).

Прочистки (рис. 2.5в) устанавливают в местах, где требуется прочистка труб только в одном направлении. Их выполняют в виде косяго тройника и отвода в 135° или двух таких отводов, обеспечивающих плавный вход очищающего троса в трубу. Сверху раструб закрывают заглушкой 4 на легкоплавкой мастике или сурико-меловой замазке.

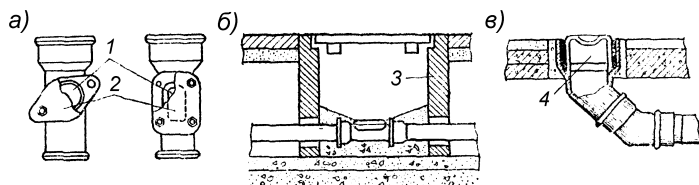


Рис. 2.5.
Ревизии и
прочистки

Приемники сточных вод собирают загрязненную воду и отводят в водоотводящую сеть. Их выполняют в виде открытых сосудов или воронок, в которые собираются вода и брызги, образующиеся при технологических процессах или проведении процедур. Приемники сточных вод разделяются на два вида: санитарные приборы, собирающие бытовые стоки, и приемники производственных сточных вод.

Санитарные приборы (см. табл. 2.1) служат для гигиенических целей (ванны, умывальники, раковины, души, писсуары, биде) и для хозяйственных нужд (мойки, раковины). Для питьевых нужд в общественных и производственных зданиях используют фонтанчики.

Таблица 2.1. Основные характеристики санитарных приборов

Санитарный прибор	Габариты, мм	Высота установки	Материал	Разновидности
Ванна	1700 x 750 1500 x 700 глубина чаши 400 – 460		эмалированный чугун, сталь, реже – пластик и керамика	сидячие ванны и глубокие поддоны
Умывальник	400 x 500 x 135 (I величина) 500 x 420 x 150 (II) 600 x 450 x 150 (III) 650 x 500 x 150 (IV) 700 x 600 x 150 (V)	0,8 – 0,85 м от пола, в детских учреждениях и школах – 0,7 м, в жилых-садах – 0,5 – 0,6 м.	керамика (фарфор, фаянс), реже пластмасса	прямоугольной, полукруглой, овальной, трапециевидной формы и др.; умывальник на постаменте
Рукомойник	480 x 320 x 130			
Мойка	одно отделение – 500 x 600 и 600 x 600; два отделения – 1000 x 600 и 800 x 600; глубина чаши 170 – 200	0,85 м от пола на подстолье, являющемся элементом кухонной мебели	чугун и листовая сталь, покрытые стекловидной эмалью; нержавеющая сталь без покрытия	
Унитаз	460 x 360; для детских и школьных учреждений – 405 x 290, высотой 330	Смывной бачок: на унитазе (бачок «Компакт»); на стене на высоте 0,8 – 1,0 м; на стене на высоте 1,8 м	керамика – фарфор, фаянс, покрытые глазурью.	Тип выпуска: прямой, направленный вниз, и косой, под углом 30°. По конструкции: тарельчатые, воронкообразные и козырьковые.

Разновидностью приемников сточных вод являются **трапы**, которые собирают загрязненную воду с пола помещения или от технологического оборудования. Трапы (рис. 2.6а, б) состоят из корпуса, в котором имеется перегородка, образующая гидравлический затвор. Для прочистки сети перегородка выполняется съемной (см. рис. 2.6а) или в ней делают отверстие, закрываемое пробкой (см. рис. 2.6б). Сверху трап закрыт съемной решеткой, задерживающей крупные загрязнения.

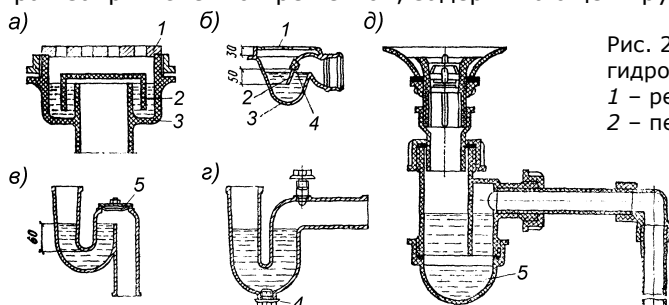


Рис. 2.6. Трапы (а, б) и гидрозатворы (в, г, д):
1 – решетка;
2 – перегородка;
3 – корпус;
4 – пробка;
5 – крышка

Все приемники сточных вод присоединяют к водоотводящей сети через гидрозатворы. **Гидрозатворы (сифоны)** задерживают вредные газы из системы канализации слоем воды высотой 40 – 70 мм, который образуется в изгибе трубопровода (U-образные гидрозатворы) (рис. 2.6в, г) или между двумя цилиндрами (рис. 2.6д). Незасоряемость сифонов обеспечивается большим проходным сечением и гладкой внутренней поверхностью. Для прочистки гидрозатворов и примыкающих к ним участков предусматривают отверстия, закрываемые крышками (сифоны-ревизии) или резьбовыми пробками.

Гидрозатворы изготовляют из чугуна, пластмассы или латуни.

2.3. Трассировка и устройство водоотводящей сети

Трассировка внутренней водоотводящей сети производится с таким расчетом, чтобы сточные воды удалялись из здания по кратчайшему пути. Перед трассировкой сети на планах и разрезах здания определяют число и места расположения приемников сточных вод. Размещение санитарно-технических приборов на планах и разрезах, в большинстве случаев, намечают архитекторы.

После каждого санитарно-технического прибора предусматривается гидрозатвор (за исключением приборов, в которых он имеется). В производственных сетях, отводящих стоки, загрязненные только механическими примесями, гидрозатворы устанавливать не обязательно.

В местах сосредоточения приемников сточных вод предусматривают стояки. Для уменьшения числа стояков желательно, чтобы приемники сточных вод располагались группами и друг над другом по этажам. Стояки размещают у колонн ограждающих конструкций по возможности ближе к приемникам (унитазам), в которые поступают наиболее загрязненные стоки, и с таким расчетом, чтобы длина отводящих труб была минимальной. Во избежание замерзания не рекомендуется устраивать стояки около наружных стен, дверей, ворот.

Отводные трубопроводы присоединяют к гидрозатворам санитарно-технических приборов и прокладывают к стояку прямолинейно с постоянным уклоном. Санитарные приборы в разных квартирах на одном этаже подключают к отдельным отводным трубопроводам. Боковые ответвления присоединяют с помощью косых тройников и крестовин (прямые крестовины и тройники не применяют).

Вентиляция сети. Стояк сверху переходит в вытяжную часть, которая предусматривается во всех зданиях высотой более пяти этажей (рис. 2.7). При меньшей этажности необходимость устройства вытяжной части проверяется расчетом. Вытяжную часть устраивают для предотвращения отсасывания воды из гидравлических затворов («срыва затвора») при образовании вакуума в стояке во время сброса жидкости и для вентиляции внутренней и наружной сети.

Конструкцию вытяжной части принимают в зависимости от назначения кровли (неэксплуатируемая, с игровыми площадками, кафе и т.д.) и высоты здания. На неэксплуатируемой кровле предусматривают простую вытяжную часть, диаметр которой равен диаметру стояка, высота – 0,3 – 0,5 м. На эксплуатируемых кровлях вытяжная труба выводится на высоту не менее 3 м. Допускается объединять несколько стояков для уменьшения числа проколов кровли (рис. 2.7а). Отдельный вентиляционный стояк (рис. 2.7б) устраивают в высотных зданиях (более 20 этажей) в тех случаях, когда невозможно проложить стояк большего диаметра или два параллельных стояка.

Стояк водоотводящей сети в нижней части плавно присоединяют к горизонтальному трубопроводу, который прокладывают так же, как отводные трубопроводы к выпуску.

Стояки и отводящие трубопроводы в жилых зданиях располагают обычно сзади или сбоку унитаза в санитарном узле. При размещении кухни в отдалении от санитарного узла прокладывают отдельный стояк для отвода стоков от моек.

В типовых жилых и общественных зданиях стояки размещают вместе со стояками водоснабжения в санитарно-технических блоках, панелях, кабинах, которые монтируют одновременно со строительными конструкциями здания, что позволяет сократить объем монтажных работ на строительной площадке (см. рис. 2.8).

Трубы прокладывают открыто с креплением к конструкциям зданий, а также на специальных опорах, или скрыто – с заделкой в строительные конструкции перекрытий, под полом, в панелях, бороздах стен, в подшивных потолках, санитарно-технических кабинах, вертикальных шахтах, под плинтусом в полу.

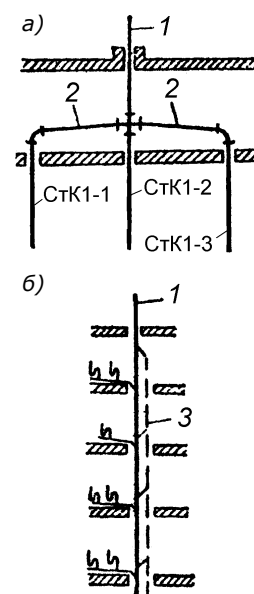


Рис. 2.7. Вентиляция канализационной сети:
1 – вытяжка;
2 – сборный трубопровод;
3 – вентиляционный стояк

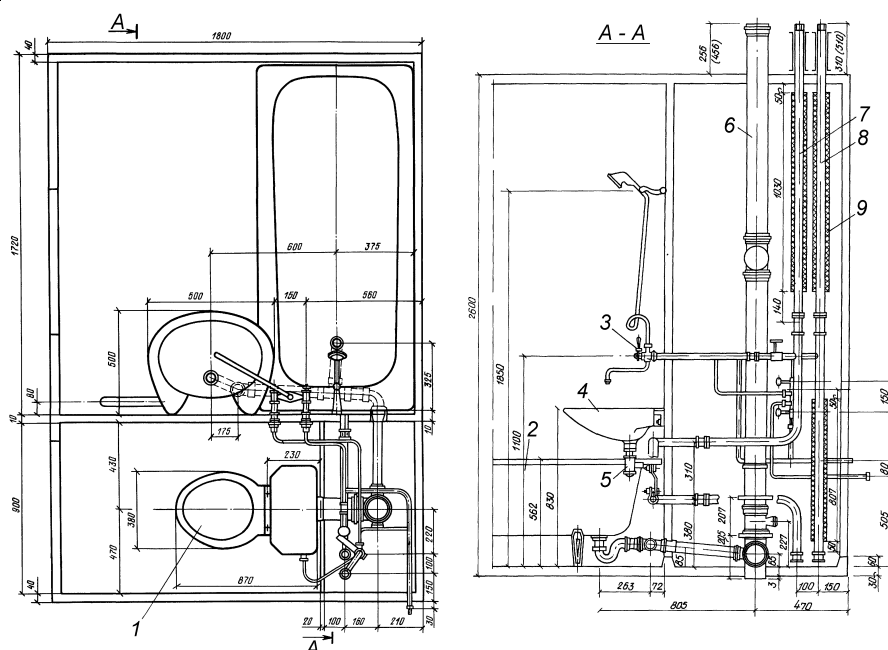


Рис. 2.8. Унифицированная санитарно-техническая кабина раздельного типа:
1 – унитаз, 2 – ванна, 3 – смеситель с душевой сеткой, 4 – умывальник,
5 – сифон бутылочный, 6 – стояк канализационный, 7 – стояк горячей воды,
8 – стояк холодной воды, 9 – изоляция

Выпуски располагают, по возможности, с одной стороны здания перпендикулярно наружным стенам так, чтобы длина горизонтальных линий, соединяющих стояки, была минимальной.

В малоэтажных жилых домах проектируют, как правило, один выпуск на секцию, который выводят во двор. В зданиях с техническими подпольями и неэксплуатируемыми подвалами целесообразно устраивать два или один торцовый выпуск. Выпуски присоединяют к дворовой сети в колодце под углом не менее 90° . Расстояние между стенами здания и колодца принимается не менее 3 м. Максимальная длина выпуска (от оси прочности или стояка до оси колодца) принимается 6; 7,5; 10 м при диаметрах труб, соответственно 50; 100; 150 мм, что позволяет ликвидировать засоры через прочистку, установленную перед выпуском. При большей длине выпуска необходимо предусматривать дополнительный колодец.

За пределами здания выпуск прокладывают ниже глубины промерзания грунта или не более чем на 0,3 м выше этой глубины. При необходимости выпуск можно прокладывать на меньшей глубине, обеспечивая теплоизоляцию. Минимальная глубина его заложения 0,7 м.

Материал труб водоотводящей сети выбирают с учетом требований прочности, коррозионной стойкости и экономичности. Наиболее часто для внутренних сетей используют раструбные чугунные и пластмассовые трубы. Для выпусков применяют также асбестоцементные трубы. Диаметр труб и уклон определяются расчетом или конструктивно исходя из условия незасоряемости. Максимальные уклоны для труб всех диаметров не более 0,15.

После нанесения элементов водоотводящей сети на планы и разрезы здания составляют аксонометрическую схему, на которой показывают места расположения устройств для прочистки сети. Ревизии и прочистки размещают в следующих местах: на стояках в нижнем и верхнем этажах при отсутствии на них отступов, а при наличии отступов – также и вышерасположенных над отступами этажах; в жилых зданиях высотой пять этажей и более – не реже, чем через три этажа; в начале участков (по движению стоков) отводных труб при числе присоединяемых приборов три и более, под которыми нет устройств для прочистки; на поворотах сети – при изменении направления движения стоков, если участки трубопроводов не могут быть прочищены через другие участки; перед выпусками из здания. На горизонтальных участках наибольшее расстояние между ревизиями и прочистками принимается согласно СНиП 2.04.01-85*.

Ревизии и прочистки размещают в местах, удобных для обслуживания. На подземных трубопроводах ревизии устанавливают в колодцах.

2.4. Дворовая и микрорайонная водоотводящая сеть

Из здания сточные воды отводятся в наружную уличную сеть через систему трубопроводов, которая, в зависимости от расположения ее на территории населенного пункта или промышленного предприятия, называется дворовой, внутриквартальной или внутриплощадочной (заводской).

Дворовая сеть 3 (рис. 2.9) принимает стоки от выпусков 1 внутренней сети одного или нескольких домов.

Внутриквартальная (микрорайонная) сеть обслуживает большую группу зданий и, в зависимости от размеров и положения, может приближаться к дворовой или иметь магистральную линию, к которой присоединяются боковые ответвления (дворовые сети), собирающие воду от выпусков отдельных зданий.

Внутриплощадочные (заводские) сети включают участки, соединяющие отдельные выпуски из зданий, и магистральные участки, проложенные по проездам или в других местах предприятия.

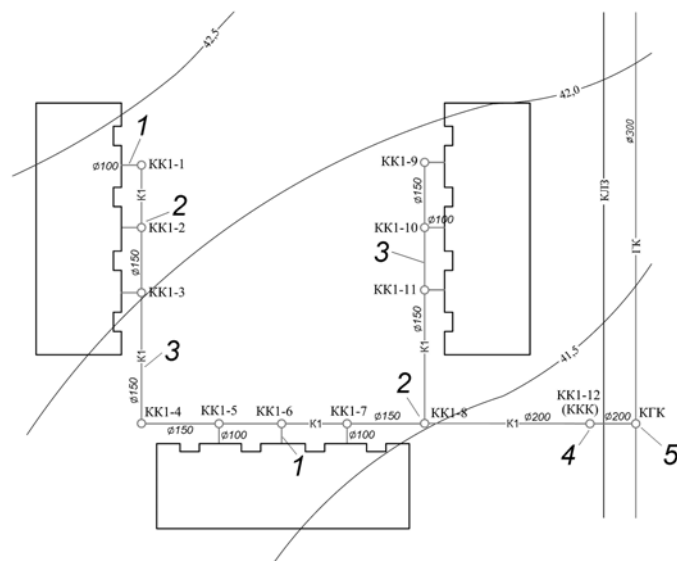


Рис. 2.9. Дворовая водоотводящая сеть:

1 – выпуск; 2 – смотровой колодец; 3 – трубопровод;
4 – контрольный колодец; 5 – колодец городской сети

Рис. 2.10. Устройство колодца:
1 – люк;
2 – горловина;
3 – переходный конус;
4 – скобы;
5 – рабочая камера;
6 – лоток;
7 – дно

Дворовые, внутриквартальные и внутриплощадочные сети устраивают из керамических, асбестоцементных, бетонных труб. Чугунные трубы применяют в особых условиях (вечномерзлые, просадочные грунты). Трасса дворовой, внутриквартальной и внутриплощадочной сети зависит от расположения зданий, выпусков, наружной канализационной сети и других коммуникаций, рельефа местности.

Трубопроводы прокладывают, как правило, параллельно зданиям по направлению к магистральным линиям и наружной сети так, чтобы направление движения стоков совпадало с уклоном местности. Протяженность сети должна быть минимальной. Расстояние от стены здания принимается не менее 3 – 5 м, чтобы при проведении земляных работ не повредить основание здания.

Расстояние между внутриквартальной сетью и другими коммуникациями принимают в соответствии со СНиП на составление генеральных планов. Боковые присоединения и повороты трассы должны производиться под углом не менее 90°, так как при остром угле создаются встречные потоки, происходят выпадение осадков и засорение труб.

Перед присоединением к наружной сети на расстоянии 1,0 – 1,5 м от красной линии застройки устанавливают контрольный колодец 4 (см. рис. 2.9). Присоединение к наружной сети желательно производить в одной точке к имеющемуся колодцу 5.

Для контроля за работой сети и ее прочистки устраивают смотровые колодцы 3 в местах присоединения выпусков, на поворотах, в местах изменения диаметров и уклонов труб, на прямых участках на расстоянии не более 35 м при диаметре труб 150 мм и 50 м – при диаметре труб 200 – 450 мм.

Колодцы (рис. 2.10) устраивают из сборных железобетонных элементов или кирпича. При диаметре труб до 200 мм и глубине колодца до 2 м диаметр его принимается 700 мм; при больших диаметрах

Водоснабжение зданий	и глубинах – 1000 мм и более. Колодцы перекрывают чугунными люками 1 диаметром 650 мм со съёмными крышками. На дне колодца 7 устраивают лоток 6, над которым расположена рабочая камера 5 высотой не менее 1800 мм и диаметром более 1000 мм, соединяющаяся с люком горловиной 2. Между рабочей камерой и горловиной находится переходный конус 3 или плита. Для спуска в колодец предусматривают скобы 4. Диаметр и уклон труб определяют расчетом. На участках между колодцами прокладывают трубы одного диаметра с постоянным уклоном без перегибов и изломов. Трубы различного диаметра сопрягают по высоте в колодцах, обычно «шелыга в шелыгу», т.е. верхний свод обеих труб находится на одном уровне. Начальная глубина заложения сети определяется глубиной заложения выпуска в начале сети. При необходимости (малая глубина заложения колодца наружной сети и т.д.) она может быть уменьшена, а трубы должны быть защищены от промерзания или механического повреждения. Уклон трубопровода следует выбирать с таким расчетом, чтобы заглубление труб было минимальным. 2.5. Расчет систем водоотведения Нормы водоотведения (суточные и часовые) равны нормам водопотребления на хозяйственно-бытовые и другие нужды, при которых безвозвратные потери водопроводной воды незначительны. Если нормы водопотребления включают расходы воды, которые не поступают в систему водоотведения, на поливку или другие нужды, то при определении нормы водоотведения эти расходы необходимо вычесть из нормы водопотребления. Режим водоотведения в зданиях тесно связан и определяется теми же закономерностями, что и режим водопотребления, поэтому суточные $q_{к.сут.к}$, часовые $q_{р.ч.к}$ и секундные $q_{р.к}$ расходы можно вычислить по методике определения расходов в системе водоснабжения, используя нормы водоотведения и секундные расходы стоков из санитарных приборов. В системах, оборудованных санитарными приборами, работающими на проток (умывальники, биде и т.д.), вся вода, вытекающая из водопровода, сразу попадает в канализацию и расчетные расходы в обеих системах равны. В системах, имеющих санитарные приборы (ванны, смывные бачки и т.д.), которые медленно наполняются из водопровода и быстро опорожняются после процедуры со значительным секундным расходом воды, расчетные расходы стоков при малом числе приборов выше, чем в системе водоснабжения. При большом числе приборов расходы от опорожнения отдельных приборов накладываются, усредняются и приближаются к расходам в системе водоснабжения. В связи с этим расходы, поступающие в систему водоотведения, можно определить по формулам: $\text{при } q_p < 8 \text{ л/с } q_{р.к} = q_{р.общ} + q_{о.пр}$ $\text{при } q_o > 8 \text{ л/с } q_{р.к} = q_{р.общ}$ где $q_{р.общ}$ – расчетный общий расход холодной и горячей воды, л/с; q_o – расход сточных вод от прибора с наибольшим водоотведением, л/с. Расход сточных вод от различных санитарных приборов согласно СНиП 2.04.01-85* составляет (л/с): умывальник – 0,15; ванна – 0,8; душевая кабина – 0,2; мойка – 0,6; унитаз со смывным бачком – 1,6. Для надежной работы сети большое значение имеет скорость движения сточных вод, которая должна быть такой, чтобы смывать отложения со стенок труб и не допускать выпадения взвесей из сточной жидкости. Минимальная скорость, удовлетворяющая этому условию, называется самоочищающей. Она зависит от состава сточных вод и количества взвешенных веществ. В пределах здания скорость движения сточных вод в трубах диаметром до 150 мм не должна быть менее 0,7 м/с. Трубопроводы системы водоотведения работают при частичном наполнении, что позволяет удалять из сети вредные газы через пространство над уровнем воды, предотвращает нарушения гидрозатворов и позволяет принимать кратковременные пиковые расходы, не предусмотренные расчетом.	Для пометок
	Водоотведение зданий	

Максимальное наполнение для труб h/d внутри здания допускается до 0,5, минимальное наполнение, равное 0,3, принимается из условия транспортирования легких крупных взвесей (бумага, ветошь и т.д.).

Для облегчения гидравлического расчета канализационных трубопроводов составлены специальные номограммы и таблицы.

Для предотвращения засоров диаметр и уклон трубопровода должны быть подобраны так, чтобы соблюдалось условие

$$v\sqrt{h/d} > k$$

где $k = 0,5$ для трубопроводов из пластмассовых и стеклянных труб; $k = 0,6$ для трубопроводов из других материалов.

Если это условие соблюсти невозможно, участки сети считаются безрасчетными и уклон трубопроводов диаметром 50, 100, 150 мм принимается, соответственно 0,025; 0,02; 0,008.

При падении жидкости в стояке образуется вакуум, который зависит от расхода, диаметра стояка и присоединяемого отводного трубопровода, угла присоединения его к стояку. При вакууме 650 Па гидрозатворы высотой 60 мм «срываются», т.е. из них уходит вся вода, и токсичные газы могут проникнуть в помещение. Предельные расходы, при которых происходит срыв гидрозатворов в вентилируемых стояках, приведены в СНиП 2.04.01-85*. В стояках небольшой высоты при движении сточных вод вакуум может быть меньше допустимого, поэтому их можно делать без вытяжной части, выводимой на крышу здания.

2.6. Местные установки во внутренних системах водоотведения

Местные установки для перекачки сточных вод предусматриваются в том случае, если водоотведение нельзя реализовать самотеком.

Для перекачки сточных вод применяют насосные установки с приемным резервуаром, погружные насосы, установленные в колодце, пневматические установки.

Насосные установки с приемным резервуаром (рис. 2.11) по конструкции аналогичны водопроводным установкам. Однако необходимо учитывать особенности, обусловленные значительной загрязненностью перекачиваемых сточных вод. В зависимости от вида стоков применяют насосы фекальные, песковые, кислотостойкие и т.п. Обычно используют канализационные центробежные насосы, имеющие увеличенные зазоры между лопастями и корпусом для свободного прохождения твердых частиц. Эти насосы оборудованы люками для осмотра и очистки рабочих колес и приспособлениями для очистки колес от грязи. Марка насосов и число агрегатов определяются расчетом.

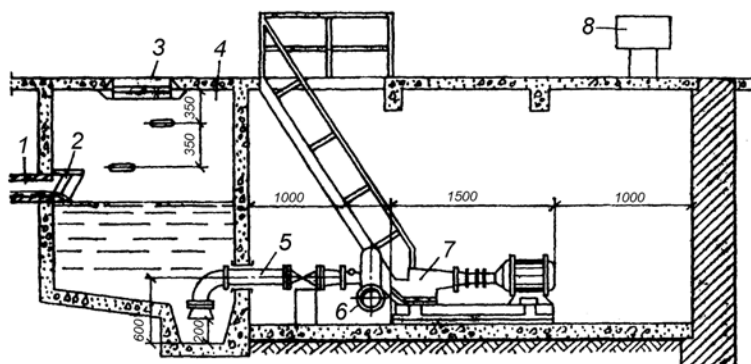


Рис. 2.11. Насосная установка для перекачки сточных вод с приемным резервуаром: 1 – подающая труба; 2 – решетка; 3 – крышка; 4 – приемный резервуар; 5 – всасывающая труба; 6 – напорный трубопровод; 7 – насос; 8 – вентиляция.

По напорной линии 6 стоки подаются в вышерасположенный колодец. Приемный резервуар 4 изготавливают из бетона или железобетона и покрывают гидроизоляцией. При наличии в сточных водах крупных примесей на подающем трубопроводе 1 в резервуаре устанавливают решетку 2 с зазорами 20 – 30 мм. Резервуар оборудуют крышкой 3, указателем уровня, устройством для взмучивания осадка и приточно-вытяжной вентиляцией 8. Объем резервуара определяют расчетом.

Для перекачки сточных вод целесообразно применять специальные погружные насосы (см. рис. 2.12), которые размещают в колодцах.

Насосы работают в автоматическом режиме. Для ремонта насосы поднимают на поверхность по направляющим с помощью электротали.

Пневматические установки используют для перекачки с помощью сжатого воздуха небольшого количества сточных вод. Установки работают периодически по мере наполнения герметичного резервуара (объемом до 1 м³), размещаемого на дне колодца. При наполнении резервуара в него автоматически подается сжатый воздух, который выдавливает стоки в напорную трубу.

Установки для перекачки сточных вод, не имеющих ядовитого и неприятного запаха и не выделяющих вредные газы и пары, можно располагать в производственных и общественных зданиях. Установки для перекачки бытовых и производственных стоков, имеющие в своем составе токсические или быстро загнивающие загрязнения, а также имеющие ядовитый и неприятный запах и выделяющие газы и пары, следует располагать в отдельно стоящем здании, подвале или изолированном помещении, а при отсутствии подвала – в отдельном отапливаемом помещении первого этажа, имеющем самостоятельный выход наружу или на лестничную клетку. Помещение должно быть оборудовано приточно-вытяжной вентиляцией. Приемные резервуары для указанных стоков необходимо размещать за пределами зданий в изолированных помещениях вместе с насосами. Запрещается размещать насосные станции системы водоотведения в жилых домах, детских учреждениях, больницах, предприятиях общественного питания, предприятиях пищевой промышленности, под рабочими помещениями административных зданий, учебных заведений, а также в зданиях и помещениях, к которым предъявляются повышенные требования по уровню шума.

Местные установки для перекачки сточных вод подбирают по расчетному расходу и давлению, равному или большему, чем перепад отметок дна приемного резервуара и поверхности земли у колодца или лотка трубы, в которые перекачиваются стоки, плюс потери давления.

Объем приемного резервуара определяют в соответствии с часовым графиком притока сточных вод и режимом работы насосов так же, как объем резервуаров системы водоснабжения. В автоматических насосных установках объем резервуаров принимают исходя из условия включения насосов не более 6 раз в 1 ч.

Сточные воды из производственных систем перед сбросом в систему хозяйственно-бытового водоотведения или перед повторным использованием в оборотных системах подвергают очистке на местных установках (решетках, отстойниках, жирословителях, бензомаслоуловителях, усреднителях, нейтрализаторах и т.д.). Схема очистки и вид сооружений определяются составом загрязнений.

В частности, жирословители (жироловки) устанавливаются на предприятиях общественного питания, в крупных столовых и могут быть индивидуальные, устанавливаемые после моек оборудования, посуды и т.д., и групповые, предусматриваемые для группы приборов в отдельном помещении.

Бензомаслоуловители собирают загрязнения, которые легче воды (масло, керосин, бензин и т.д.) и могут устанавливаться на дождевой канализации, отводящей воду от автозаправочных станций, автомоек и т.п.

2.7. Внутренние водостоки

Внутренние водостоки отводят дождевую и талую воду с кровли по трубопроводам, расположенным внутри здания. Из внутренних водостоков вода отводится в наружные сети дождевой канализации (закрытый выпуск) (рис. 2.13а) или на тротуары (открытый выпуск) (рис. 2.13б).

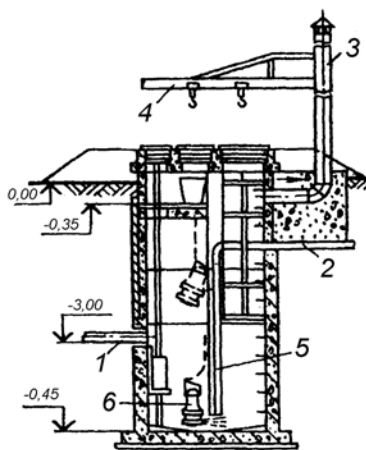


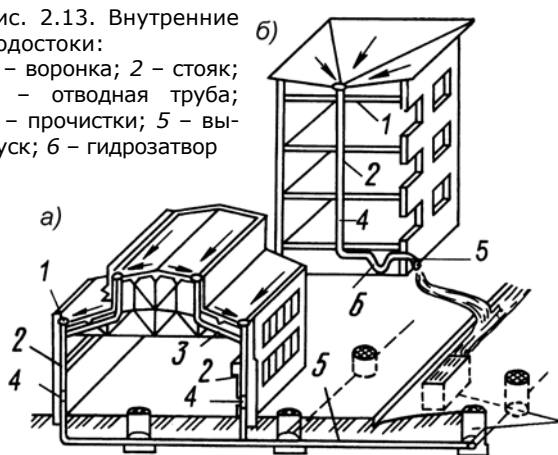
Рис. 2.12. Насосная установка с погружным насосом:

- 1 – подающая труба;
- 2 – напорный трубопровод;
- 3 – вентиляция;
- 4 – электроталь;
- 5 – направляющие;
- 6 – насос.

Для пометок

Рис. 2.13. Внутренние водостоки:

1 – воронка; 2 – стояк;
3 – отводная труба;
4 – прочистки; 5 – выпуск;
6 – гидрозатвор



Внутренние водостоки состоят из водосточных воронок 1, стояков 2, отводных труб 3, соединяющих водосточные воронки со стояками, выпусков 5, устройств для прочистки 4. Водостоки с открытым выпуском при расчетной температуре наружного воздуха ниже -5°C оборудуют гидрозатвором 6, который в холодное время года препятствует поступлению холодного

воздуха и промерзанию водостока. В помещениях с отрицательной температурой воздуха предусматривают обогрев водостоков (подачу теплого воздуха, электрообогрев и т.д.).

Водостоки монтируют из напорных асбестоцементных, стальных, чугунных и пластмассовых труб. Стальные трубы применяют на подвесных участках при наличии вибрационных нагрузок.

Водосточные воронки (рис. 2.14) состоят из корпуса 4, устанавливаемого в перекрытии 5, рамы 2, решетки 1 или колпака 7 для задержания мусора. Воронки герметично соединяют с кровлей, чтобы атмосферные воды не просачивались и не разрушали перекрытие. Слой гидроизоляции 3 зажимают болтами между корпусом и рамой и заливают сверху мастикой. Применяют водосточные воронки диаметром 80, 100, 150 и 200 мм.

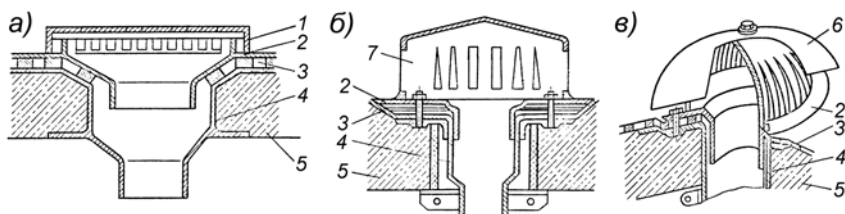


Рис. 2.14. Водосточные воронки: 1 – решетка; 2 – рама; 3 – слой гидроизоляции; 4 – корпус; 5 – перекрытие; 6 – струевыпрямитель

Воронки с решетками (плоские) (рис. 2.14а) устанавливают на плоских эксплуатируемых кровлях. Воронки с колпаком (колпаковые) (рис. 2.14б, в) применяют на скатных, а также плоских неэксплуатируемых кровлях. Для увеличения пропускной способности водосточных воронок устанавливают струевыпрямители 6, которые препятствуют образованию завихрений у воронки, сужающих проходное сечение.

Тип водостоков в здании принимают в зависимости от вида здания, этажности, типа кровли, наличия наружной сети дождевой канализации. Водосточные воронки устанавливают на расстоянии не более 48 м друг от друга с учетом рельефа кровли, конструкции здания, расчетной площади водосбора. В жилых зданиях желательно устанавливать одну воронку на секцию. На кровле предусматривается уклон $0,01 - 0,015$ к водосточным воронкам так, чтобы на крыше не было мест, где может скапливаться влага.

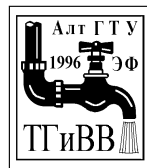
Стояки прокладывают в отапливаемых помещениях вдали от наружных стен, около колонн, перегородок с таким расчетом, чтобы длина подземных участков была минимальной. Для предотвращения замерзания в стояки должна быть обеспечена постоянная подача теплого воздуха.

Для расчета дождевой водоотводящей сети необходимо знать количество атмосферных осадков, которое зависит от метеорологических условий в районе расположения здания и определяется по расчетной интенсивности дождя заданной продолжительности (по данным многолетних метеорологических наблюдений или по карте изолиний).

Площадь водосбора определяется как горизонтальная проекция участка кровли, с которого вода стекает к воронке. При наличии стен, примыкающих к кровле и возвышающихся над ней, водосборная площадь увеличивается на 30 % суммарной площади вертикальных проекций стен.



**МИНИСТЕРСТВО
ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**



**ГОУ ВПО АЛТАЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
им. И. И. Ползунова**

И.А. Бахтина

**Проектирование и расчёт
очистных сооружений водопровода**

**учебное пособие
для студентов специальности 270112
«Водоснабжение и водоотведение»**

Барнаул 2007 г.

Бахтина И.А. Проектирование и расчёт очистных сооружений водопровода: учебное пособие / И.А.Бахтина: Алт. гос. техн. ун-т им. И.И. Ползунова. – Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 2007. - 257 с.

В пособии рассматриваются методики проектирования и расчета очистных сооружений водопровода, как основных так и вспомогательных сооружений.

Рассмотрены и одобрены
на заседании кафедры
“Теплотехника, гидравлика,
водоснабжение и водоотведение”

Протокол № 7 от “5” марта 2006г.

Рецензент: к.т.н., доцент Л.И. Бельдеева

Содержание

1 ВЫБОР СХЕМЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ СТАНЦИИ

- 1.1 Определение производительности станции
- 1.2 Выбор технологической схемы очистки и состава основных сооружений

2 ВЫБОР ВИДА И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОЗ РЕАГЕНТОВ

- 2.1 Определение дозы коагулянта
- 2.2 Определение дозы щелочного реагента
- 2.3 Определение дозы флокулянта
- 2.4 Определение дозы хлора
- 2.5 Определение концентрации взвешенных веществ в воде

3 РЕАГЕНТНОЕ ХОЗЯЙСТВО

- 3.1 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования коагулянта
- 3.2 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования раствора подщелачивающего реагента
- 3.3 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования раствора флокулянта
- 3.4 Расчёт оборудования для обеззараживания воды

4 ВЫБОР И РАСЧЁТ СМЕСИТЕЛЯ

5 РАСЧЁТ ВОЗДУХООТДЕЛИТЕЛЯ

6 РАСЧЁТ КАМЕРЫ ХЛОПЬЕОБРАЗОВАНИЯ И ОТСТОЙНИКА

7 РАСЧЁТ ОСВЕТИТЕЛЯ СО ВЗВЕШЕННЫМ СЛОЕМ ОСАДКА

8 РАСЧЁТ СКОРЫХ ФИЛЬТРОВ

- 8.1 Скорые фильтры с промывкой водой
- 8.2 Скорые фильтры с водо-воздушной промывкой
- 8.3 Напорные фильтры

9 РАСЧЁТ КОНТАКТНЫХ ОСВЕТИТЕЛЕЙ

10 РАСЧЁТ БАРАБАНЫХ ФИЛЬТРОВ

11 РАСЧЁТ КОНТАКТНЫХ ПРЕФИЛЬТРОВ

12 РАСЧЕТ КРУПНОЗЕРНИСТЫХ ФИЛЬТРОВ

13 РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ ФИЛЬТРОВ

14 РАСЧЕТ МЕДЛЕННЫХ ФИЛЬТРОВ

15 ПЕСКОВОЕ ХОЗЯЙСТВО

16 РЕЗЕРВУАРЫ ЧИСТОЙ ВОДЫ

17 СОСТАВЛЕНИЕ ВЫСОТНОЙ СХЕМЫ

18 ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДЫ ОТ ПРОМЫВКИ
ФИЛЬТРОВ

19 СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ОБРАБОТКИ ОСАДКА

20 РАСЧЁТ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАТРАТ НА
СТАНЦИИ ВОДОПОДГОТОВКИ

Литература

ПРИЛОЖЕНИЕ

1 ВЫБОР СХЕМЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ СТАНЦИИ

1.1 Определение производительности станции

Станция водоочистки рассчитывается на равномерную работу в течение суток, если её полная производительность составляет не менее 3000 м³/сут.

Полная производительность водоочистных сооружений складывается из полезной производительности и расхода воды на собственные нужды (промывка фильтров или контактных осветлителей, продувка отстойников или осветлителей со взвешенным слоем осадка). Полезная суточная производительность станции принимается равной расходу в сутки наибольшего водопотребления и определяется с учётом пополнения противопожарных запасов, которые хранятся в резервуарах чистой воды или в пожарных водоёмах.

$$Q_{полн} = Q_{нст} + Q_{ползн}, \quad (1)$$

где $Q_{полн}$ – полная производительность станции водоочистки, м³/сут;

$Q_{нст}$ – расход воды на собственные нужды станции, м³/сут, предварительно определяется по формуле (2), а в дальнейшем уточняется расчетами

$$Q_{нст} = \alpha \cdot Q_{ползн}, \quad (2)$$

где α – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды станции предварительно принимается по п.6.6 /1/ ($\alpha = 3 - 4\%$ при повторном использовании промывной воды, $\alpha = 10 - 14\%$ без повторного использования);

$Q_{ползн}$ – полезная производительность станции, м³/сут.

1.2 Выбор технологической схемы очистки и состава основных сооружений

Выбор схемы и определение состава основных сооружений очистки производится в зависимости от полной производительности станции и основных показателей качества исходной воды (максимальной мутности и цветности) по таблице 15 /1/ и в соответствии с указаниями, приведёнными в п.6.2 – 6.3 /1/. При соответствующих обоснованиях допускается отступление от рекомендаций СНиП.

При среднемесячном содержании в воде планктона свыше 1000 кл/см^3 следует устанавливать микрофильтры, при содержании в воде крупных плавающих и взвешенных примесей применяют барабанные фильтры. Выбор микрофильтров производится по таблице 6 /2/. Выбор барабанных фильтров осуществляется согласно п.6.11 – 6.14 /1/ и данным таблицы 8 /2/ или по таблице П1 Приложения.

2 ВЫБОР ВИДА И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОЗ РЕАГЕНТОВ

2.1 Определение дозы коагулянта

Одним из наиболее распространённых и широко применяемых на практике приёмов снижения содержания взвеси является осаждение под действием сил тяжести. Однако при-меси обуславливающие мутность и цветность природных вод, отличаются малыми размерами, вследствие чего их осаждение происходит крайне медленно, т.к. силы диффузии превалируют над силами тяжести. Кроме этого коллоидные частицы, обуславливающие мутность и цветность, в неочищенной воде несут отрицательный поверхностный заряд, который вызывает их отталкивание и препятствует агломерации.

Использование коагулянта нейтрализует этот заряд и вызывает образование небольших хлопьев.

Коагуляцией примесей воды называют процесс укрупнения коллоидных и взвешенных частичек дисперсной системы, происходящей в результате их межмолекулярного взаимодействия и объединения в агрегаты. Этот процесс завершается отделением агрегатов слипшихся частичек от жидкой фазы.

На скорость коагуляции влияют условия перемешивания, pH, температура, щелочность, состав воды, доза коагулянта и др.

В качестве коагулянтов могут применяться следующие соединения:

- сульфат алюминия $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$;
- оксихлорид алюминия $\text{Al}_2(\text{OH})_5\text{Cl} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$;
- алюминат натрия NaAlO_3 ;
- хлорное железо $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$;
- железный купорос $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$;
- сульфат железа $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$;
- смешанные алюможелезистые коагулянты и др.

Наиболее распространены сульфат алюминия и хлорид железа.

Доза коагулянта (г/м^3) рассчитывается по формуле:

$$D_{\kappa} = 4 \cdot \sqrt{C}, \quad (3)$$

где C – цветность обрабатываемой воды, град.

В соответствии с исходной максимальной мутностью по таблице 1 (или таблице 16 /1/) выбирают дозу коагулянта.

Таблица 1 – Доза коагулянта в зависимости от мутности обрабатываемой воды

Мутность воды, г/м^3	Доза коагулянта, г/м^3	Мутность воды, г/м^3	Доза коагулянта, г/м^3
менее 100	25 – 35	600 – 800	50 – 60
100 – 200	30 – 40	800 – 1000	60 – 70
200 – 400	35 – 45	1000 – 1500	70 – 80
400 – 600	45 – 50		

Применчение: 1) Меньшие дозы относятся к воде, содержащей грубодисперсную взвесь; 2) При применении контактных осветлителей и контактных префильтров дозу коагулянта необходимо принимать на 10 – 15% меньше, чем по таблице 1 или по формуле (3).

Принятое по таблице 1 значение дозы коагулянта сравнивают с дозой, полученной по формуле (3). При одновременном содержании в исходной воде взвешенных веществ и цветности для дальнейших расчетов принимают наибольшую из доз.

2.2 Определение дозы щелочного реагента

Коагуляция протекает хорошо при определенной щелочности воды. Если щелочности исходной воды недостаточно, то для улучшения процесса хлопьеобразования исходную воду искусственно подщелачивают. В качестве подщелачивающих реагентов применяют известь CaO , соду Na_2CO_3 или щелочь натрия NaOH .

Дозу подщелачивающего реагента (г/м^3) определяют по формуле:

$$D_{\text{щ}} = K_{\text{щ}} \cdot \left(\frac{D_{\kappa}}{e_{\kappa}} - \text{Щ}_0 + 1 \right), \quad (4)$$

где $K_{\text{щ}}$ – коэффициент, равный для извести (по CaO) – 28; для соды (Na_2CO_3) – 53; для щелочи натрия (Na_2OH) – 40;

D_{κ} – расчетная доза безводного коагулянта, г/м^3 ;

e_{κ} – эквивалентная масса безводного коагулянта, г/г-экв , равная для $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ – 57; FeCl_3 – 54; $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ – 67;

Щ_0 – минимальная щелочность обрабатываемой воды, г-экв/м^3 ($\text{Щ}_0 = \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} = \text{CO}_3^{2-}$).

Если величина $D_{\text{щ}}$ получается отрицательной, то подщелачивать воду не нужно.

Подщелачивающий реагент вводится до или после добавления коагулянта. Если для коагуляции щелочности исходной воды недостаточно, то подщелачивающий реагент вводится до введения коагулянта. В высокоцветные воды подщелачивающий реагент следует добавлять после ввода коагулянта.

2.3 Определение дозы флокулянта

С целью увеличения размера хлопьев, и тем самым, интенсификации отделения загрязнений путем осветления и фильтрации в воду добавляют флокулянты. Наиболее часто применяемыми являются полиакриламид (ПАА) и активную кремнекислоту (АК). Дозу флокулянта определяют согласно п.6.17 /1/.

При использовании ПАА при вводе его перед отстаивателями или осветлителями со взвешенным слоем осадка его дозу принимают по таблице 2.

Таблица 2 – Доза флокулянта ПАА (безводного)

Мутность воды, г/м ³	Цветность воды, град	Доза ПАА, г/м ³
менее 10	более 50	1,0 – 1,5
10 – 100	30 – 100	0,3 – 0,6
100 – 500	20 – 60	0,2 – 0,5
500 – 1500	–	0,2 – 1,0

Флокулянт вводят через 2 – 4 минуты после добавления коагулянта.

2.4 Определение дозы хлора

Для предварительного обеззараживания и улучшения хода коагуляции и обесцвечивания, а также для улучшения санитарного состояния сооружений дозу хлора (активному) принимают в соответствии с п.6.18 /1/ (рекомендуемая доза хлора составляет 3 – 10 г/м³).

Реагент для первичного хлорирования рекомендуется вводить за 1 – 3 минуты до ввода коагулянта.

Для обеззараживания воды после заключительной стадии очистки (вторичное хлорирование) доза реагента принимается соответственно п.6.146 /1/ (для поверхностных вод после фильтрования доза хлора – 2 – 3 г/м³, для подземных источников – 0,7 – 1,0 г/м³).

2.5 Определение концентрации взвешенных веществ в воде

Содержание взвешенных веществ в воде увеличивается после добавления реагентов и определяется по формуле:

$$C_e = M + K_k \cdot D_k + 0,25 \cdot Ц + B_u, \quad (5)$$

где C_e – концентрация взвешенных веществ, поступающих в отстойник, г/м³;

M – количество взвешенных веществ в очищаемой воде, г/м³;

K_{κ} – коэффициент, учитывающий количество нерастворимых веществ, вносимых коагулянтom и образующихся при его гидролизе, принимается для очищенного сернокислого алюминия 0,5; для неочищенного – 1,2; для хлорного железа – 0,8;

B_u – количество нерастворимых веществ, вносимых с известью, г/м³, определяется по формуле:

$$B_u = \frac{D_{\text{изв}}}{K_u} - D_{\text{изв}}, \quad (6)$$

где $D_{\text{изв}}$ – доза извести по CaO, г/м³;

K_u – долевое содержание CaO в извести, $K_u = 0,7$.

Пример 1. Определить необходимые дозы реагентов для очистки воды с основными показателями: максимальная мутность 450 г/м³; минимальная мутность 30 г/м³, цветность 60 град, содержание иона Ca^{2+} – 1,05 г-экв/м³; Mg^{2+} – 0,8 г-экв/м³; CO_3^{2-} – 1,3 г-экв/м³.

В качестве коагулянта выбираем сульфат алюминия – $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$. Предварительно дозу коагулянта определяем по формуле (3):

$$D_{\kappa} = 4 \cdot \sqrt{C} = 4 \cdot \sqrt{60} = 30,98 \text{ г/м}^3.$$

В соответствии с максимальной мутностью $M = 450 \text{ г/м}^3$ по таблице 16 /1/ определяем дозу коагулянта $D_{\kappa} = 45 - 50 \text{ г/м}^3$. Для дальнейших расчётов принимаем наибольшую дозу: $D_{\kappa} = 45 \text{ г/м}^3$.

В качестве подщелачивающего реагента выбираем известь CaO.

Дозу подщелачивающего реагента определяем по формуле (4):

$$D_{\text{изв}} = K_{\text{изв}} \cdot \left(\frac{D_{\kappa}}{e_{\kappa}} - \text{Щ}_0 + 1 \right) = 28 \cdot \left(\frac{45}{57} - 1,3 + 1 \right) = 13,70 \text{ г/м}^3,$$

где $K_{\text{изв}}$ – коэффициент, для извести (по CaO) $K_{\text{изв}} = 28$;

e_k – эквивалентная масса безводного коагулянта, для $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ $e_k = 57$ г/г-экв;

$$\text{Щ}_0 = \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} = 1,05 + 0,8 = 1,85 \text{ г-экв/м}^3;$$

$$\text{Щ}_0 = \text{CO}_3^{2-} = 1,3 \text{ г-экв/м}^3;$$

из двух значений для расчётов выбираем наименьшую щелочность $\text{Щ}_0 = 1,3$ г-экв/м³.

Щелочной реагент вводится перед введением коагулянта.

Для интенсификации процесса коагуляции применяем флокулянт. В качестве флокулянта принимаем полиакриламид. В соответствии с таблицей 17 /1/ и исходя из показателей воды: $M = 450$ г/м³, $\text{Ц} = 60$ град, принимаем дозу ПАА (безводного) $0,5$ г/м³. Флокулянт после смесителя, с разрывом во времени после ввода коагулянта 2 – 3 минуты.

Для предварительного обеззараживания и улучшения хода коагуляции и обесцвечивания, а также улучшения санитарного состояния сооружений принимаем дозу хлора для первичного хлорирования $D_{\text{Cl}_2}^1 = 5$ г/м³ в соответствии с п.6.18 /1/. Реагент вводится за 1 – 3 минуты до ввода коагулянта.

Для обеззараживания (вторичное хлорирование) в соответствии с п.6.146 принимаем $D_{\text{Cl}_2}^2 = 2$ г/м³. Реагент вводится перед РЧВ.

Содержание взвешенных веществ в воде после добавления реагентов определяем по формуле (5). При этом количество нерастворимых веществ, вводимых с известью, рассчитываем по формуле (6):

$$B_u = \frac{D_{\text{щ}}}{K_u} - D_{\text{щ}} = \frac{13,7}{0,7} - 13,7 = 5,87 \text{ г/м}^3,$$

где K_u – долевое содержание СаО в извести, $K_u = 0,7$.

Тогда для максимальной мутности $M = 450$ г/м³:

$$\begin{aligned} C_{\text{в}} &= M + K_{\kappa} D_{\kappa} + 0,25\text{Ц} + B_u = \\ &= 450 + 0,5 \cdot 45 + 0,25 \cdot 60 + 5,87 = 493,37 \text{ г/м}^3, \end{aligned}$$

где K_{κ} – коэффициент, учитывающий количество нерастворимых веществ, вносимых коагулянтом и образующихся при его гидролизе, принимаем для очищенного сернокислого алюминия $K_{\kappa} = 0,5$;

для минимальной мутности $M = 30$ г/м³:

$$\begin{aligned} C_{\sigma} &= M + K_{\kappa} \cdot D_{\kappa} + 0,25 \cdot \Pi + B_u = \\ &= 30 + 0,5 \cdot 45 + 0,25 \cdot 60 + 5,87 = 73,37 \text{ г/м}^3. \end{aligned}$$

3 РЕАГЕНТНОЕ ХОЗЯЙСТВО

Для очистки воды применяют реагенты в виде порошка (сухое дозирование) и в виде растворов определённой концентрации (мокрое дозирование).

Более распространено дозирование растворов реагентов.

При мокром дозировании реагентного хозяйства включает: склады реагентов, оборудование для хранения, приготовления и дозирования растворов. Для приготовления, хранения и разбавления растворов реагентов используют баки различных конструкций. Перемешивание в баках осуществляется либо механическими мешалками, либо путём барботажа. Схема бака для растворения коагулянта приведена на рисунке 1. Днища расворных баков должны иметь пирамидальную

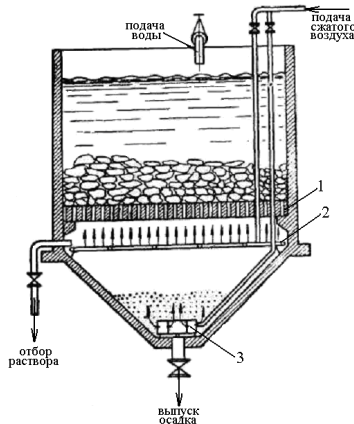


Рисунок 1 – Схема бака для растворения коагулянта
1 – колосниковая решётка; 2 – верхняя распределительная система для воздуха; 3 – нижняя распределительная система для воздуха.

форму с углом наклона $45 - 50^\circ$ к горизонтали. Для опорожнения бака предусматривают трубопровод диаметром не менее 150 мм. При применении кускового коагулянта в баках устанавливают колосниковые решётки с прозорами 10 – 15 мм. Если используется порошкообразный реагент, то на решётку укладывается сетка с отверстиями 1 – 2 мм. Вверху по периметру баков предусматривают площадку для обслуживающего персонала.

Днища расходных баков должны иметь уклон не менее 0,050 к сбросному трубопроводу, диаметр которого должен

быть не менее 100 мм. Трубопровод, отводящий готовый раствор коагулянта из расходных баков должен располагаться выше дна бака на 100 – 200 мм. Если применяется неочищенный коагулянт, то забор раствора производится из верхних слоёв по шлангу с помощью поплавка.

Внутренние поверхности баков должны быть защищены кислотостойкими материалами и покрытиями.

3.1 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования коагулянта

Для приготовления и хранения раствора коагулянта нашли применение следующие схемы:

Схема 1 – сухое хранение (рисунок 2). Согласно данной схеме коагулянт хранят на складе в сухом виде. По мере необходимости его загружают в растворные баки, где происходит растворение коагулянта до концентрации раствора 10 – 17%. Далее раствор коагулянта подают в расходные баки, где разбавляется до концентрации 4 – 10% и дозируется в обрабатываемую воду. Данная схема рекомендуется для станции очистки производительностью менее 50 000 м³/сут.

Недостатком сухого хранения коагулянта является большая трудоемкость работ, связанных с доставкой сухого реагента в расходные баки и контакт обслуживающего персонала с коагулянтом. Поэтому данный способ применяется при небольшом расходе коагулянта и максимальной механизации погрузочно – разгрузочных работ по доставке реагента в растворные баки.

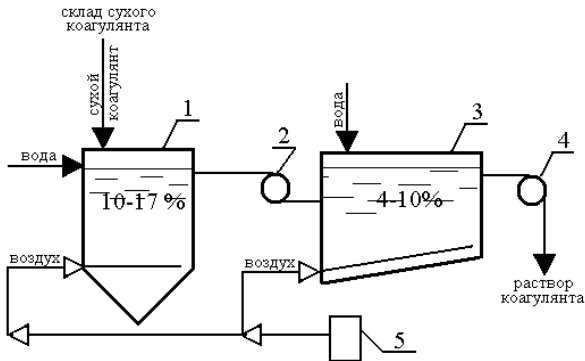


Рисунок 2 – Схема сухого хранения коагулянта

1 – растворный бак; 2 – насос для перекачки раствора реагента; 3 – расходный бак; 4 – насос – дозатор раствора коагулянта в обрабатываемую воду; 5 – воздуходувка

Схема 2 – мокрое хранение (рисунок 3). По данной схеме коагулянт, доставляемый на станцию, загружают в растворные баки. При растворении коагулянта водой, получают его раствор концентрацией 20 – 25%. Отстоянный раствор сливают в баки – хранилища, располагаемый, как правило, под полом растворных баков. Из баков – хранилищ крепкий раствор по мере необходимости перекачивают в расходные баки, где его разбавляют до концентрации 4 – 10% и дозируют в обрабатываемую воду. Данная схема рекомендуется для станций очистки производительностью более 50 000 м³/сут.

Недостаток мокрого хранения – его большая стоимость. Поэтому он применяется при большом расходе коагулянта.

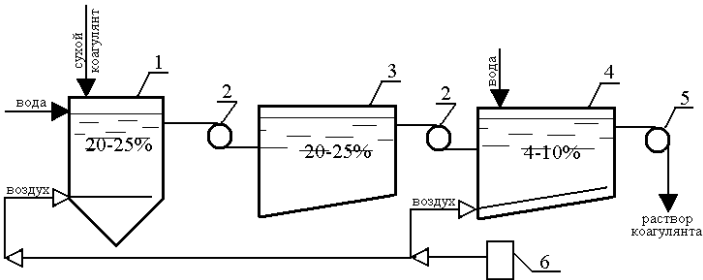


Рисунок 3 – Схема мокрого хранения коагулянта

1 – растворный бак; 2 – насос для перекачки раствора реагента; 3 – бак – хранилище; 4 – расходный бак; 5 – насос – дозатор раствора коагулянта в обрабатываемую воду; 6 – воздуходувка

Схема 3 – смешанное, сухомокрое хранение (рисунок 4). Согласно данной схеме необходимый запас коагулянта хранится в растворных баках в сухом виде (навалом). По мере необходимости в эти баки добавляют воду и готовят раствор коагулянта концентрацией 20 – 35%. Затем концентрированный раствор перекачивают в расходные баки, где разбавляют до концентрации 4 – 10% и дозируют в обрабатываемую воду. Данная схема рекомендуется для станции любой производительностью.

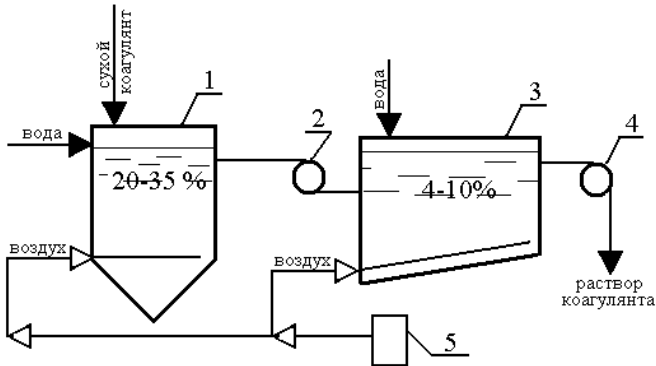


Рисунок 4 – Схема сухомокрого (смешанного) хранения коагулянта

1 – растворный бак; 2 – насос для перекачки раствора реагента; 3 – расходный бак; 4 – насос – дозатор раствора коагулянта в обрабатываемую воду; 5 – воздуходувка

Необходимо учесть, что при использовании в качестве коагулянта сернокислого алюминия возможно применение любой из схем; при использовании хлорного железа или железного купороса, которые поставляют на станцию в бочках, применяют только сухой способ.

Порядок расчёта оборудования для приготовления, хранения и дозирования коагулянта следующий:

Схема 1 – сухое хранение.

1) Определяют суточный расход коагулянта (т/сут) по формуле:

$$G_k = \frac{D_k \cdot Q_{сут}}{10000 \cdot P_i}, \quad (7)$$

где $Q_{сут}$ – суточная производительность станции, м³/сут,
 $Q_{сут} = Q_{полн}$;

P_i – процентное содержание безводного продукта в товарном коагулянте, для очищенного сернокислого алюминия

$P_i = 40,3\%$; для неочищенного $P_i = 33,5\%$; для хлорного железа $P_i = 98\%$; для железного купороса $P_i = 53\%$ (марки А) и $P_i = 47\%$ (марки Б).

В зависимости от суточного расхода коагулянта принимают метод завоза коагулянта на станцию (железнодорожным вагоном или автотранспортом) и частоту завоза. Грузоподъемность железнодорожного вагона составляет 60 т, автосамосвала 3 – 5 т.

2) Склад сухого хранения коагулянта предусматривают в соответствии с п.6.202 – 6.204 /1/. Площадь склада для хранения коагулянта (м^2) определяют по формуле:

$$F_{\text{скл}} = \frac{G_{\kappa} \cdot T \cdot a}{G_0 \cdot h_{\kappa}}, \quad (8)$$

где T – продолжительность хранения коагулянта на складе, $T = 15 - 30$ суток;

a – коэффициент, учитывающий дополнительные площади проходов на складе, $a = 1,15$;

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

h_{κ} – допустимая высота слоя коагулянта на складе, для сернокислого алюминия и железного купороса $h_{\kappa} = 2 \text{ м}$.

В зависимости от площади принимают размеры склада в плане.

3) Определяют объём растворных баков, м^3 :

$$W_{\text{раств}} = \frac{D_{\kappa} \cdot q \cdot T}{10000b_p \cdot \gamma}, \quad (9)$$

где q – часовой расход воды, поступающий на очистку, $\text{м}^3/\text{ч}$, $q = Q_{\text{полн}} / 24$;

T – время, на которое заготавливают коагулянт, $T = 12 - 24 \text{ ч}$ для станции производительностью до $10\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$; $T = 10 - 12 \text{ ч}$ для станции производительностью более $10\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$;

b_p – концентрация коагулянта в растворном баке, $b_p = 10 - 17\%$ для неочищенного коагулянта, $b_p = 10 - 20\%$ – для очищенного;

γ – объёмный вес коагулянта, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Количество растворных баков должно быть согласно п.6.22 /1/ не менее трёх. Размеры баков назначают конструктивно исходя из объёма и условий компоновки. Рекомендуется высоту слоя коагулянта принимать в пределах 1 – 2 м. При применении кускового коагулянта в баках устанавливают колосниковые решётки с прозорами 10 – 15 мм. Если используется порошкообразный реагент, то на решётку укладывается сетка с отверстиями 1 – 2 мм. Стенки растворного бака ниже колосниковой решётки выполняют наклонными под углом 45 – 50° к горизонту. Для опорожнения бака предусматривают трубопровод диаметром не менее 150 мм. Объём подколосниковой части не входит в объём $W_{\text{раств}}$.

4) Определяют объём расходных баков, м^3 :

$$W_{\text{расх}} = \frac{W_{\text{раств}} \cdot b_p}{b}, \quad (10)$$

где b – концентрация коагулянта в расходном баке, $b = 4 - 12\%$.

Количество расходных баков должно быть не менее двух. Размеры бака назначают конструктивно. Дно бака имеет уклон не менее 0,010. Для опорожнения бака предусматривают сбросной трубопровод диаметром не менее 100 мм. Строительная высота растворных и расходных баков принимается на 0,3 – 0,5 м более высоты раствора коагулянта.

5) Для перекачки раствора коагулянта используют кислотостойкие насосы. Подбор насосов для перекачки осуществляют по таблице V.27 /3/ или по таблице П2 Приложения.

6) Для интенсификации процессов растворения коагулянта в растворных и разбавления раствора в расходных баках предусматривают подачу сжатого воздуха.

Производительность воздухоудвки определяется исходя из площади растворных и расходных баков, и интенсивности подачи воздуха, которая принимается согласно п.6.23 /1/. Подбор марки воздухоудвки осуществляется по таблице V.30 /3/ или по таблице ПЗ Приложения.

Распределение воздуха по площади бака осуществляется при помощи дырчатых винипластовых труб или кислотоустойких шлангов, которые укладываются в растворных баках под колосниковой решёткой, в расходных – по дну. Расстояние между трубами (шлангами) принимают 100 – 500 мм. Определяют диаметр трубопровода, подводящего воздух в баки, диаметр и количество ответвлений, количество направленных вниз отверстий, расположенных на ответвлениях. При этом руководствуются следующими данными: скорость движения воздуха в трубопроводе и ответвлениях 10 – 15 м/с, скорость выхода воздуха из отверстий 20 – 30 м/с, диаметр отверстий 3 – 4 мм.

7) Забор раствора из баков следует предусматривать с верхнего уровня. Дозирование раствора коагулянта производят с помощью поплавковых дозаторов (таблица П4 Приложения) или насосов – дозаторов (таблица V.27 /3/ или таблица П5 Приложения). Насосы – дозаторы устанавливают в помещении расходных баков, поплавковые дозаторы – на площадке над смесителем.

Пример 2. Рассчитать реагентное хозяйство для приготовления, хранения и дозирования коагулянта – сернокислого алюминия, если $Q_{сут} = 35\,200\text{ м}^3/\text{сут}$, $D_{\kappa} = 35\text{ г/м}^3$.

Так как производительность станции менее 50 000 $\text{м}^3/\text{сут}$, то принимаем первую схему хранения реагента – сухое хранение.

1) Определяем суточный расход коагулянта по формуле (7):

$$G_{\kappa} = \frac{D_{\kappa} \cdot Q_{сут}}{10000 \cdot P_i} = \frac{35 \cdot 35200}{10000 \cdot 40,3} = 3,06\text{ т/сут},$$

где P_i – процентное содержание безводного продукта в товарном коагулянте, для очищенного сернокислого алюминия $P_i = 40,3\%$.

Коагулянт завозится двумя самосвалами грузоподъемностью по 5 т один раз в три дня.

2) Площадь склада для хранения коагулянта рассчитываем по формуле (8), принимая, что продолжительность хранения его на складе составляет 15 суток:

$$F_{скл} = \frac{G_k \cdot T \cdot a}{G_0 \cdot h_k} = \frac{3,06 \cdot 15 \cdot 1,15}{1,1 \cdot 2} = 23,99 \approx 24 \text{ м}^2,$$

где T – продолжительность хранения коагулянта на складе, принимаем $T = 15$ суток;

a – коэффициент, учитывающий дополнительные площади проходов на складе, $a = 1,15$;

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

h_k – допустимая высота слоя коагулянта на складе, для сернокислого алюминия $h_k = 2 \text{ м}$.

Принимаем склад для хранения коагулянта $6 \times 4 \text{ м}$.

3) Объём растворных баков определяем по формуле (9):

$$W_{раств} = \frac{D_k \cdot q \cdot T}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma} = \frac{35 \cdot 1466,67 \cdot 12}{10000 \cdot 18 \cdot 1} = 3,42 \text{ м}^3,$$

где q – часовой расход очищаемой воды,

$$q = 35200 / 24 = 1466,67 \text{ м}^3/\text{ч};$$

T – время, на которое заготавливают коагулянт, так как производительность станции более 10 000, принимаем $T = 12 \text{ ч}$;

b_p – концентрация коагулянта в растворном баке, принимаем $b_p = 18\%$;

γ – объёмный вес коагулянта, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Принимаем количество растворных баков в соответствии с п.6.22 – два рабочих и один резервный.

Тогда объем одного рабочего растворного бака составит:

$$W_{\text{раств1}} = \frac{W_{\text{раств}}}{n} = \frac{3,42}{2} = 1,71 \text{ м}^3.$$

Размеры основания бака и высота относятся как 2:3, тогда

$$a = b = \sqrt[3]{\frac{W_{\text{раств1}}}{1,5}} = \sqrt[3]{\frac{1,71}{1,5}} = 1,04 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 1 \text{ м}$.

Высота слоя раствора коагулянта в баке составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{раств1}}}{a \cdot b} = \frac{1,71}{1 \cdot 1} = 1,71 \text{ м.}$$

Тогда высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 1,71 + 0,39 = 2,1 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного растворного бака:

$$a \times b \times h = 1 \times 1 \times 2,1 \text{ м.}$$

Полный объём одного растворного бака составит:

$$W_{\text{раств1}} = a \cdot b \cdot h = 1 \cdot 1 \cdot 2,1 = 2,1 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих растворных баков:

$$W_{\text{раств}} = W_{\text{раств1}} \cdot n = 2,1 \cdot 2 = 4,2 \text{ м}^3.$$

4) Определяют объём расходных баков по формуле (10):

$$W_{\text{расх}} = \frac{W_{\text{раств}} \cdot b_p}{b} = \frac{4,2 \cdot 18}{10} = 7,56 \text{ м}^3,$$

где b – концентрация коагулянта в расходном баке, принимаем $b = 10\%$.

Принимаем количество расходных баков в соответствии с п.6.22 – два рабочих и один резервный.

Тогда объем одного рабочего расходного бака составит:

$$W_{\text{расх1}} = \frac{W_{\text{расх}}}{n} = \frac{7,56}{2} = 3,78 \text{ м}^3.$$

Размеры основания бака и высота относятся как 2:3, тогда

$$a = b = \sqrt[3]{\frac{W_{расх1}}{1,5}} = \sqrt[3]{\frac{3,78}{1,5}} = 1,36 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 1,4 \text{ м.}$

Высота слоя раствора коагулянта в баке составит:

$$h_p = \frac{W_{расх1}}{a \cdot b} = \frac{3,78}{1,4 \cdot 1,4} = 1,93 \text{ м.}$$

Тогда высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 1,93 + 0,37 = 2,3 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного расходного бака:

$$a \times b \times h = 1,4 \times 1,4 \times 2,3 \text{ м.}$$

Полный объём одного расходного бака составит:

$$W_{расх1} = a \cdot b \cdot h = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 2,3 = 4,51 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих расходных баков:

$$W_{расх} = W_{расх1} \cdot n = 4,51 \cdot 2 = 9,02 \text{ м}^3.$$

5) По объёму растворных баков $W_{раств} = 4,2 \text{ м}^3$ подбираем насос для перекачки раствора коагулянта по таблице П2 Приложения марки 1,5Х-6Л-1 (подача $Q_n = 5,4 - 12 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 20 - 14,5 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 3 - 4 \text{ кВт}$).

Время перекачки раствора реагента из растворных в расходные баки при подачи насоса $Q_n = 5,4 \text{ м}^3/\text{ч}$ составит:

$$t = \frac{W_{раств}}{Q_n} = \frac{4,2}{5,4} = 0,78 \text{ ч.}$$

Принимаем количество насосов два: один рабочий, один резервный.

6) Рассчитываем воздушно – дренажную систему в баках.

Расчётный расход воздуха определяется исходя из площади растворных и расходных баков и интенсивности подачи воздуха по формуле:

$$q = F \cdot w \cdot n, \quad (11)$$

где q – расход воздуха, л/с;

F – площадь бака, л/с;

w – интенсивность подачи воздуха, согласно п.6.23 /1/ для растворения $w = 8 - 10$ л/с; для разбавления $w = 3 - 5$ л/с;

n – количество баков.

Таким образом, расчётный расход воздуха для одного растворного бака:

$$q_{\text{раств1}} = F_{\text{раств}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 1 \cdot 1 \cdot 9 = 9,0 \text{ л/с},$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 9$ л/с; общий расход воздуха для растворных баков:

$$q_{\text{раств}} = q_{\text{раств1}} \cdot n = 9 \cdot 2 = 18,0 \text{ л/с};$$

для одного расходного бака:

$$q_{\text{расх1}} = F_{\text{расх}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 4 = 7,84 \text{ л/с},$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 4$ л/с; общий расход воздуха для расходных баков:

$$q_{\text{расх}} = q_{\text{расх1}} \cdot n = 7,84 \cdot 2 = 15,68 \text{ л/с}.$$

Тогда общий расход воздуха составит:

$$\begin{aligned} q_{\text{общ}} &= q_{\text{раств}} + q_{\text{расх}} = 18,0 + 15,68 = 33,68 \text{ л/с} = \\ &= 0,03368 \text{ м}^3/\text{с} = 2,02 \text{ м}^3/\text{мин}. \end{aligned}$$

В соответствии с общим расходом воздуха по таблице ПЗ Приложения подбираем воздухоудувку марки ВК – 3 с подачей $Q_e = 2,09 \text{ м}^3/\text{мин}$.

Распределение воздуха в растворных и расходных баках осуществляется дырчатыми трубами. Расчёт воздушно – дренажной системы распределения воздуха осуществляется раздельно для растворного и расходного баков.

Для растворного бака.

Диаметр трубопровода, подводящего воздух, м:

$$d_{\text{подв}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{раств1}}}{\pi \cdot V_{\text{подв}}}}, \quad (12)$$

где $d_{\text{подв}}$ – диаметр подводящего трубопровода, м;

$q_{расч1}$ – расход воздуха на один расходный бак, м³/с;

$V_{подв}$ – скорость воздуха в подводящем трубопроводе,

$V_{подв} = 10 - 15$ м/с.

Таким образом,

$$d_{подв} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{расч1}}{\pi \cdot V_{подв}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,009}{3,14 \cdot 12}} = 0,031 \text{ м},$$

где $V_{подв}$ – скорость воздуха в подводящем трубопроводе, принимаем $V_{подв} = 12$ м/с.

Принимаем стандартный диаметр $d_{подв} = 32$ мм. Тогда фактическая скорость воздуха в подводящем трубопроводе (м/с) составит:

$$V_{подв}^ф = \frac{4 \cdot q_{расч1}}{\pi \cdot d_{подв}^2} = \frac{4 \cdot 0,009}{3,14 \cdot 0,032^2} = 11,2 \text{ м/с}.$$

Данная скорость соответствует рекомендованному пределу $V_{подв} = 10 - 15$ м/с.

Количество ответвлений в воздушно – дренажной распределительной системе:

$$n_{отв} = \frac{a - 2x}{l}, \quad (13)$$

где a – длина бака, мм;

x – расстояние от стенки бака до стенки ответвления, $x = 100$ мм;

l – расстояние между осями ответвлений, $l = 100 - 500$ мм, принимаем $l = 150$ мм.

$$n_{отв} = \frac{a - 2x}{l} = \frac{1000 - 2 \cdot 100}{150} = 5,3 \approx 5 \text{ шт.}$$

Тогда на каждое ответвление приходится расход воздуха, м³/с:

$$q_{отв} = \frac{q_{расч1}}{n_{отв}} = \frac{0,009}{5} = 0,0018 \text{ м}^3/\text{с}. \quad (14)$$

При скорости в ответвлении $V_{оме} = 12$ м/с диаметр ответвления составит:

$$d_{оме} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{оме}}{\pi \cdot V_{оме}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0018}{3,14 \cdot 12}} = 0,014 \text{ м.}$$

Принимаем близкий стандартный диаметр $d_{оме} = 15$ мм. Тогда фактическая скорость воздуха в ответвлении составит:

$$V_{оме}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{оме}}{\pi \cdot d_{оме}^2} = \frac{4 \cdot 0,0018}{3,14 \cdot 0,015^2} = 10,2 \text{ м/с,}$$

что соответствует рекомендованному пределу $V_{оме} = 10 - 15$ м/с.

Фактическое расстояние между ответвлениями:

$$l_{оме} = \frac{a - 2x - n_{оме} \cdot d_{оме}}{n_{оме} - 1} = \frac{1,0 - 2 \cdot 0,1 - 5 \cdot 0,015}{5 - 1} = 0,181 \text{ м} \approx 180 \text{ мм.} \quad (15)$$

Диаметр направленных вниз отверстий на ответвлениях для выхода воздуха должен составлять $d_o = 3 - 4$ мм, принимаем $d_o = 4$ мм. Скорость выхода воздуха из отверстий должна находиться в пределах $V_o = 20 - 30$ м/с, принимая $V_o = 25$ м/с, определим расход воздуха через одно отверстие:

$$q_o = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot V_o = \frac{3,14 \cdot 0,004^2}{4} \cdot 25 = 0,000314 \text{ м}^3/\text{с}, \quad (16)$$

Тогда количество отверстий на одном ответвлении составит:

$$n_o = \frac{q_{оме}}{q_o} = \frac{0,0018}{0,000314} = 5,7 \approx 6 \text{ шт.} \quad (17)$$

Отверстия расположены на следующем расстоянии друг от друга:

$$l_o = \frac{a - 2x}{n_o} = \frac{1,0 - 2 \cdot 0,1}{6} = 0,133 \text{ м} \approx 140 \text{ мм.} \quad (18)$$

Растворный бак с рассчитанными размерами приведён на рисунке.

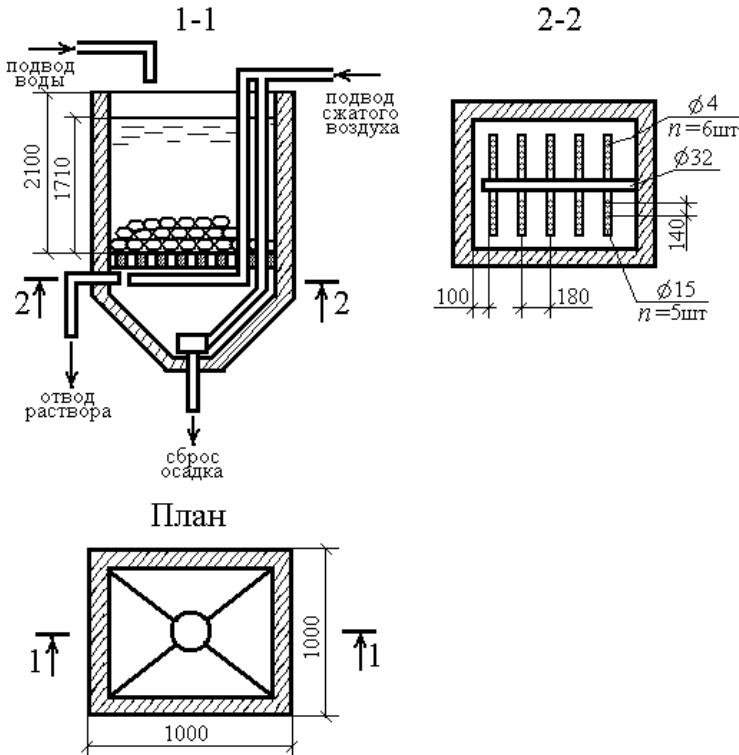


Рисунок – Расходный бак коагулянта
Для расходного бака.

Расчёт воздушно – дренажной распределительной системы для расходного бака осуществляется аналогично расчёту дренажной системы для растворного бака по формулам (12) – (18).

Диаметр трубопровода, подводящего воздух, при скорости $V_{подв} = 13 \text{ м/с}$:

$$d_{подв} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{расх1}}{\pi \cdot V_{подв}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00784}{3,14 \cdot 13}} = 0,028 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр $d_{подв} = 32$ мм. Тогда фактическая скорость воздуха в подводящем трубопроводе составит:

$$V_{подв}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{расх1}}{\pi \cdot d_{подв}^2} = \frac{4 \cdot 0,00784}{3,14 \cdot 0,032^2} = 9,7 \approx 10 \text{ м/с.}$$

Данная скорость соответствует рекомендованному пределу $V_{подв} = 10 - 15$ м/с.

Количество ответвлений в воздушно – дренажной распределительной системе при расстоянии между осями ответвлений $l = 150$ мм.

$$n_{отв} = \frac{a - 2x}{l} = \frac{1400 - 2 \cdot 100}{150} = 8 \text{ шт.}$$

Тогда на каждое ответвление приходится расход воздуха:

$$q_{отв} = \frac{q_{расх1}}{n_{отв}} = \frac{0,00784}{8} = 0,00098 \text{ м}^3/\text{с.}$$

При скорости в ответвлении $V_{отв} = 13$ м/с диаметр ответвления составит:

$$d_{отв} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{отв}}{\pi \cdot V_{отв}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00098}{3,14 \cdot 13}} = 0,098 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр $d_{отв} = 10$ мм. Тогда фактическая скорость воздуха в ответвлении составит:

$$V_{отв}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{отв}}{\pi \cdot d_{отв}^2} = \frac{4 \cdot 0,00098}{3,14 \cdot 0,010^2} = 12,5 \text{ м/с,}$$

что соответствует рекомендованному пределу $V_{отв} = 10 - 15$ м/с.

Фактическое расстояние между ответвлениями:

$$\begin{aligned} l_{отв} &= \frac{a - 2x - n_{отв} \cdot d_{отв}}{n_{отв} - 1} = \\ &= \frac{1,4 - 2 \cdot 0,1 - 8 \cdot 0,010}{8 - 1} = 0,160 \text{ м} = 160 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Принимаем диаметр отверстий на ответвлениях для выхода воздуха $d_o = 4$ мм, а скорость выхода воздуха из отверстий – $V_o = 25$ м/с, тогда расход воздуха через одно отверстие составит:

$$q_o = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot V = \frac{3,14 \cdot 0,004^2}{4} \cdot 25 = 0,000314 \text{ м}^3/\text{с}.$$

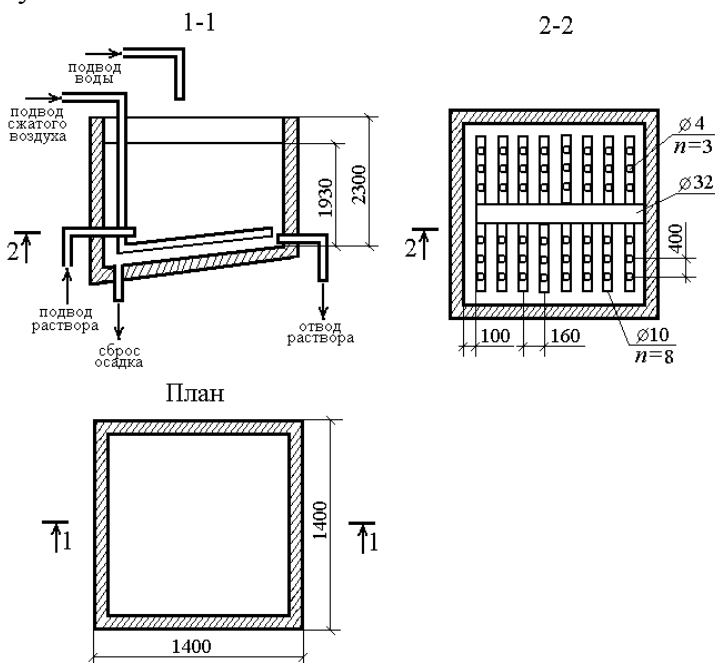
Количество отверстий на одном ответвлении:

$$n_o = \frac{q_{\text{отв}}}{q_o} = \frac{0,00098}{0,000314} = 3,1 \approx 3 \text{ шт.}$$

Отверстия расположены на следующем расстоянии друг от друга:

$$l_o = \frac{a - 2x}{n_o} = \frac{1,4 - 2 \cdot 0,1}{3} = 0,400 \text{ м} = 400 \text{ мм}.$$

Расходный бак с рассчитанными размерами приведён на рисунке.



7) Определяем часовой расход коагулянта ($\text{м}^3/\text{ч}$) по формуле:

$$Q_{\kappa} = \frac{100 \cdot q \cdot D_{\kappa}}{b \cdot \rho_{\text{расх}}}, \quad (18)$$

где D_{κ} – доза коагулянта по безводному продукту, $\text{кг}/\text{м}^3$,
 $D_{\kappa} = 35 \text{ г}/\text{м}^3 = 0,035 \text{ кг}/\text{м}^3$;

$\rho_{\text{расх}}$ – плотность раствора коагулянта в расходном баке,
 $\rho_{\text{расх}} = 1000 \text{ кг}/\text{м}^3$.

$$Q_{\kappa} = \frac{100 \cdot q \cdot D_{\kappa}}{b \cdot \rho_{\text{расх}}} = \frac{100 \cdot 1466,67 \cdot 0,035}{10 \cdot 1000} = 0,51 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По таблице П5 Приложения подбираем насос – дозатор марки 1В6/10х (подача $Q_{\text{н}} = 0,45 - 4,3 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 60 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 4 \text{ кВт}$).

Схема 2 – мокрое хранение.

1) Определяют суточный расход коагулянта по формуле (7).

В зависимости от суточного расхода коагулянта принимают объём разовой поставки коагулянта железнодорожным транспортом. При производительности станции до $12\,500 \text{ м}^3/\text{сут}$ – объём разовой поставки рекомендуется принимать 60 т (один вагон); при производительности $20\,000 - 50\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ – 120 т ; $70\,000 - 100\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ – 180 т ; $140\,000 - 200\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$ и выше – 240 т .

2) Определяют объём растворных баков:

$$W_{\text{раств}} = x \cdot 60 \cdot N, \quad (19)$$

где x – ёмкость бака на 1 т товарного коагулянта, $x = 2,2 \text{ м}^3$ для 1 т очищенного коагулянта; $x = 2,5 \text{ м}^3$ для 1 т неочищенного коагулянта;

60 – грузоподъёмность одного вагона;

N – количество вагонов с коагулянтом одновременно поступающих на станцию очистки.

Принимают количество растворных баков по числу поступающих вагонов, но не менее четырёх. Назначают размеры бака конструктивно, исходя из объёма. Глубину слоя раствора коагулянта над колосниковой решёткой допускается принимать 3,0 – 3,5 м. Концентрацию раствора коагулянта в растворных баках принимают 20 – 25 %.

3) Определяют объём баков – хранилищ:

$$W_{б-хр} = \frac{D_k \cdot Q_{полн} \cdot T}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma}, \quad (20)$$

где T – время хранения коагулянта, $T = 10 - 30$ суток. Необходимо учесть, что к моменту разгрузки новой партии коагулянта в баках – хранилищах должен содержаться 10 – дневный запас раствора коагулянта.

Принимают количество баков – хранилищ и определяют размеры одного бака. Глубину слоя раствора коагулянта допускается принимать 3,0 – 3,5 м.

4) По формуле (10) определяют объём расходных баков, принимают их количество (не менее двух) и рассчитывают размеры бака. Концентрацию раствора коагулянта в расходных баках принимают 4 – 10 %.

5) По таблице V.27 /3/ или по таблице П2 Приложения подбирают насосы для перекачки коагулянта из растворных баков в баки – хранилища, из баков – хранилищ в расходные баки. Подача насоса подбирается исходя из времени перекачки раствора из одного бака в другой 2 – 3 часа.

6) Подбирают марку воздуходувки по таблице V.30 /3/ или по таблице П3 Приложения и рассчитывается система воздухопроводов в растворных и расходных баках.

7) Подбирают устройства для дозирования раствора коагулянта по таблицам П4 или П5 (V.27 /3/) Приложения.

Пример 3. Рассчитать реагентное хозяйство для приготовления, хранения и дозирования коагулянта – сернокислого алюминия, если $Q_{сут} = 120\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$, $D_k = 50 \text{ г/м}^3$.

Так как производительность станции более 50 000 м³/сут, то принимаем вторую схему хранения реагента – мокрое хранение.

1) Определяем суточный расход коагулянта по формуле (7):

$$G_{\kappa} = \frac{D_{\kappa} \cdot Q_{\text{сут}}}{10000 \cdot P_i} = \frac{50 \cdot 120000}{10000 \cdot 40,3} = 14,8 \text{ т/сут},$$

где P_i – процентное содержание безводного продукта в товарном коагулянте, для очищенного сернокислого алюминия $P_i = 40,3\%$.

Согласно производительности станции принимаем объём разовой поставки коагулянта 180 т (3 железнодорожных вагона вместимостью по 60 т). Таким образом, завозится $14,8 \cdot 12 = 177,6$ т коагулянта один раз в двенадцать дней.

2) Определяем объём растворных баков по формуле (19):

$$W_{\text{раств}} = x \cdot 60 \cdot N = 2,5 \cdot 60 \cdot 3 = 450 \text{ м}^3,$$

где x – ёмкость бака на 1 т товарного коагулянта, $x = 2,5 \text{ м}^3$ для 1 т неочищенного коагулянта;

60 – грузоподъёмность одного вагона;

N – количество вагонов с коагулянтом одновременно поступающих на станцию очистки, $N = 3$.

Принимаем количество растворных баков – пять.

Тогда объём одного растворного бака составит:

$$W_{\text{раств}1} = \frac{W_{\text{раств}}}{n} = \frac{450}{5} = 90 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя раствора коагулянта в растворном баке 3,5 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{раств}} = \frac{W_{\text{раств}1}}{3,5} = \frac{90}{3,5} = 25,71 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\text{расств}}} = \sqrt{25,71} = 5,07 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 5,1 \text{ м}$. При данных размерах высота слоя коагулянта составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{расств1}}}{a \cdot b} = \frac{90}{5,1 \cdot 5,1} = 3,46 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 3,46 + 0,34 = 3,8 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного растворного бака:

$$a \times b \times h = 5,1 \times 5,1 \times 3,8 \text{ м.}$$

Полный объём одного растворного бака составит:

$$W_{\text{расств1}} = a \cdot b \cdot h = 5,1 \cdot 5,1 \cdot 3,8 = 98,84 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих растворных баков:

$$W_{\text{расств}} = W_{\text{расств1}} \cdot n = 98,84 \cdot 5 = 494,2 \text{ м}^3.$$

3) Определяем объём баков – хранилищ по формуле (20):

$$W_{\text{б-хр}} = \frac{D_k \cdot Q_{\text{полн}} \cdot T}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma} = \frac{50 \cdot 120000 \cdot 20}{10000 \cdot 20 \cdot 1} = 600 \text{ м}^3,$$

где T – время хранения коагулянта, принимаем $T = 20$ суток;

b_p – концентрация коагулянта в растворном баке, принимаем $b_p = 20\%$;

γ – объёмный вес коагулянта, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Принимаем количество баков – хранилищ – шесть.

Тогда объём одного бака – хранилища составит:

$$W_{\text{б-хр1}} = \frac{W_{\text{б-хр}}}{n} = \frac{600}{6} = 100 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя раствора коагулянта в баке – хранилище 3,5 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{б-хр}} = \frac{W_{\text{б-хр1}}}{3,5} = \frac{100}{3,5} = 28,57 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\bar{\sigma}-xp}} = \sqrt{28,57} = 5,34 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 5,4 \text{ м}$. При данных размерах высота слоя коагулянта составит:

$$h_p = \frac{W_{\bar{\sigma}-xp1}}{a \cdot b} = \frac{100}{5,4 \cdot 5,4} = 3,43 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 3,43 + 0,37 = 3,8 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного бака – хранилища:

$$a \times b \times h = 5,4 \times 5,4 \times 3,8 \text{ м.}$$

Полный объём одного бака – хранилища составит:

$$W_{\bar{\sigma}-xp1} = a \cdot b \cdot h = 5,4 \cdot 5,4 \cdot 3,8 = 110,81 \text{ м}^3,$$

а объём баков – хранилищ:

$$W_{\bar{\sigma}-xp} = W_{\bar{\sigma}-xp1} \cdot n = 110,81 \cdot 6 = 664,86 \text{ м}^3.$$

4) Объём расходных баков определяем по формуле (10):

$$W_{pacx} = \frac{W_{pacme} \cdot b_p}{b} = \frac{494,2 \cdot 20}{10} = 988,4 \text{ м}^3,$$

где b – концентрация коагулянта в расходном баке, принимаем $b = 10\%$.

Принимаем количество растворных баков – восемь.

Тогда объём одного расходного бака составит:

$$W_{pacx1} = \frac{W_{pacx}}{n} = \frac{988,4}{8} = 123,55 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя раствора коагулянта в расходном баке 3,0 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{pacx} = \frac{W_{pacx1}}{3,0} = \frac{123,55}{3,0} = 41,18 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{pacx}} = \sqrt{41,18} = 6,42 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 6,4 \text{ м}$. При данных размерах высота слоя коагулянта составит:

$$h_p = \frac{W_{расх1}}{a \cdot b} = \frac{123,55}{6,4 \cdot 6,4} = 3,02 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 3,02 + 0,48 = 3,5 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного расходного бака:

$$a \times b \times h = 6,4 \times 6,4 \times 3,5 \text{ м.}$$

Полный объём одного расходного бака составит:

$$W_{расх1} = a \cdot b \cdot h = 6,4 \cdot 6,4 \cdot 3,5 = 143,36 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих расходных баков:

$$W_{расх} = W_{расх1} \cdot n = 143,36 \cdot 8 = 1146,88 \text{ м}^3.$$

5) Исходя из объема растворных баков $W_{раств} = 494,2 \text{ м}^3$

и времени перекачки раствора коагулянта $t = 3 \text{ ч}$, определяем производительность насоса для перекачки раствора коагулянта из растворных баков в баки – хранилища:

$$Q_n = \frac{W_{раств}}{t} = \frac{494,2}{3} = 164,7 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице П2 Приложения принимаем три рабочих насоса марки 3Х-9Л-1-41 (подача $Q_n = 29 - 60 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 35 - 26 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 - 13 \text{ кВт}$).

Для перекачки раствора коагулянта из баков – хранилищ в расходные баки определяем производительность насоса исходя из объёма баков – хранилищ $W_{б-хр} = 664,86 \text{ м}^3$ и времени перекачки $t = 3 \text{ ч}$:

$$Q_n = \frac{W_{раств}}{t} = \frac{664,86}{3} = 221,62 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице П2 Приложения принимаем четыре рабочих насоса марки 3Х-9Л-1-41 (подача $Q_n = 29 - 60 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 35 - 26 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 - 13 \text{ кВт}$).

6) Расчётный расход воздуха определяется по формуле (11).

Расход воздуха для одного растворного бака:

$$q_{\text{раств1}} = F_{\text{раств}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 5,1 \cdot 5,1 \cdot 10 = 260,1 \text{ л/с},$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 10 \text{ л/с}$;
общий расход воздуха для растворных баков:

$$q_{\text{раств}} = q_{\text{раств1}} \cdot n = 260,1 \cdot 5 = 1300,5 \text{ л/с};$$

для одного расходного бака:

$$q_{\text{расх1}} = F_{\text{расх}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 6,4 \cdot 6,4 \cdot 5 = 204,8 \text{ л/с},$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 5 \text{ л/с}$;
общий расход воздуха для расходных баков:

$$q_{\text{расх}} = q_{\text{расх1}} \cdot n = 204,8 \cdot 8 = 1638,4 \text{ л/с}.$$

Тогда общий расход воздуха составит:

$$q_{\text{общ}} = q_{\text{раств}} + q_{\text{расх}} = 1300,5 + 1638,4 = 2938,9 \text{ л/с} = \\ = 2,9389 \text{ м}^3/\text{с} = 176,33 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

В соответствии с общим расходом воздуха по таблице ПЗ Приложения подбираем воздуходувку марки ВК – 12 с подачей $Q_{\text{в}} = 10,5 \text{ м}^3/\text{мин}$. Необходимое количество воздуходувок – 17.

Расчёт воздушно – дренажной системы распределения воздуха осуществляется раздельно для растворного и расходного баков по формулам (11) – (17), аналогично примеру 1.

7) Определяем часовой расход коагулянта по формуле (18):

$$Q_{\kappa} = \frac{100 \cdot q \cdot D_{\kappa}}{b \cdot \rho_{\text{расх}}} = \frac{100 \cdot 5000 \cdot 0,05}{10 \cdot 1000} = 2,5 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где q – часовая производительность станции,
 $q = 120000 / 24 = 5000 \text{ м}^3/\text{ч}$;

D_{κ} – доза коагулянта по безводному продукту, кг/м^3 ,

$D_{\kappa} = 50 \text{ г/м}^3 = 0,05 \text{ кг/м}^3$.

По таблице П4 Приложения подбираем поплавковый дозатор марки ПД_щ – 70 с подачей раствора $Q_{\text{н}} = 2,5 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Схема 3 – смешанное, сухомокрое хранение.

Порядок расчёта аналогичен схеме 2 – мокрое хранение, при этом необходимо учесть следующее.

Полезный объём растворных баков определяется исходя из срока хранения в них коагулянта в течении 30 суток. Объём растворных баков (м^3) должен быть не менее величины, установленной по следующей формуле:

$$W_{\text{раств}} = \frac{П \cdot N}{\gamma \cdot b_p} + \frac{T \cdot G_{\kappa} \cdot P_i}{\gamma \cdot b_p}, \quad (21)$$

где $П$ – грузоподъёмность вагона (60 т) или автосамосвала (3 – 5 т);

N – количество вагонов или автосамосвалов, поступающих с коагулянтом на станцию;

γ – удельный вес раствора коагулянта, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$;

b_p – концентрация раствора коагулянта, %; при $b_p = 20\%$ $\gamma = 1,2 \text{ т/м}^3$; $b_p = 35\%$ $\gamma = 1,35 \text{ т/м}^3$;

T – время, на которое необходимо иметь запас коагулянта на станции при поступлении новой партии, сут; $T = 10$ суток при доставке коагулянта железнодорожным транспортом; $T = 2 - 3$ суток при доставке коагулянта автотранспортом.

В схему приготовления коагулянта входят растворные и расходные баки.

Пример 4. Рассчитать объём и определить размеры растворных баков для приготовления раствора коагулянта – сернокислого алюминия, если $Q_{\text{сум}} = 70\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$, $D_{\kappa} = 45 \text{ г/м}^3$. Способ хранения реагента – сухомокрый.

1) Определяем суточный расход коагулянта по формуле (7):

$$G_{\kappa} = \frac{D_{\kappa} \cdot Q_{\text{сум}}}{10000 \cdot P_i} = \frac{45 \cdot 70000}{10000 \cdot 40,3} = 7,82 \text{ т/сут},$$

где P_i – процентное содержание безводного продукта в товарном коагулянте, для очищенного сернокислого алюминия $P_i = 40,3\%$.

Принимаем, что коагулянта завозится на станцию один раз в сутки двумя самосвалами, грузоподъемностью 3 и 5 тонн.

Месячный расход коагулянта составит:

$$G_{\kappa}^{мес} = G_{\kappa} \cdot 30 = 7,82 \cdot 30 = 234,6 \text{ т/мес.}$$

2) Определяем объем растворных баков по формуле:

$$W_{раств} = 2,5 \cdot G_{\kappa}^{мес} = 2,5 \cdot 234,6 = 586,5 \text{ м}^3.$$

Объем растворных баков должен быть не менее величины, установленной по формуле (21). При этом учитываем, что растворные баки должны быть рассчитаны на хранение раствора коагулянта в них в течении 30 суток:

$$W_{раств} = \frac{П \cdot N}{\gamma \cdot b_p} + \frac{T \cdot G_{\kappa} \cdot P_i}{\gamma \cdot b_p} =$$

$$= \left(\frac{3 \cdot 1 + 5 \cdot 1}{1,2 \cdot 20} + \frac{2 \cdot 7,82 \cdot 33,5}{1,2 \cdot 20} \right) \cdot 30 = 664,92 \text{ м}^3,$$

где $П$ – грузоподъемность автосамосвала, один самосвал 3 т и один – 5 т;

N – количество автосамосвалов, поступающих с коагулянтом на станцию;

γ – удельный вес раствора коагулянта, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$;

b_p – концентрация раствора коагулянта, принимаем $b_p = 20\%$;

T – время, на которое необходимо иметь запас коагулянта на станции при поступлении новой партии, так как коагулянт доставляется автотранспортом, принимаем $T = 2$ суток.

Таким образом, принимаем ёмкость расходных баков $W_{раств} = 664,92 \text{ м}^3$.

Принимаем количество растворных баков – семь.

Тогда объем одного растворного бака составит:

$$W_{\text{раств1}} = \frac{W_{\text{раств}}}{n} = \frac{664,92}{7} = 94,99 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя раствора коагулянта в растворном баке 3,0 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{раств}} = \frac{W_{\text{раств1}}}{3,0} = \frac{94,99}{3,0} = 31,66 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\text{раств}}} = \sqrt{31,66} = 5,63 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 5,6$ м. При данных размерах высота слоя коагулянта составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{раств1}}}{a \cdot b} = \frac{94,99}{5,6 \cdot 5,6} = 3,03 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 3,03 + 0,47 = 3,5 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного растворного бака:

$$a \times b \times h = 5,6 \times 5,6 \times 3,5 \text{ м.}$$

Полный объём одного растворного бака составит:

$$W_{\text{раств1}} = a \cdot b \cdot h = 5,6 \cdot 5,6 \cdot 3,5 = 109,76 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих растворных баков:

$$W_{\text{раств}} = W_{\text{раств1}} \cdot n = 109,76 \cdot 7 = 768,32 \text{ м}^3.$$

3.2 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования раствора подщелачивающего реагента

Для подщелачивания и стабилизации воды применяют известь, раствор соды или щелочи натрия.

Сода кальцинированная содержит не менее 95% Na_2CO_3 и поставляется на станцию в бумажных мешках весом 50 кг. Дозируют в воду 8% раствор соды.

Щелочь натрия (каустическая сода) используется марки А и Б с содержанием не менее 92 – 95% NaOH . Поставляется

на станцию в барабанах из кровельной стали ёмкостью 50 – 170 л. В воду дозируют 5% раствор щелочи натрия.

Раствор соды и щелочи натрия готовят растворением реагентов в стальных или железобетонных баках с мешалками и воздушным барботажем. Процесс растворения значительно ускоряется при применении горячей воды.

Известь на станцию поставляется в виде негашёной комой извести (кипели), в виде гашёной порошкообразной извести (пушонки) и реже в виде известкового молока или теста. Перед использованием кипель гасят водой, желательнее подогретой до температуры 60 – 70°. Для гашения извести используют известгасилки, при расходе извести более 30 т/сут рекомендуется для гашения использовать барабанные шаровые мельницы. Достоинством шаровых мельниц в сравнении с известгасилками является отсутствие отходов. Полученный после гашения раствор подаётся в баки – хранилища, где производится его хранение в виде известкового теста концентрацией 35 – 40%. Далее он поступает в расходные баки, где разбавляется и получается известковое молоко, концентрацией 5% по СаО или раствор концентрацией до 1,4 г/л. В баках предусматривают гидравлическое перемешивание сжатым воздухом или с помощью лопастных мешалок.

Технологическая схема приготовления и дозирования извести выбирается в зависимости от вида и качества товарного продукта, расхода извести, места её ввода и т.п. Возможны следующие варианты организации известкового хозяйства:

1) при поступлении извести в виде известкового молока проектируют схему мокрого хранения, которая включает: устройство для отбора теста, баки – хранилища и расходные баки, лопастные или циркуляционные мешалки, устройство для очистки известкового молока, насосы для перекачки, дозаторы;

2) при использовании комой извести предусматривают как сухое, так и мокрое хранение реагентов.

В первом случае проектируют склад сухого продукта, дробилки, известгасилки или шаровые мельницы (где проис-

ходит гашение извести горячей водой), устройство для очистки известкового молока, лопастные или гидравлические мешалки (в них перемешивание известкового молока производится насосами типа ФГ), расходные баки и дозаторы.

Во втором случае известковое хозяйство включает: промежуточный склад для сухого хранения, баки – хранилища, устройство для отбора и транспортирования теста, лопастные или гидравлические мешалки, устройство для очистки известкового молока, дозаторы;

3) при производительности станции до $3\,000\text{ м}^3/\text{сут}$ для получения известкового раствора, возможно проектировать склад мокрого хранения, устройство для отбора теста, сатуратор двойного насыщения, дозаторы;

4) если поставляется чистая порошкообразная известь, то целесообразно проектировать сухое дозирование, при этом схема включает: склад сухого хранения реагента, дозатор (питатель) порошкообразных веществ, смеситель.

Схема оборудования для приготовления, мокрого хранения и дозирования при поступлении на станцию комовой негашёной извести приведена на рисунке 4.

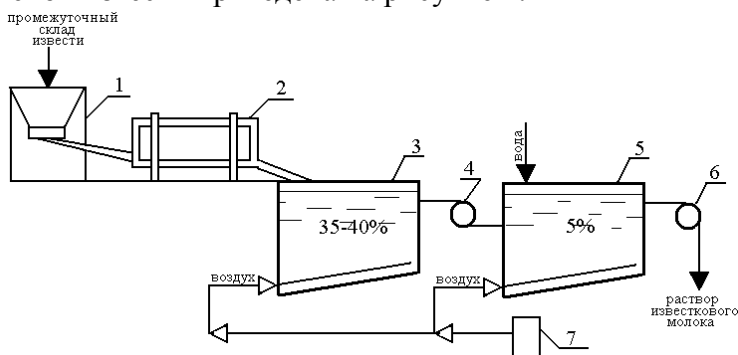


Рисунок 4 – Схема приготовления, хранения и дозирования известкового молока

1 – контейнер для извести; 2 – известогасилка; 3 – бак – хранилище; 4 – насос для перекачки известкового теста; 5 – расходный бак; 6 – насос – дозатор известкового молока в обрабатываемую воду; 7 – воздуховодка

Порядок расчёта схемы приготовления, хранения и дозирования известкового молока, приведённой на рисунке 4, следующий:

1) Расход реагента (т/сут) определяется по формуле:

$$G_{из} = \frac{D_{из} \cdot Q_{полн}}{10000 \cdot P_i}, \quad (22)$$

где P_i – процентное содержание безводного продукта в извести по CaO, $P_i = 50 - 70\%$.

2) Производительность известогасильных аппаратов (т/ч) определяется по формуле:

$$П_u = \frac{G_{из} \cdot K}{T}, \quad (23)$$

где K – коэффициент, учитывающий перерывы в работе известогасильных аппаратов, $K = 3 - 4$;

T – время работы станции в сутки.

Марку известогасильного аппарата выбирают в зависимости от производительности аппарата по таблице П6 Приложения. Количество известогасильных аппаратов должно быть не менее двух.

3) Склад хранения извести предусматривают в соответствии с п.6.202 – 6.204 /1/. Площадь склада (m^2) определяют по формуле:

$$F_{скл} = \frac{G_{из} \cdot T \cdot a}{G_0 \cdot h_u}, \quad (24)$$

где T – продолжительность хранения извести на складе, $T = 15 - 30$ суток;

a – коэффициент, учитывающий дополнительные площади проходов на складе, $a = 1,15$;

G_0 – объёмный вес извести при загрузке склада навалом, $G_0 = 1 \text{ т/м}^3$;

h_u – допустимая высота слоя извести на складе $h_u = 1,5 \text{ м}$.

В зависимости от площади принимают размеры склада в плане.

4) Объём баков – хранилищ определяют согласно п.6.207 из расчёта $3,5 - 5 \text{ м}^3$ на 1 т товарной извести.

Принимают количество баков – хранилищ и определяют размеры одного бака. Высота слоя известкового теста принимается $1,5 - 2,5 \text{ м}$.

Для улучшения условий перемешивания в бак – хранилище подаётся воздух. Определяется необходимый расход воздуха по формуле (11).

5) Объём расходных баков известкового молока (м^3) определяют по формуле:

$$W_{\text{расх}} = \frac{D_{\text{из}} \cdot q \cdot T_p}{10000 \cdot b_u \cdot \gamma}, \quad (25)$$

где T_p – время хранения известкового молока, $T = 12 - 16 \text{ ч}$;

b_u – концентрация раствора известкового молока, не более 5% по CaO (согласно п.6.35 /1/);

γ – удельный вес раствора известкового молока, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Количество растворных баков принимают не менее двух, высоту слоя известкового молока – $1,5 - 2,5 \text{ м}$ и определяют размеры одного бака.

Для поддержания частиц извести во взвешенном состоянии в расходных баках предусматривают гидравлические или лопастные мешалки. Тип мешалки подбирают по объёму бака по таблице П7 Приложения.

Для гидравлической мешалки определяется необходимый расход воздуха и по таблице П3 Приложения определяется марка воздуходувки. Принимается одна воздуходувка для бака – хранилище и расходного бака. Допускается принимать единое воздуходувное хозяйство для отделений коагулянта и извести.

6) Определяют часовой расход реагента по формуле (18) и по таблице П2 Приложения подбирают насос для перекачки известкового теста в расходные баки.

7) Определяют часовой расход реагента по формуле (18) и по таблице П5 Приложения подбирают насос – дозатор.

Пример 5. Рассчитать оборудования для приготовления, хранения и дозирования извести, если она поставляется на станцию в виде комой негашёной извести. Принять $Q_{полн} = 95\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$, $D_{щ} = 20 \text{ г/м}^3$.

1) По формуле (22) определяем суточный расход извести:

$$G_{щ} = \frac{D_{щ} \cdot Q_{полн}}{10000 \cdot P_i} = \frac{20 \cdot 95000}{10000 \cdot 60} = 3,17 \text{ т/сут},$$

где P_i – процентное содержание безводного продукта в извести по CaO, принимаем $P_i = 60\%$.

Принимаем, что известь на стацию очистки завозится один раз в месяц, таким образом месячный запас извести должен составлять:

$$G_{щ}^M = 30 \cdot G_{щ} = 30 \cdot 3,17 = 95,1 \text{ т/мес.}$$

2) Необходимая производительность извести-гасильного аппарата рассчитываем по формуле (23):

$$P_u = \frac{G_{щ} \cdot K}{T} = \frac{3,17 \cdot 3}{24} = 0,40 \text{ т/сут},$$

где K – коэффициент, учитывающий перерывы в работе извести-гасильных аппаратов, принимаем $K = 3$;

T – время работы станции в сутки.

Исходя из производительности выбираем в качестве аппарата для гашения извести по таблице П6 Приложения выбираем шаровую мельницу марки СМ-432 производительностью $P_u = 0,5 - 0,9 \text{ т/ч}$, мощность электродвигателя $N = 20 \text{ кВт}$. Количество извести-гасильных аппаратов принимаем два.

3) Площадь склада определяем по формуле (24), принимая, принимая, что продолжительность хранения извести на складе составляет 15 суток:

$$F_{\text{скл}} = \frac{G_{\text{ц}} \cdot T \cdot a}{G_0 \cdot h_u} = \frac{3,17 \cdot 15 \cdot 1,15}{1 \cdot 1,5} = 36,45 \approx 37 \text{ м}^2,$$

где T – продолжительность хранения извести на складе, принимаем $T = 15$ сут;

a – коэффициент, учитывающий дополнительные площади проходов на складе, $a = 1,15$;

G_0 – объёмный вес извести при загрузке склада навалом, $G_0 = 1 \text{ т/м}^3$;

h_u – допустимая высота слоя извести на складе $h_u = 1,5 \text{ м}$.

Принимаем склад для хранения извести размерами в плане $6 \times 6,5 \text{ м}$.

4) Объём баков – хранилищ определяем согласно п.6.207 из расчёта $3,5 - 5 \text{ м}^3$ на 1 т товарной извести. Так как в баках – хранилищах находится 30 – дневный запас раствора, то объём баков составит:

$$W_{\text{б-хр}} = (3,5 \div 5) \cdot G_{\text{ц}}^{\text{м}} = 4 \cdot 95,1 = 380,4 \text{ м}^3.$$

Принимают количество баков – хранилищ – пять. Тогда объём одного бака составит:

$$W_{\text{б-хр1}} = \frac{W_{\text{б-хр}}}{n} = \frac{380,4}{5} = 76,08 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя известкового раствора в баке – хранилище $2,0 \text{ м}$. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{б-хр}} = \frac{W_{\text{б-хр1}}}{2,0} = \frac{76,08}{2,0} = 38,04 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\text{б-хр}}} = \sqrt{38,04} = 6,17 \text{ м}.$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 6,2 \text{ м}$. При данных размерах высота слоя раствора извести составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{б-хр1}}}{a \cdot b} = \frac{76,08}{6,2 \cdot 6,2} = 1,98 \text{ м}.$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 1,98 + 0,42 = 2,4 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного бака – хранилища:
 $a \times b \times h = 6,2 \times 6,2 \times 2,4 \text{ м.}$

Полный объём одного бака – хранилища составит:

$$W_{\text{б-хр1}} = a \cdot b \cdot h = 6,2 \cdot 6,2 \cdot 2,4 = 92,26 \text{ м}^3,$$

а объём баков – хранилищ:

$$W_{\text{б-хр}} = W_{\text{б-хр1}} \cdot n = 92,26 \cdot 5 = 461,3 \text{ м}^3.$$

Концентрация известкового раствора в баках – хранилищах должна составлять 35 – 40%, принимаем, что концентрация в баках – хранилищах – 40%.

5) Объём расходных баков известкового молока определяем по формуле (25):

$$W_{\text{расх}} = \frac{D_{\text{ш}} \cdot q \cdot T_p}{10000 \cdot b_u \cdot \gamma} = \frac{20 \cdot 3958,33 \cdot 14}{10000 \cdot 5 \cdot 1} = 22,17 \text{ м}^3,$$

где q – часовая производительность станции,

$$q = Q_{\text{сут}} / 24 = 95000 / 24 = 3958,33 \text{ м}^3/\text{ч};$$

T_p – время хранения известкового молока, принимаем

$$T_p = 14 \text{ ч};$$

b_u – концентрация раствора известкового молока, принимаем согласно п.6.35 /1/ $b_u = 5\%$;

γ – удельный вес раствора известкового молока, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Количество расходных баков принимаем два. Тогда объём одного расходного бака составит:

$$W_{\text{расх1}} = \frac{W_{\text{расх}}}{n} = \frac{22,17}{2} = 11,09 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя известкового раствора в расходном баке 2,0 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{расх}} = \frac{W_{\text{расх1}}}{2,0} = \frac{11,09}{2,0} = 5,45 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\text{расх}}} = \sqrt{5,45} = 2,33 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 2,3$ м. При данных размерах высота слоя раствора извести составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{расх1}}}{a \cdot b} = \frac{11,09}{2,3 \cdot 2,3} = 2,10 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 2,10 + 0,40 = 2,5 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного расходного бака:

$$a \times b \times h = 2,3 \times 2,3 \times 2,5 \text{ м.}$$

Полный объём одного расходного бака составит:

$$W_{\text{расх1}} = a \cdot b \cdot h = 2,3 \cdot 2,3 \cdot 2,5 = 13,22 \text{ м}^3,$$

а объём расходных баков:

$$W_{\text{расх}} = W_{\text{расх1}} \cdot n = 13,22 \cdot 2 = 26,44 \text{ м}^3.$$

Для поддержания частиц извести во взвешенном состоянии в расходных баках предусматриваем мешалку. Исходя из объёма одного бака $W_{\text{расх1}} = 13,22 \text{ м}^3$ по таблице П7 Приложения подбираем гидравлическую мешалку типа М-14.

Для улучшения перемешивания предусматриваем подачу сжатого воздуха в баки – хранилища и расходные баки. Расчётный расход воздуха определяем по формуле (11).

Расход воздуха для одного бака – хранилища составит:

$$q_{\text{б-хр1}} = F_{\text{б-хр}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 6,2 \cdot 6,2 \cdot 5 = 192,20 \text{ л/с,}$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 5 \text{ л/с}$; общий расход воздуха для баков – хранилищ:

$$q_{\text{б-хр}} = q_{\text{б-хр1}} \cdot n = 192,2 \cdot 5 = 961,00 \text{ л/с;}$$

для одного расходного бака:

$$q_{\text{расх1}} = F_{\text{расх}} \cdot w = a \cdot b \cdot w = 2,3 \cdot 2,3 \cdot 5 = 26,45 \text{ л/с,}$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 5 \text{ л/с}$; общий расход воздуха для расходных баков:

$$q_{\text{расх}} = q_{\text{расх1}} \cdot n = 26,45 \cdot 2 = 52,90 \text{ л/с.}$$

Тогда общий расход воздуха составит:

$$q_{\text{общ}} = q_{\text{с-хр}} + q_{\text{расх}} = 961,00 + 52,90 = 1013,9 \text{ л/с} = \\ = 1,0139 \text{ м}^3/\text{с} = 60,83 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

В соответствии с общим расходом воздуха по таблице ПЗ Приложения подбираем воздухоподувку марки ВК – 12 с подачей $Q_{\text{в}} = 10,2 \text{ м}^3/\text{мин}$. Количество воздухоподувок принимаем – шесть.

6) Определяем часовой расход реагента при перекачке раствора из баков – хранилищ в расходные баки по формуле (18):

$$Q_u = \frac{100 \cdot q \cdot D_{\text{из}}}{b \cdot \rho_{\text{расх}}} = \frac{100 \cdot 3958,33 \cdot 0,02}{40 \cdot 1000} = 0,20 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где $D_{\text{из}}$ – доза извести, $\text{кг}/\text{м}^3$, $D_{\text{из}} = 20 \text{ г}/\text{м}^3 = 0,02 \text{ кг}/\text{м}^3$;

b – концентрация раствора извести в баке – хранилище, $b = 40\%$;

$\rho_{\text{расх}}$ – плотность раствора извести в расходном баке, $\rho_{\text{расх}} = 1000 \text{ кг}/\text{м}^3$.

По таблице П2 Приложения принимаем два насоса: один рабочий и один резервный марки 2Х-9Л-1 (подача $Q_{\text{н}} = 12 - 29 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 20 - 14 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 3 - 4 \text{ кВт}$).

7) Определяем часовой расход реагента из расходных баков по формуле (18), концентрация раствора извести в расходных баках составляет 5%:

$$Q_u = \frac{100 \cdot q \cdot D_{\text{из}}}{b \cdot \rho_{\text{расх}}} = \frac{100 \cdot 3958,33 \cdot 0,02}{5 \cdot 1000} = 1,58 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где $D_{\text{из}}$ – доза извести, $\text{кг}/\text{м}^3$, $D_{\text{из}} = 20 \text{ г}/\text{м}^3 = 0,02 \text{ кг}/\text{м}^3$;

b – концентрация раствора извести в расходном баке, $b = 5\%$;

$\rho_{\text{расх}}$ – плотность раствора извести в расходном баке, $\rho_{\text{расх}} = 1000 \text{ кг}/\text{м}^3$.

По таблице П5 Приложения подбираем насос – дозатор марки НД 1600/10 (подача $Q_n = 1,6 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 100 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 3 \text{ кВт}$).

3.3 Расчёт оборудования для приготовления, хранения и дозирования раствора флокулянта

Раствор ПАА поступает на станцию очистки в виде вязкого геля 7 – 10% концентрацией по ПАА. Гель поставляется в бочках весом 100 – 150 кг или в полиэтиленовых мешках массой 40 кг, упакованных в ящик.

Концентрация рабочего раствора ПАА, дозируемого в обрабатываемую воду, составляет 0,5 – 1%. Раствор готовят в типовых установках УРП – 2М. Установка состоит из бака, лопастной мешалки для диспергирования раствора и центробежного насоса для подачи приготовленного раствора ПАА в расходный бак. Вращение лопастной мешалкой осуществляется электродвигателем мощностью 4,5 кВт, частота вращения – 700 – 1000 об/мин. Габаритные размеры установки в плане 2,19×1,58 м. Установка смонтирована на металлической раме, крепящейся анкерными болтами на фундаменте.

Приготовленный раствор перекачивается в расходный бак, где разбавляется до концентрации 0,1 – 0,5% и дозируется в обрабатываемую воду.

Срок хранения растворов ПАА не должен превышать 20 дней.

Раствор АК рекомендуют готовить в установках периодического или непрерывного действия путём обработки раствора жидкого стекла хлором или очищенным сернокислым алюминием.

Схема оборудования для приготовления, хранения и дозирования ПАА приведена на рисунке 5.

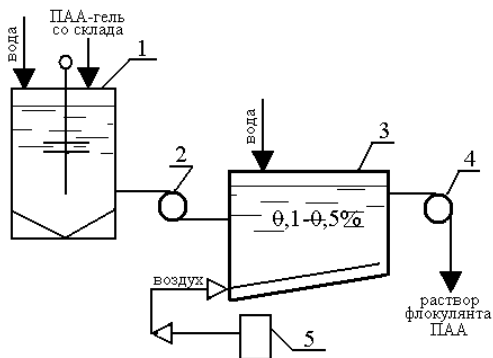


Рисунок 5 – Схема приготовления, хранения и дозирования ПАА

1 – типовая мешалка УРП – 2М; 2 — насос для перекачки раствора ПАА; 3 – расходный бак; 4 – насос – дозатор раствора ПАА; 5 – воздуходувка

Порядок расчёта схемы для приготовления, хранения и дозирования ПАА, приведённой на рисунке 5, следующий:

1) Площадь склада для хранения товарного ПАА (м^2) определяют по формуле:

$$F_{\text{скл}} = \frac{1,2 \cdot D_{\text{ПАА}} \cdot Q_{\text{полн}} \cdot T \cdot 10^{-6}}{h_{\phi} \cdot \gamma}, \quad (26)$$

где $D_{\text{ПАА}}$ – доза ПАА, г/м^3 ;

T – продолжительность хранения ПАА на складе,
 $T = 30$ суток;

h_{ϕ} – высота слоя товарного реагента (ящики в 2 – 3 яруса),
 $h_{\phi} = 1 - 1,5 \text{ м}$;

γ – удельный вес ПАА – геля, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

В зависимости от площади принимают размеры склада в плане.

2) Для растворения геля принимают типовую установку УРП – 2М. Продолжительность приготовления раствора реагента 25 – 40 мин. Для ускорения приготовления раствора ис-

пользуют горячую воду с температурой более 50 °С. Количество установок принимают не менее двух.

3) Определяют объём расходных баков, м³:

$$W_{расх} = \frac{D_{ПАА} \cdot Q_{полн} \cdot T_p}{10000 \cdot b_{ПАА} \cdot \gamma}, \quad (27)$$

где $W_{расх}$ – объём расходных баков, м³;

T_p – время, на которое создаётся запас рабочего раствора,

$T_p \leq 20$ суток;

$b_{ПАА}$ – концентрация ПАА в расходном баке,
 $b_{ПАА} = 0,5\%$ при использовании поплавкового дозатора;
 $b_{ПАА} = 0,1 - 0,2\%$ при использовании насоса – дозатора.

Количество расходных баков должно быть не менее двух. Размеры бака назначают конструктивно. Глубина слоя раствора принимается 1,5 – 2 м. Бак оборудуется системой для барботажного воздуха.

4) Для интенсификации процессов растворения ПАА в расходных баках предусматривают подачу сжатого воздуха.

Марку воздушодувки подбирают по таблице V.30 /3/ или по таблице ПЗ Приложения, исходя из площади расходных баков и интенсивности подачи воздуха 4 – 6 л/(с·м²).

7) Определяют производительность дозатора, м³/ч:

$$Q_n = \frac{W_{расх}}{24 \cdot T_p}. \quad (28)$$

Исходя из производительности подбирают поплавковый дозатор по таблице П4 Приложения или насос – дозатор по таблице V.27 /3/ или таблице П5 Приложения.

Пример 6. Рассчитать оборудования для приготовления, хранения и дозирования ПАА, если производительность станции $Q_{полн} = 100\,000$ м³/сут, доза флокулянта $D_{ПАА} = 0,6$ г/м³.

1) Площадь склада для хранения товарного ПАА определяем по формуле (26):

$$F_{скл} = \frac{1,2 \cdot D_{ПАА} \cdot Q_{полн} \cdot T \cdot 10^{-6}}{h_{\phi} \cdot \gamma} =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 0,6 \cdot 100000 \cdot 30 \cdot 10^{-6}}{1 \cdot 1} = 2,16 \text{ м}^2,$$

где T – продолжительность хранения ПАА на складе, $T = 30$ суток;

h_{ϕ} – высота слоя товарного реагента, принимаем $h_{\phi} = 1,0$ м;

γ – удельный вес ПАА – геля, $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Принимаем склад для хранения ПАА – геля $1,5 \times 1,5$ м.

2) Для растворения геля принимаем типовую установку УРП – 2М. Для ускорения приготовления раствора используют горячую воду с температурой более 50°C . Количество установок принимаем – две.

3) Рассчитываем объём расходных баков по формуле (27):

$$W_{расх} = \frac{D_{ПАА} \cdot Q_{полн} \cdot T_p}{10000 \cdot b_{ПАА} \cdot \gamma} = \frac{0,6 \cdot 100000 \cdot 10}{10000 \cdot 0,2 \cdot 1} = 300 \text{ м}^3,$$

где T_p – время, на которое создаётся запас рабочего раствора, принимаем $T_p = 10$ суток;

$b_{ПАА}$ – концентрация ПАА в расходном баке, принимаем $b_{ПАА} = 0,2\%$ при использовании насоса – дозатора.

Принимаем количество растворных баков шесть. Тогда объём одного расходного бака составит:

$$W_{расх1} = \frac{W_{расх}}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя раствора ПАА в баке 2 м. Тогда площадь бака в плане:

$$F_{\text{расх}} = \frac{W_{\text{расх1}}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ м}^2,$$

а размеры бака:

$$a = b = \sqrt{F_{\text{расх}}} = \sqrt{25} = 5 \text{ м.}$$

Принимаем размеры бака в плане $a = b = 5 \text{ м}$. При данных размерах высота слоя раствора ПАА составит:

$$h_p = \frac{W_{\text{расх1}}}{a \cdot b} = \frac{50}{5 \cdot 5} = 2 \text{ м.}$$

Высота бака с учётом строительного запаса:

$$h = h_p + (0,3 \div 0,5) = 2 + 0,40 = 2,4 \text{ м.}$$

Таким образом, размеры одного расходного бака:

$$a \times b \times h = 5 \times 5 \times 2,4 \text{ м.}$$

Полный объём одного расходного бака составит:

$$W_{\text{расх1}} = a \cdot b \cdot h = 5 \cdot 5 \cdot 2,4 = 60 \text{ м}^3,$$

а объём рабочих расходных баков:

$$W_{\text{расх}} = W_{\text{расх1}} \cdot n = 60 \cdot 6 = 360 \text{ м}^3.$$

4) Для улучшения условий перемешивания и разбавления раствора ПАА в расходные баки предусматриваем подачу сжатого воздуха.

Общий расход воздуха для расходных баков определяем по формуле (11):

$$\begin{aligned} q_{\text{общ}} &= F_{\text{расх}} \cdot \omega = a \cdot b \cdot \omega = 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 6 = 750 \text{ л/с} = \\ &= 0,75 \text{ м}^3/\text{с} = 45 \text{ м}^3/\text{мин}, \end{aligned}$$

где w – интенсивность подачи воздуха, принимаем $w = 5 \text{ л/с}$.

В соответствии с общим расходом воздуха по таблице ПЗ Приложения подбираем воздуходувку марки ВК – 12 с подачей $Q_s = 9,2 \text{ м}^3/\text{мин}$. Необходимое количество воздуходувок – 5.

7) Определяем производительность дозатора по формуле (28):

$$Q_n = \frac{W_{\text{расх}}}{24 \cdot T_p} = \frac{360}{24 \cdot 10} = 1,5 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Исходя из производительности, по таблице П5 Приложения подбираем насос – дозатор марки НД 1600/10 (подача $Q_n = 1,6 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 100 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 3 \text{ кВт}$).

3.4 Расчёт оборудования для обеззараживания воды

Обеззараживание является, как правило, заключительной стадией обработки воды и предназначено для уничтожения в воде бактерий и вирусов, вызывающих инфекционные заболевания. Необходимо отметить, что до 98% гетерофазных биологических загрязнений поверхностных вод, в том числе и бактерий, удаляется при обработке воды коагулянтами.

Различают химические, или реагентные, и физические, или безреагентные, методы обеззараживания. К химическим способам относятся: хлорирование, озонирование, обеззараживание ионами тяжелых металлов и другие, к физическим – обеззараживание ультрафиолетовыми лучами, ультразвуком, импульсным электрическим разрядом, кипячение и т. д.

Выбор метода обеззараживания и устройства для дезинфекции воды следует предусматривать согласно пп. 6.144 – 6.171 /1/.

Наиболее распространенным способ обеззараживания является хлорирование – обработка воды жидким хлором или хлорсодержащими веществами: хлорной известью, гипохлоритом кальция, двуокисью хлора, раствором гипохлорита натрия и др.

На станцию очистки жидкий хлор поставляется в стальных баллонах, вместимостью 25 – 69 кг сжиженного хлора. Для крупных станций хлор доставляют в железнодорожных цистернах ёмкостью до 48 т, откуда переливается в стальные бочки вместимостью 0,7 – 3 т жидкого хлора. Жидкий хлор, испаряясь из баллонов (бочек) поступает в хлораторы, где происходит приготовление хлорной воды, которая затем смешивается с обрабатываемой водой.

Размеры баллонов: длина 770 – 1855 мм; размеры бочек: диаметр 720 мм, длина 1800 и 5500 мм.

Хлораторы монтируются на щитах размером 800×730×165 мм, прикрепляемых на расстоянии 0,25 – 0,3 м от стены. Расстояние между соседними щитами 0,7 м.

С учётом установки промежуточных баллонов, весового оборудования, вентиляторов и т.д., площадь помещения хлораторной принимается из расчёта 8 – 10 м² на каждые два рабочих хлоратора.

Хлораторную располагают обязательно на первом этаже. Из хлораторной необходимо предусмотреть запасной выход непосредственно наружу здания. Хлораторная должна быть оборудована вентиляцией с 12 – кратным воздухообменом. При входе в хлораторную устраивают тамбур, в котором размещены шкафы для спецодежды и противогазы.

Порядок расчёта для обеззараживания воды жидким хлором следующий:

1) Определяют часовую потребность хлора, кг/ч:

$$Q_{Cl_2} = \frac{(D_{Cl_2}^1 + D_{Cl_2}^2) \cdot Q_{полн}}{24 \cdot 1000}, \quad (29)$$

где $D_{Cl_2}^1$ – доза хлора при первичном хлорировании, г/м³;

$D_{Cl_2}^2$ – доза хлора при вторичном хлорировании, г/м³.

2) Выбираем марку хлоратора по таблице П8 Приложения, и исходя из производительности одного хлоратора устанавливают требуемое количество хлораторов:

$$n_{Cl_2} = \frac{Q_{Cl_2}}{q_{Cl_2}}, \quad (30)$$

где q_{Cl_2} – производительность одного хлоратора, кг/ч.

Количество резервных хлораторов определяют согласно п. 6.152 /1/.

3) Рассчитывают количество одновременно действующих баллонов или бочек:

$$n_{\delta} = \frac{Q_{Cl_2}}{g_{\delta}}, \quad (31)$$

где g_{δ} – количество хлора, испаряющегося (снимаемого) с одного баллона или с 1 м^2 поверхности бочки; $g_{\delta} = 3 \text{ кг/ч}$.

Баллоны (бочки) в помещении хлораторной устанавливаются весы для дополнительного контроля за расходом хлора.

4) Определяют суточную потребность в баллонах:

$$n_{\delta / \text{сут}} = \frac{Q_{Cl_2}^{\text{сут}}}{q_{\delta}}, \quad (32)$$

где q_{δ} – ёмкость одного стандартного баллона, $q_{\delta} = 55 \text{ л}$.

При суточном расходе хлора более или равном трём баллонам при хлораторной следует предусматривать хранение трёхсуточного запаса хлора. Склад хлора не должен иметь непосредственного сообщения с хлораторной.

Основной запас хлора хранится вне станции очистки на расходном складе, рассчитанном на месячную потребность в хлоре. Доставка баллонов с расходного склада на станцию очистки осуществляется по мере надобности автомашинами, электрокарами или другими видами транспорта.

Пример 7. Рассчитать оборудования для дезинфекции воды с помощью жидкого хлора. Полная производительность станции очистки $Q_{полн} = 75\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$, доза для первичного хлорирования составляет $D_{Cl_2}^1 = 6 \text{ г/м}^3$, для вторичного хлорирования – $D_{Cl_2}^2 = 3 \text{ г/м}^3$.

1) Определяем часовой расход хлора по формуле (29):

$$Q_{Cl_2} = \frac{(D_{Cl_2}^1 + D_{Cl_2}^2) \cdot Q_{полн}}{24 \cdot 1000} = \frac{(6 + 3) \cdot 75000}{24 \cdot 1000} = 28,125 \text{ кг/ч}.$$

2) По таблице П8 Приложения подбираем хлоратор ЛОНИИ – 100, его производительность составляет $0,6 - 10 \text{ кг/ч}$.

Требуемое количество хлораторов рассчитываем по формуле (30):

$$n_{Cl_2} = \frac{Q_{Cl_2}}{q_{Cl_2}} = \frac{28,125}{10} = 2,8 \approx 3 \text{ шт},$$

где q_{Cl_2} – производительность одного хлоратора, принимаем $q_{Cl_2} = 10 \text{ кг/ч}$.

Согласно п. 6.152 /1/ принимаем два резервных хлоратора.

3) Рассчитываем количество одновременно действующих баллонов по формуле (31):

$$n_{\delta} = \frac{Q_{Cl_2}}{g_{\delta}} = \frac{28,125}{3} = 9,4 \approx 10 \text{ шт},$$

где g_{δ} – количество хлора, испаряющегося (снимаемого) с одного баллона или с 1 м^2 поверхности бочки; $g_{\delta} = 3 \text{ кг/ч}$.

4) Определяем суточную потребность в баллонах по формуле (32):

$$n_{\delta/\text{сут}} = \frac{Q_{Cl_2}^{\text{сут}}}{q_{\delta}} = \frac{675}{55} = 12,3 \approx 13 \text{ шт},$$

где $Q_{Cl_2}^{\text{сут}}$ – суточный расход хлора, $Q_{Cl_2}^{\text{сут}} = Q_{Cl_2} \cdot 24 = 28,125 \cdot 24 = 675 \text{ кг/сут}$;

q_{δ} – ёмкость одного стандартного баллона, $q_{\delta} = 55 \text{ л}$.

Баллоны (бочки) в помещении хлораторной устанавливают весы для дополнительного контроля за расходом хлора.

При суточном расходе хлора более или равном трём баллонам при хлораторной следует предусматривать хранение трёхсуточного запаса хлора. Таким образом, количество баллонов на этом складе составит:

$$n_{\delta/\text{складе}} = 3 \cdot n_{\delta/\text{сут}} = 3 \cdot 13 = 39 \text{ шт}.$$

Склад хлора не должен иметь непосредственного сообщения с хлораторной.

Основной запас хлора хранится вне станции очистки на расходном складе, рассчитанном на месячную потребность в хлоре.

В данном случае запас хлора должен составлять:

$$n_{\text{б / мес}} = \frac{Q_{\text{Cl}_2}^{\text{сум}} \cdot 30}{q_{\text{б}}} = \frac{675 \cdot 30}{55} = 368,2 \approx 369 \text{ баллонов,}$$

Доставка баллонов с расходного склада на станцию очистки производится по мере надобности автомашинами.

4 ВЫБОР И РАСЧЁТ СМЕСИТЕЛЯ

Смесители предназначены для быстрого и равномерно-го распределения реагентов по объёму обрабатываемой воды. Смешение осуществляется 1 – 2 минуты при сухом дозировании и не более 3 минут – при мокром.

Смесительные устройства по принципу действия могут быть разделены на два типа: гидравлические (в них турбулентный поток создаётся сужениями или дырчатыми перегородками) и механические (в них турбулизация потока достигается вращением лопастей или пропеллеров электродвигателем).

К гидравлическим смесителям относятся: дырчатые, перегородчатые, коридорные, вихревые и смесительные устройства закрытого типа (шайбы, диафрагмы, вставки Вентури).

Гидравлические смесители более просты по конструкции и удобны в эксплуатации.

Перегородчатые смесители рекомендуется применять при производительности до $500 - 600 \text{ м}^3/\text{ч}$, дырчатые – до $1000 \text{ м}^3/\text{ч}$, вихревые – до $1500 \text{ м}^3/\text{ч}$. Закрытые смесительные устройства применяют в основном при смешении реагентов с водой в насосных станциях первого подъёма или трубопроводах.

Число смесительных устройств (секций) одного назначения следует принимать не менее двух с возможностью отключения любого из них при технологической необходимости.

Резервных смесителей не предусматривают, но при этом устраивают обводной трубопровод в обход смесителей с размещением в нём резервных устройств для ввода реагентов.

Смесители должны быть оборудованы переливными трубопроводами и трубопроводами для опорожнения и выпуска осадка в канализацию.

Механические смесители обеспечивают достаточно быстрое и полное смешение реагентов с водой независимо от колебаний её расхода и позволяют снизить расход коагулянта.

Однако механические смесители приводят к повышенным затратам электроэнергии.

Выбор типа смесителя зависит от производительности станции, компоновки сооружений, вида используемых реагентов и т.д..

Для смешения с водой реагентов в виде суспензий (например, известкового молока, используемого при подщелачивании) рекомендуется применять вихревые смесители. Они представляют собой круглый или квадратный (в плане) резервуар с конической или пирамидальной нижней частью. Турбулизация потока в вихревом смесителе создаётся за счёт изменения скорости восходящего потока воды при переходе от узкой (нижней) части к широкой (верхней) части. Угол конусности нижней части составляет $30 - 45^\circ$, скорость выхода воды из подводящего трубопровода в нижнюю часть смесителя – $1,2 - 1,5$ м/с, скорость восходящего потока на уровне водосборных лотков – $30 - 40$ мм/с, отводящие трубопроводы и лотки рассчитывают при скорости движения в них воды $0,6$ м/с. Высота вертикальных стенок смесителя должна составлять $1,0 - 1,5$ м. Время пребывания воды в вихревом смесителе составляет $1,5 - 2$ минуты, при реагентном умягчении – до 3 минут.

При проектировании станций обработки воды с применением осветлителей со взвешенным слоем осадка вихревые смесители следует приспособлять как воздухоотделители. При этом вертикальные стенки смесителя принимают высотой не менее $2,0 - 2,5$ м.

Порядок расчёта вихревого смесителя следующий:

1) Определяют необходимое количество смесителей:

$$n_{см} = \frac{q}{q_{см}}, \quad (33)$$

где q – часовая производительность станции, $м^3/ч$;

$q_{см}$ – допустимая нагрузка на один смеситель,
 $q_{см} = 1200 - 1500 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Принимают количество смесителей не менее двух.
 Уточняют нагрузку на один смеситель.

2) Площадь горизонтального сечения верхней части смесителя составит:

$$f_г = \frac{q_{см}}{V_г}, \quad (34)$$

где $V_г$ – скорость восходящего потока воды, $V_г = 30 - 40 \text{ мм/с} = 108 - 144 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Рекомендуемая площадь смесителя не более $20 - 25 \text{ м}^2$.

Задаваясь формой смесителя в плане, определяют его размеры.

Для смесителя, круглого в плане:

$$D = \sqrt{\frac{4f_г}{\pi}}; \quad (35)$$

для смесителя, квадратного в плане:

$$b = \sqrt{f_г}. \quad (36)$$

3) Находят диаметр подводящего трубопровода:

$$d_n = \sqrt{\frac{4q_{см}}{\pi \cdot V_n}}, \quad (37)$$

где V_n – скорость воды в подводящем трубопроводе,
 $V_n = 1,2 - 1,5 \text{ м/с}$.

Полученное значение диаметра округляют до стандартного и определяют фактическую скорость в трубопроводе.

4) Определяют площадь нижней части смесителя в месте примыкания трубопровода f_n , исходя из внешнего диаметра подводящего трубопровода $d_n^в$.

5) Рассчитывают высоту нижней части смесителя: если смеситель круглый в плане:

$$h_n = \frac{D - d_n^e}{2 \operatorname{tg}(\alpha/2)}, \quad (38)$$

где α – угол между наклонными стенками смесителя, $\alpha = 30 - 45^\circ$;

если смеситель квадратный в плане:

$$h_n = \frac{b - d_n^e}{2 \operatorname{tg}(\alpha/2)}. \quad (39)$$

6) Определяют объём нижней части смесителя:

если смеситель круглый в плане:

$$W_n = \frac{1}{3} \pi \cdot h_n \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 + \left(\frac{d_n^e}{2} \right)^2 + \frac{D}{2} \cdot \frac{d_n^e}{2} \right]; \quad (40)$$

если смеситель квадратный в плане:

$$W_n = \frac{1}{3} h_n (f_e + f_n + \sqrt{f_e \cdot f_n}). \quad (41)$$

7) Полный объём смесителя составит:

$$W = \frac{q_{cm} \cdot t}{60}, \quad (42)$$

где t – продолжительность пребывания воды в смесителе, $t = 1 - 2$ мин.

8) Находят объём верхней части смесителя:

$$W_e = W - W_n. \quad (43)$$

9) Определяют высоту верхней части смесителя:

$$h_e = \frac{W_e}{f_e}. \quad (44)$$

Высота верхней части смесителя должна составлять 1,0 – 1,5 м. Если h_e получается больше, то следует уменьшить величину V_e , α или увеличить число смесителей.

10) Исходя из высот верхней и нижней части смесителя, находят его полную высоту:

$$h_{cm} = h_n + h_e. \quad (45)$$

Конструктивно смеситель следует выполнять на 0,3 – 0,5 м выше уровня воды в нём.

11) Отбор воды из верхней части смесителя осуществляется с помощью перфорированных водосборных труб или лотков. Проводят расчёт водосборных труб или лотков.

Количество сборных труб или лотков определяется исходя из максимального расстояния между ними не более 2 м и размера стороны верхней части смесителя (его диаметра (D) или стороны (b)) :

$$n_{\text{л}} \geq \frac{D(b)}{2}. \quad (46)$$

Расчётный расход воды на один водосборный лоток составит:

$$q_{\text{л}} = \frac{q_{\text{см}}}{n_{\text{л}}}. \quad (47)$$

Площадь живого сечения сборного лотка:

$$f_{\text{л}} = \frac{q_{\text{л}}}{V_{\text{л}}}, \quad (48)$$

где $V_{\text{л}}$ – скорость движения воды в лотке, $V_{\text{л}} = 0,6$ м/с.

Глубина воды в конце лотка для обеспечения отвода воды затопленными отверстиями принимается из условия:

$$h_{\text{л}} = d_{\text{o}} + (0,2 \div 0,25), \quad (49)$$

где d_{o} – диаметр затопленных отверстий, расположенных в водосборных трубах или лотках, $d_{\text{o}} = 50 - 100$ мм.

Тогда ширина лотка составит:

$$b_{\text{л}} = \frac{f_{\text{л}}}{h_{\text{л}}}. \quad (50)$$

По конструктивным соображениям ширина водосборного лотка должна составлять 0,2 – 0,6 м. Можно рассчитать высоту водосборного лотка, задаваясь его шириной в указанных пределах.

Лоток подходит к сборному карману с двух сторон, уклон дна лотка составляет $i = 0,02$.

Площадь всех затопленных отверстий в стенках сборного лотка:

$$\sum f_o = \frac{q_{\text{л}}}{V_o \cdot 3600}, \quad (51)$$

где V_o – скорость движения воды через отверстия лотка, $V_o = 1$ м/с.

Общее количество отверстий в лотке:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o}, \quad (52)$$

где f_o – площадь одного отверстия, $f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4}$ м².

Отверстия располагают по боковой поверхности лотка на глубине $h_o = 100 - 150$ мм от верхней кромки лотка до оси отверстия.

Определяют внутренний периметр лотка:

$$p_{\text{л}} = 4[D(b) - 2(b_{\text{л}} + 0,06)]. \quad (53)$$

Шаг оси отверстий:

$$l_o = \frac{p_{\text{л}}}{n_o}. \quad (54)$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_{\text{м} \setminus \partial o} = l_o - d_o. \quad (55)$$

Расстояние от верхнего уровня воды в смесителе до дна сборного лотка:

$$h'_{\text{л}} = 2,33 \sqrt{q_{\text{л}}^2}. \quad (56)$$

12) Из сборного лотка вода поступает в боковой карман. Размеры кармана принимают конструктивно, из условия размещения в его нижней части отводящего трубопровода. Диаметр данного трубопровода ($d_{\text{омв}}$) подбирают по /4/ исходя

из расхода в нём равном $q_{см}$ и скорости движения воды 0,8 – 1,0 м/с.

Тогда ширина сборного бокового кармана составит:

$$b_k = d_{отв} + 0,1. \quad (57)$$

Дно кармана располагают на 0,1 м ниже дна водосборных лотков. В кармане размещают переливной трубопровод, оканчивающейся в верхней части раструбом, диаметр которого должен быть не меньше диаметра отводящего трубопровода. Превышение верха раструба над расчётным уровнем воды в смесителе должно составлять не менее 0,1 м.

13) Время пребывания воды в отводящем трубопроводе согласно п. 6.49 /1/ должно составлять не более 1,5 минут. Исходя из скорости в отводящем трубопроводе и времени пребывания, определяют его длину, а затем с учётом уклона – потери в отводящем трубопроводе.

Пример 8. Рассчитать вертикальный вихревой смеситель для станции очистки с полной производительностью $Q_{полн} = 90\,000 \text{ м}^3/\text{сут.}$

1) Определяем необходимое количество смесителей по формуле (33):

$$n_{см} = \frac{3750}{1300} = 2,9 \approx 3 \text{ шт.}$$

где q – часовая производительность станции,

$$q = \frac{Q_{полн}}{24} = \frac{90000}{24} = 3750 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$q_{см}$ – допустимая нагрузка на один смеситель, принимаем $q_{см} = 1300 \text{ м}^3/\text{ч.}$

Принимаем три вихревых смесителя и уточняем нагрузку на один смеситель:

$$q_{см} = \frac{q}{n_{см}} = \frac{3750}{3} = 1250 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,347 \text{ м}^3/\text{с.}$$

2) Рассчитываем площадь горизонтального сечения верхней части смесителя по формуле (34):

$$f_e = \frac{1250}{110} = 11,4 \text{ м}^2,$$

где V_e – скорость восходящего потока воды, принимаем $V_e = 110 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Площадь смесителя не превышает 25 м^2 .

Принимаем смеситель квадратный в плане. Тогда размер стороны смесителя рассчитываем по формуле (36):

$$b = \sqrt{11,4} = 3,38 \approx 3,4 \text{ м}.$$

При этом площадь смесителя в плане составит:

$$f_e = b^2 = 3,4^2 = 11,56 \text{ м}^2.$$

3) Находим диаметр подводящего трубопровода по формуле (37):

$$d_n = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,347}{3,14 \cdot 1,3}} = 0,583 \text{ м},$$

где V_n – скорость воды в подводящем трубопроводе, принимаем $V_n = 1,3 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_n = 600 \text{ мм}$. Уточняем фактическую скорость движения воды в подводящем трубопроводе:

$$V_n^\phi = \frac{4q_{cm}}{\pi \cdot d_n^2} = \frac{4 \cdot 0,347}{3,14 \cdot 0,6^2} = 1,23 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендованному пределу $V_n = 1,2 - 1,5 \text{ м/с}$

4) Определяем площадь нижней части смесителя в месте примыкания трубопровода, исходя из внешнего диаметра подводящего трубопровода d_n^e :

$$d_n^e = d_n + 2\delta = 0,6 + 2 \cdot 0,01 = 0,62 \text{ м};$$

$$f_n = (d_n^e)^2 = 0,62^2 = 0,384 \text{ м}^2.$$

5) Рассчитываем высоту нижней части смесителя по формуле (39):

$$h_n = \frac{3,4 - 0,62}{2 \operatorname{tg}(40/2)} = 3,82 \text{ м},$$

где α – угол между наклонными стенками смесителя, принимаем $\alpha = 40^\circ$;

6) Определяем объём нижней части смесителя по формуле (41):

$$W_n = \frac{1}{3} 3,8 (1,56 + 0,384 + \sqrt{1,56 \cdot 0,384}) = 17,80 \text{ м}^3.$$

7) Полный объём смесителя находим по формуле (42):

$$W = \frac{1250 \cdot 1,5}{60} = 31,25 \text{ м}^3,$$

где t – продолжительность пребывания воды в смесителе, принимаем $t = 1,5$ мин.

8) Определяем объём верхней части смесителя по формуле (43):

$$W_e = 31,25 - 17,80 = 13,45 \text{ м}^3.$$

9) Рассчитываем высоту верхней части смесителя по формуле (44):

$$h_e = \frac{13,45}{11,56} = 1,16 \text{ м}.$$

Данная высота соответствует рекомендуемому пределу верхней части смесителя 1,0 – 1,5 м.

10) Находим полную высоту смесителя по формуле (45):

$$h_{cm} = 3,82 + 1,16 = 4,98 \text{ м}.$$

Конструктивно смеситель следует выполнять на 0,3 – 0,5 м выше уровня воды в нём, следовательно конструктивная высота смесителя составит:

$$h_{cm}^k = h_{cm} + (0,3 \div 0,5) = 4,98 + 0,42 = 5,4 \text{ м}.$$

11) Отбор воды из верхней части смесителя осуществляется с помощью перфорированных водосборных труб или лотков. Произведём расчёт водосборных лотков.

Количество сборных лотков определяем по формуле (46):

$$n_{\text{л}} = \frac{3,4}{2} = 1,7 \approx 2.$$

Принимаем количество лотков – два.

Расчётный расход воды на один водосборный лоток определяем по формуле (47):

$$q_{\text{л}} = \frac{1250}{2} = 625 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,174 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Площадь живого сечения сборного лотка находим по формуле(48):

$$f_{\text{л}} = \frac{0,174}{0,6} = 0,29 \text{ м}^2,$$

где $V_{\text{л}}$ – скорость движения воды в лотке, $V_{\text{л}} = 0,6 \text{ м/с}$.

Глубина воды в конце лотка для обеспечения отвода воды затопленными отверстиями принимаем из условия (49):

$$h_{\text{л}} = 0,07 + (0,2 \div 0,25) = 0,07 + 0,25 = 0,32,$$

где d_o – диаметр затопленных отверстий, расположенных в водосборных лотках, принимаем $d_o = 70 \text{ мм}$.

Тогда ширину лотка определяем по формуле (50):

$$b_{\text{л}} = \frac{0,29}{0,32} = 0,91 \text{ м}.$$

По конструктивным соображениям ширина водосборного лотка должна составлять 0,2 – 0,6 м. Так как ширина лотка получается больше, принимаем $b_{\text{л}} = 0,5 \text{ м}$, и определяем высоту водосборного лотка:

$$h_{\text{л}} = \frac{f_{\text{л}}}{b_{\text{л}}} = \frac{0,29}{0,5} = 0,58 \text{ м}.$$

Лоток подходит к сборному карману с двух сторон, уклон дна лотка составляет $i = 0,02$.

Площадь всех затопленных отверстий в стенках сборного лотка составит согласно формуле (51):

$$\sum f_o = \frac{625}{1 \cdot 3600} = 0,174 \text{ м}^2,$$

где V_o – скорость движения воды через отверстия лотка, $V_o = 1 \text{ м/с}$.

Общее количество отверстий в лотке находим по формуле (52):

$$n_o = \frac{0,174}{0,00385} = 45,2 \approx 46 \text{ шт},$$

где f_o – площадь одного отверстия,

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,07^2}{4} = 0,00385 \text{ м}^2.$$

Отверстия располагаем по боковой поверхности лотка на глубине $h_o = 120 \text{ мм}$ от верхней кромки лотка до оси отверстия.

Определяем внутренний периметр лотка по формуле (53):

$$p_{\text{л}} = 4[3,4 - 2(0,5 + 0,06)] = 9,12 \text{ м}.$$

Шаг оси отверстий составит (54):

$$l_o = \frac{9,12}{46} = 0,198 \text{ м} \approx 200 \text{ мм}.$$

Расстояние между отверстиями находим по формуле (55):

$$l_{\text{м} \setminus \text{до}} = 200 - 70 = 130 \text{ мм}.$$

Расстояние от верхнего уровня воды в смесителе до дна сборного лотка составит (56):

$$h_{\text{л}}' = 2,3\sqrt{0,174^2} = 0,717 \text{ м}.$$

12) Из сборного лотка вода поступает в боковой карман. Размеры кармана принимаем из условия размещения в

его нижней части отводящего трубопровода. Диаметр отводящего трубопровода подбираем исходя из расхода в нём равном $q_{см} = 0,347 \text{ м}^3/\text{с} = 347 \text{ л/с}$ и скорости движения воды $0,8 - 1,0 \text{ м/с}$. Согласно вышеуказанным данным по /4/ принимаем $d_{омс} = 700 \text{ мм}$, $V_{омс} = 0,9 \text{ м/с}$, $1000i = 1,42$.

Тогда ширина сборного бокового кармана согласно формуле (57) составит:

$$b_k = 0,7 + 0,1 = 0,8 \text{ м.}$$

Дно кармана располагают на $0,1 \text{ м}$ ниже дна водосборных лотков. В кармане размещают переливной трубопровод, оканчивающейся в верхней части раструбом, диаметр которого равен диаметра отводящего трубопровода ($d_{омс} = 700 \text{ мм}$). Превышение верха раструба над расчётным уровнем воды в смесителе должно составлять не менее $0,1 \text{ м}$.

13) Принимаем время пребывания воды в отводящем трубопроводе $t = 1,5 \text{ мин} = 90 \text{ с}$. Тогда длина отводящего трубопровода составит:

$$l_{омс} = V_{омс} \cdot t = 0,9 \cdot 90 = 81 \text{ м.}$$

При данной длине потери в отводящем трубопроводе:

$$h_{омс} = l_{омс} \cdot i = 81 \cdot 0,00142 = 0,115 \text{ м.}$$

Диафрагменный (шайбовый) смеситель позволяет мгновенно перемешивать воду с коагулянтom за счёт пониженного давления, создаваемого шайбой, что способствует интенсификации и улучшению процесса коагуляции, а также позволяет снизить расход коагулянта на 25% .

Шайбовые смесители применяются на станциях очистки любой производительности, особенно широко в схемах с контактными осветлителями, т.к. создаёт хорошие условия для контактной коагуляции.

Для обеспечения необходимой турбулизации потока и эффективного смешения реагента с водой потери напора в смесителе должны составлять $0,3 - 0,4 \text{ м}$. Исходя из этого

производится расчёт смесителя, в результате которого определяется необходимый размер шайбы (диафрагмы).

Потери напора в шайбовом смесителе определяют по формуле:

$$h = \left(\frac{\omega}{\omega_o \cdot \varepsilon} - 1 \right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad (58)$$

откуда

$$\varepsilon \cdot \omega_o / \omega = \frac{1}{\sqrt{\left(2g \cdot h / V^2 \right) + 1}}, \quad (59)$$

где h – потери напора в смесителе, $h = 0,3 - 0,4$ м;

ω – площадь живого сечения трубопровода, м^2 ;

ω_o – площадь отверстия шайбы, м^2 ;

V – скорость в трубопроводе, м/с;

ε – коэффициент сжатия струи, который зависит от отношения ω_o / ω и может быть определён из таблицы 1.

Таблица 1 – Значение коэффициента сжатия струи ε в зависимости от соотношения ω_o / ω

ω_o / ω	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
ε	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642
ω_o / ω	0,6	0,7	0,8	0,9	
ε	0,656	0,677	0,713	0,785	

Так как в расчётной формуле (59) имеется два взаимосвязанных неизвестных ω_o и ε , расчёт проводится методом последовательных приближений. По известному значению V и заданному h определяется выражение $\varepsilon \cdot \omega_o / \omega$ и далее по таблице 1 находится соответствующее значение ω_o / ω .

Диаметр отверстия шайбы (диафрагмы) определяется по формуле:

$$d_o = d \sqrt{\omega_o / \omega}, \quad (60)$$

где d – внутренний диаметр трубопровода, м.

Пример 9. Рассчитать шайбовый смеситель, если расход воды на один смеситель составляет вертикальный вихревой смеситель для станции очистки с $q = 1\,500\text{ м}^3/\text{ч}$, диаметр трубопровода $d = 800\text{ мм}$.

В соответствии с данным расходом и диаметром, определяем скорость движения воды в трубопроводе, $q = 1500\text{ м}^3/\text{ч} = 0,417\text{ м}^3/\text{с}$.

$$V = \sqrt{\frac{4q}{\pi \cdot d^2}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,417}{3,14 \cdot 0,8^2}} = 0,91\text{ м/с}.$$

По формуле (59) определяем значение $\varepsilon \cdot \omega_o / \omega$, принимая потери напора в смесителе $h = 0,4\text{ м}$:

$$\varepsilon \cdot \omega_o / \omega = \frac{1}{\sqrt{\left(2 \cdot 9,81 \cdot 0,4 / 0,91^2\right) + 1}} = 0,309.$$

Принимая $\omega_o / \omega = 0,5$, по таблице 1 – $\varepsilon = 0,642$, получим:

$$\varepsilon \cdot \omega_o / \omega = 0,642 \cdot 0,5 = 0,321 > 0,309.$$

При $\omega_o / \omega = 0,4$ и $\varepsilon = 0,631$:

$$\varepsilon \cdot \omega_o / \omega = 0,631 \cdot 0,4 = 0,252 < 0,309.$$

Следовательно, требуемое отношение ω_o / ω лежит в интервале от 0,4 до 0,5. Примем $\varepsilon = 0,640$, тогда согласно таблице 1:

$$\omega_o / \omega = 0,4 + 0,1 \frac{0,640 - 0,631}{0,642 - 0,631} = 0,482$$

и

$$\varepsilon \cdot \omega_o / \omega = 0,640 \cdot 0,482 = 0,3085 \approx 0,309.$$

Диаметр отверстия для шайбы определяем по формуле (60):

$$d_o = 0,8 \sqrt{0,482} = 0,555\text{ м} = 555\text{ мм}.$$

5 РАСЧЁТ ВОЗДУХООТДЕЛИТЕЛЯ

Для встроенных камер хлопьеобразования, осветлителей со слоем взвешенного осадка, контактных осветлителей и контактных префильтров проектируют воздухоотделители, в которых вода освобождается от пузырьков воздуха и газов, образующихся в процессе её обработки.

Площадь воздухоотделителей рассчитывают из скорости нисходящего потока воды не более 0,05 м/с, время пребывания принимается не менее 1 минуты.

В зависимости от компоновки станции воздухоотделитель проектируют либо общий для всех сооружений, либо отдельно для каждого сооружения. Если конструкция смесителя обеспечивает выделение воздуха и на участке от смесителя к перечисленным сооружениям не наблюдается захвата воздуха водой, то воздухоотделитель в схеме очистки не предусматривают.

Порядок расчёта воздухоотделителя следующий:

1) Воздухоотделитель, как правило, размещают совместно с вертикальным смесителем.

Определяют диаметр воздухоотделителя:

$$d_г = \sqrt{\frac{4q_{см}}{\pi \cdot V_г}}, \quad (61)$$

где $V_г$ – скорость нисходящего потока воды в воздухоотделителе, $V_г \leq 0,05$ м/с.

Исходя из диаметра определяют площадь верхней цилиндрической части воздухоотделителя $f_г$.

Минимальный объём верхней части воздухоотделителя составляет:

$$W_г = q_{см} \cdot t_г, \quad (62)$$

где $t_г$ – продолжительность пребывания воды в верхней части воздухоотделителя, $t_г = 55$ с.

Тогда высота верхней части воздухоотделителя:

$$h_6 = \frac{W_6}{f_6}. \quad (63)$$

2) Определяют площадь нижней части воздухоотделителя:

$$f_n = \frac{q_{cm}}{V_n}, \quad (64)$$

где V_n – скорость опускания воды, $V_n \leq 0,05$ м/с.

Диаметр нижней части составит:

$$d_n = \sqrt{\frac{4f_n}{\pi}}. \quad (65)$$

По /4/ подбирают диаметр опускной вертикальной трубы d_{on} исходя из расхода q_{cm} и скорости $V \leq 0,7$ м/с.

Высота всей нижней конической части воздухоотделителя:

$$H_n = \frac{d_6 - d_{on}}{2tg\alpha}, \quad (66)$$

где α – угол наклона стенки к вертикали, $\alpha = 40^\circ$.

При этом высота нижней конической части воздухоотделителя, в пределах которой скорость опускания воды $V_6 \leq 0,05$ м/с, составит:

$$h_n = H_n - \frac{d_n - d_{on}}{2tg\alpha}. \quad (67)$$

Определяют объём нижней конической части:

$$W_n = \frac{1}{3} h_n (f_6 + \sqrt{f_6 \cdot f_n} + f_n). \quad (68)$$

3) Тогда общий объём воздухоотделителя:

$$W_{60} = W_6 + W_n. \quad (69)$$

Общая высота воздухоотделителя составит:

$$h_{60} = h_6 + h_n. \quad (70)$$

Конструктивно высоту воздухоотделителя принимают на 0,3 – 0,5 м выше уровня воды в нём.

4) Определяют время пребывания воды в воздухоотделителе:

$$t_{eo} = \frac{W_{eo}}{q_{cm}}. \quad (71)$$

Время пребывания воды в воздухоотделителе должно быть не менее 1 минуты.

Общее время пребывания воды в смесителе и воздухоотделителе:

$$t_{общ} = t_{cm} + t_{eo}, \quad (72)$$

где t_{cm} – время пребывания воды в смесителе, $t_{cm} = 1,5 - 2,0$ минуты; при реагентном умягчении $t_{cm} \leq 3$ минуты.

Пример 10. Рассчитать воздухоотделитель для станции очистки воды, если сблокирован с вертикальным вихревым смесителем, рассчитанным в примере 8.

1) Определяем диаметр воздухоотделителя по формуле (61):

$$d_e = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,347}{3,14 \cdot 0,04}} = 3,3 \approx 3,5 \text{ м},$$

где V_e – скорость нисходящего потока воды в воздухоотделителе, принимаем $V_e = 0,04$ м/с.

Исходя из диаметра определяем площадь верхней цилиндрической части воздухоотделителя:

$$f_e = \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 3,5^2}{4} = 9,62 \text{ м}^2.$$

Минимальный объём верхней части воздухоотделителя находим по формуле (62):

$$W_e = 0,347 \cdot 55 = 19,09 \text{ м}^3,$$

где t_n – продолжительность пребывания воды в верхней части смесителя, $t_n = 55$ с.

Тогда высота верхней части воздухоотделителя (63):

$$h_6 = \frac{19,09}{9,62} = 1,98 \text{ м.}$$

2) Определяем площадь нижней части воздухоотделителя по формуле (64):

$$f_n = \frac{0,347}{0,05} = 6,94 \text{ м}^2,$$

где V_n – скорость опускания воды, принимаем $V_n = 0,05$ м/с.

Диаметр нижней части согласно формуле (65) составит:

$$d_n = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,94}{3,14}} = 2,97 \approx 3,0 \text{ м.}$$

Исходя из расхода $q_{cm} = 0,347 \text{ м}^3/\text{с} = 347 \text{ л/с}$ по /4/ подбирают диаметр опускной вертикальной трубы $d_{on} = 800 \text{ мм}$, $V_{on} = 0,685 \text{ м/с}$, что соответствует допускаемой скорости $V \leq 0,7 \text{ м/с}$.

Определяем по формуле (66) высоту всей нижней конической части воздухоотделителя:

$$H_n = \frac{3,5 - 0,8}{2 \operatorname{tg} 40} = 1,61 \text{ м,}$$

где α – угол наклона стенки к вертикали, $\alpha = 40^\circ$.

При этом высота нижней конической части воздухоотделителя, в пределах которой скорость опускания воды $V_6 \leq 0,05 \text{ м/с}$, согласно формуле (67) составит:

$$h_n = 1,61 - \frac{3,0 - 0,8}{2 \operatorname{tg} 40} = 0,3 \text{ м.}$$

Определяем объём нижней конической части по формуле (68):

$$W_n = \frac{1}{3} \cdot 0,3 \cdot (9,62 + \sqrt{9,62 \cdot 6,94} + 6,94) = 2,47 \text{ м}^3.$$

3) Тогда общий объём воздухоотделителя находим по формуле (69):

$$W_{\text{го}} = 19,09 + 2,47 = 21,56 \text{ м}^3.$$

Общая высота воздухоотделителя по формуле (70) составит:

$$h_{\text{го}} = 1,98 + 0,3 = 2,28 \text{ м.}$$

Конструктивную высоту воздухоотделителя принимаем:

$$h_{\text{го}}^{\kappa} = h_{\text{го}} + (0,3 \div 0,5) = 2,28 + 0,42 = 2,7 \text{ м.}$$

4) Определяем время пребывания воды в воздухоотделителе по формуле (71):

$$t_{\text{го}} = \frac{21,56}{0,347} = 62,13 \text{ с} = 1,03 \text{ мин} \approx 1 \text{ мин.}$$

Т.е. время пребывания воды в воздухоотделителе составляет не менее 1 минуты.

Общее время пребывания воды в смесителе и воздухоотделителе находим по формуле (72):

$$t_{\text{общ}} = 2,0 + 1,0 = 3,0 \text{ мин,}$$

где $t_{\text{см}}$ — время пребывания воды в смесителе, принимаем $t_{\text{см}} = 2,0 \text{ мин.}$

6 РАСЧЁТ КАМЕРЫ ХЛОПЬЕОБРАЗОВАНИЯ И ОТСТОЙНИКА

Камеры хлопьеобразования предназначены для плавного перемешивания потока и образования крупных, прочных и быстрооседающих хлопьев. Камеры хлопьеобразования применяют только в схемах с вертикальными и горизонтальными отстойниками.

Ёмкость камеры хлопьеобразования рассчитывается исходя из времени пребывания в ней 6 – 30 минут в зависимости от типа и конструкции камеры.

Интенсивность перемешивания воды в камерах не должна быть слишком большой, а отвод воды из камер в отстойники должен осуществляться так, чтобы не разрушились сформировавшиеся хлопья.

По принципу действия камеры хлопьеобразования делятся на гидравлические и механические (флокуляторы).

К гидравлическим камерам относятся: водоворотные, перегородчатые, вихревые, встроенные со слоем взвешенного осадка.

В вертикальных отстойниках следует устраивать водоворотные камеры, в горизонтальных – перегородчатые, вихревые, встроенные со слоем взвешенного осадка, лопастные. Все камеры кроме перегородчатых устраивают встроенными в отстойники. Перегородчатые камеры могут быть как выносными, так и встроенными.

В курсовом проекте рекомендуется принять встроенную камеру хлопьеобразования со взвешенным слоем осадка.

Порядок расчёта камеры хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка следующий:

1) Определяют площадь одной камеры хлопьеобразования в плане:

$$f_{\text{кх1}} = \frac{q_{\text{зо}}}{V_{\text{кх}} \cdot N_{\text{зо}}}, \quad (73)$$

где q_{zo} – расход воды, поступающей в горизонтальные отстойники, $\text{м}^3/\text{ч}$;

$V_{\kappa x}$ – скорость восходящего потока воды в верхнем сечении камеры хлопьеобразования, принимается $V_{\kappa x} = 0,65 - 1,6 \text{ мм/с}$ при обработке вод средней мутности, $V_{\kappa x} = 0,8 - 2,2 \text{ мм/с}$ – для мутных вод;

N_{zo} – количество секций в отстойнике.

Принимают ширину камеры хлопьеобразования $b_{\kappa x}$ (равной ширине секции отстойника) и рассчитывают длину камеры $l_{\kappa x}$.

Расстояние между перегородками в камере хлопьеобразования составляет $l_{\text{пер}} = 3 - 4 \text{ м}$. Исходя из этого находят количество перегородок:

$$n_{\text{пер}} = \frac{l_{\kappa x}}{l_{\text{пер}}}. \quad (74)$$

2) Определяют диаметр трубопровода, подающего воду в камеру хлопьеобразования:

$$d_{\text{новод}} = \sqrt{\frac{4q_{\kappa x1}}{\pi \cdot V_{\text{вх}}}}, \quad (75)$$

где $q_{\kappa x1}$ – расход воды на одну камеру хлопьеобразования, $\text{м}^3/\text{с}$:

$$q_{\kappa x1} = q_{zo} / N_{zo}. \quad (76)$$

$V_{\text{вх}}$ – скорость движения при входе в камеру, $V_{\text{вх}} = 0,5 - 0,6 \text{ м/с}$.

Принимают стандартный диаметр и уточняют скорость воды на входе в камеру.

Распределение воды в камере хлопьеобразования следует предусматривать перфорированными трубами с отверстиями, направленными вниз под углом 45° . В каждой камере размещают 2 – 4 перфорированные трубы на расстоянии не более 2 м, расстояние от стенки камеры до трубы – не более 1 м.

Определяют расход на каждую трубу:

$$q_{mp} = q_{кх1} / n_{mp}, \quad (77)$$

где n_{mp} – количество перфорированных труб в одной камере хлопьеобразования.

Определяют диаметр перфорированной трубы исходя из расхода q_{mp} и $V_{ex} = 0,5 - 0,6$ м/с.

Принимают стандартный диаметр и уточняют скорость входа воды в перфорированную трубу.

Площадь отверстий в стенках перфорированной трубы должна составлять 30 – 40% площади её поперечного сечения. Диаметр отверстий принимают не менее 25 мм. Устанавливают необходимое количество отверстий и шаг между отверстиями.

3) Воду из камеры хлопьеобразования в горизонтальный отстойник отводят над затопленным водосливом.

Площадь поперечного слоя воды над водосливом составляет:

$$f_{вод} = q_{кх1} / V_{вод}, \quad (78)$$

где $V_{вод}$ – скорость движения воды при выходе из камеры, для мутных вод $V_{вод}$ не более 0,1 м/с; для цветных – $V_{вод}$ не более 0,5 м/с.

Превышение уровня воды в отстойнике над верхом водослива определяют по формуле:

$$h_g = f_{вод} / b_{кх}. \quad (79)$$

Высота перегородок в камере хлопьеобразования находится по формуле:

$$h_{пер} = h_{zo} - h_g - (0,3 \div 0,5), \quad (80)$$

где h_{zo} – высота горизонтального отстойника, м.

4) За стенкой водослива устанавливается подвесная перегородка, погружённая на $1/4$ высоты отстойника, отклоняющая поток воды к низу.

Площадь поперечного сечения данной перегородки составляет:

$$f_{nep}^{node} = q_{кх1} / V_{nep}, \quad (81)$$

где V_{nep} – скорость между стенкой водослива и перегородкой,
 $V_{nep} \leq 0,03$ м/с.

Расстояние между водосливом и подвесной перегородкой:

$$l_{nep}^{node} = f_{nep} / b_{кх}. \quad (82)$$

5) Определяют потери напора в распределительных перфорированных трубах:

$$h_{кх} = \xi \cdot \frac{V_{ex}^2}{2g}, \quad (83)$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления,

$$\xi = \frac{2,2}{k_n^2} + 1, \quad (84)$$

где k_n – коэффициент перфорации, равный отношению суммарной площади отверстий к площади поперечного сечения прямолинейной трубы.

Определяют высоту камеры хлопьеобразования:

$$h_{кх}^e = h_{co} + h_n. \quad (85)$$

6) Время пребывания воды в камере хлопьеобразования находят по формуле:

$$t_{кх} = \frac{h_{кх}}{V_{кх}}. \quad (86)$$

Время пребывания в камере должно составлять не менее 20 минут.

7) Камера хлопьеобразования оборудуется трубопроводом для опорожнения диаметром не менее 150 мм.

Отстойники представляют собой резервуары или бассейны для выделения из жидкости взвешенных примесей осаждением их под действием силы тяжести при пониженной скорости потока. На станциях реагентной очистки воды в от-

стойниках выделяется отработанный сорбент – хлопья коагулянта с элементами загрязнений.

В зависимости от направления потока воды отстойники подразделяются на вертикальные, горизонтальные и радиальные.

Горизонтальные отстойники применяют на станциях любой производительности, как при реагентной, так и безреагентной обработки воды.

Горизонтальные отстойники экономически оправдываются при производительности более 30 000 м³/сут. Удаление осадка из горизонтальных отстойников, как правило, осуществляется с помощью перфорированных коробов или труб, укладываемых по дну отстойников.

Вертикальные отстойники служат для осаждения коагулированной взвеси на очистных станциях производительностью до 3 000 м³/сут.

Радиальные отстойники обычно применяют на крупных водоочистных станциях для предварительного осветления очень мутных вод (мутность более 2 г/л), а также для очистки воды в системах оборотного промышленного водоснабжения. Радиальные отстойники оборудуются скребковыми механизмами для непрерывного удаления выпавшей взвеси.

В курсовом проекте рекомендуется принять горизонтальный отстойник одноэтажный, без поворота воды, со встроенными камерами хлопьеобразования и рассредоточенным по площади сбором воды.

Порядок расчёта горизонтального отстойника следующий.

1) Определение расхода воды, поступающего в горизонтальный отстойник.

Расход воды, поступающей на горизонтальные отстойники, определяют по формуле:

$$Q_{\text{го}} = (Q_{\text{полезн}} + 3,6 \cdot w \cdot n \cdot t_1 \cdot f_{\phi}) + Q_{\text{соб}}, \quad (87)$$

где w – интенсивность промывки скорого фильтра, л/(с·м²);

n – количество промывок скорого фильтра в сутки;

t_1 – продолжительность промывки скорого фильтра, ч;

f_ϕ – общая фактическая площадь всех фильтров, м²;

Q_{cob} – расход воды на собственные нужды горизонтального отстойника:

$$Q_{cob} = k_p \cdot Q_\phi \cdot \frac{(C_\epsilon - m)}{\delta}, \quad (88)$$

где k_p – коэффициент разбавления осадка, $k_p = 1,2 - 1,5$;

Q_ϕ – расход воды, поступающей на скорые фильтры, м³/сут; равен результату вычисления суммы в скобках формулы (87);

C_ϵ – максимальная концентрация взвешенных веществ, поступающей в отстойник, г/м³; определяется по формуле (5);

m – мутность воды, выходящей из отстойника, $m = 8 - 15$ г/м³;

δ – средняя концентрация уплотнённого осадка в зависимости от мутности воды и времени уплотнения, г/м³; принимается по таблице 19 /1/.

2) Определение площади и размеров отстойника.

Расчёт отстойников производится с учётом годовых колебаний качества обрабатываемой воды, ориентируясь на два характерных периода:

– максимальной мутности при наибольшем расходе воды, соответствующем данному периоду (обычно летнем);

– минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды.

Определяют площадь горизонтальных отстойников в плане, для дальнейших расчётов выбирают наибольшее значение:

$$f_{zo} = \frac{\alpha_{об} \cdot q_{zo}}{3,6 \cdot u_o}, \quad (89)$$

где $\alpha_{об}$ – коэффициент, учитывающий взвешивающее влияние вертикальной составляющей скорости потока, принимается в зависимости от отношения l_{zo}/h_{zo} по таблице 2.

Таблица 2 – Значение коэффициентов K и α

l_{zo}/h_{zo}	10	15	20	25
K	7,5	10,0	12,0	13,5
$\alpha_{об}$	1,33	1,50	1,67	1,82

q_{zo} – расчётный расход воды, поступающей в отстойник, м³/ч; при расчёте для зимнего периода необходимо учитывать уменьшение расчётного расхода за счёт уменьшения водопотребления на хозяйственно – питьевые нужды и прекращения поливки. При отсутствии исходных данных об уменьшении расчётного расхода, поступающего в отстойник в зимний период, оно может быть принято условно равным 10% от максимального расчётного расхода;

u_o – скорость выпадения взвеси, задерживаемой в отстойнике, мм/с; принимается по таблице 3.

При использовании встроенных камер хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка расчётная скорость осаждения взвеси в отстойнике принимается на 20% больше при обработке мутных вод и на 15% – при обработке вод средней мутности, чем значение u_o , указанное в таблице 3.

Таблица 3 – Скорость выпадения взвеси u_o в отстойнике

Характеристика обрабатываемой воды и способ обработки	Скорость выпадения взвеси u_o , задерживаемой в отстойнике, мм/с
Маломутные цветные воды с содержанием взвеси до 50 г/м ³ , обрабатываемые коагулянтном	0,35
	0,40
	0,45
Воды средней мутности с содержанием взвеси 50 – 250 г/м ³ , обрабатываемые коагулянтном	0,45
	0,50
Мутные воды с содержанием взвешенных веществ более 250 г/м ³ , обрабатываемые коагулянтном	0,50
	0,55
	0,60
Мутные воды, не обрабатываемые коагулянтном	0,12
	0,13
	0,14
	0,15
Примечание. При применении флокулянтов значение u_o надо увеличивать на 20 – 30 %.	

Находят длину отстойника:

$$l_{zo} = \frac{h_{cp} \cdot V_{cp}}{u_o}, \quad (90)$$

где h_{cp} – средняя высота зоны осаждения, $h_{cp} = 3,0 - 3,5$ м;

V_{cp} – расчётная скорость горизонтального движения воды в начале отстойника, принимается для маломутных вод – $V_{cp} = 6 - 8$ мм/с; для вод средней мутности – $V_{cp} = 7 - 10$ мм/с; для мутных вод – $V_{cp} = 9 - 12$ мм/с.

Ширина отстойника, соответственно составит:

$$b_{zo} = f_{zo} / l_{zo}. \quad (91)$$

Отстойник должен быть разделён продольными перегородками на несколько секций шириной 3 – 6 м, что соответствует шагу колонн. Исходя из общей ширины отстойника и ширины одной секции $b_{\text{сo1}}$ определяют количество секций в отстойнике $N_{\text{сo}}$. Количество резервных секций в отстойнике принимают согласно п. 6.68 /1/.

3) Определение расхода осадка.

В отстойнике различают две зоны: зону осаждения и накопления взвеси и зону уплотнения осадка.

Объём зоны накопления и уплотнения осадка определяют по формуле также для двух периодов:

$$W_{\text{oc}} = \frac{24q_{\text{сo}}(C_{\text{с}} - m)T}{N_{\text{сo}} \cdot \delta}, \quad (92)$$

где T – продолжительность действия отстойника между чистками, ч; принимается по таблице 19 /1/. При гидравлическом удалении осадка $T \geq 12$ ч.

Для дальнейших расчётов принимают наибольшее значение.

Определяют количество удаляемого осадка, т:

$$P_{\text{oc}} = \frac{q_{\text{сo}} \cdot T \cdot (C_{\text{с}} - m) \cdot 24}{10^6 N_{\text{сo}}}. \quad (93)$$

Расход воды, сбрасываемой из отстойника, м³/мин:

$$q_{\text{oc}} = k_p \cdot P_{\text{oc}} \cdot \frac{100}{p_m} \cdot \frac{1}{t_{\text{oc}}}, \quad (94)$$

где p_m – среднее содержание твёрдого вещества в осадке, $p_m = 5\%$;

t_{oc} – продолжительность удаления осадка,

$t_{\text{oc}} = 20 - 30$ мин.

При гидравлическом удалении осадка продольный угол наклона дна отстойника принимают 0,005.

4) Определение высоты отстойника.

Высота отстойника определяется как сумма высот зоны осаждения и уплотнения осадка с учётом величины превышения строительной высоты над расчётным уровнем воды $0,3 \div 0,5$ м.

Определяют высоту зоны накопления:

$$h_{oc} = \frac{W_{oc}}{f_{zo} / N_{zo}}. \quad (95)$$

Тогда высота отстойника составит:

$$h_{zo} = h_{cp} + h_{oc} + (0,3 \div 0,5). \quad (96)$$

5) Расчёт трубопроводов для удаления осадка.

Для гидравлического удаления осадка предусматривают систему перфорированных труб.

При общем расходе осадка из каждого отстойника q_{oc} , диаметр трубы для удаления осадка составит:

$$d_{oc} = \sqrt{\frac{4q_{oc}}{\pi \cdot V_{oc}}}, \quad (97)$$

где V_{oc} – скорость движения осадка в трубах, $V_{oc} \geq 1$ м/с.

В одной секции отстойника следует размещать несколько труб для удаления осадка (n_{mp}), при этом расстояние между осями труб следует принимать не более 3 м – при призматическом днище и 2 м – при плоском.

Диаметр одной трубы для удаления осадка:

$$d_{oc1} = \sqrt{\frac{4q_{oc}}{\pi \cdot V_{oc} \cdot n_{mp}}}. \quad (98)$$

Для каждой из труб принимают стандартный диаметр и уточняют V_{oc} .

Отверстия в трубах для удаления осадка располагают в шахматном порядке вниз под углом 45° к оси трубы. Отношение суммарной площади отверстий к площади сечения трубы принимают $0,5 \div 0,7$. Принимают диаметр одного отверстия $d_o \geq 25$ мм, определяют количество отверстий и расстояние

между ними. Расстояние между отверстиями должно составлять 300 – 500 мм.

6) Расчёт системы для сбора осветлённой воды.

Сбор осветлённой воды из отстойника следует предусматривать системой горизонтально расположенных дырчатых труб или желобов с затопленными отверстиями или треугольными водосливами.

Расстояние между осями труб или желобов должно быть не более 3 м. Принимают количество желобов $n_{ж}$. Верх желоба должен быть выше на 10 см уровня воды в отстойнике.

Длина желоба $l_{ж}$ должна составлять $\frac{2}{3}$ длины отстойника.

Поперечное сечение слоя воды в желобе определяют по формуле:

$$f_{ж} = \frac{q_{ж}}{V_{ж}}, \quad (99)$$

где $q_{ж}$ – расход осветлённой воды по одному желобу, м³/с:

$$q_{ж} = \frac{q_{го}}{N_{го} \cdot n_{ж}}. \quad (100)$$

$V_{ж}$ – скорость движения воды в желобе,

$V_{ж} = 0,6 - 0,8$ м/с.

Высота желоба составит:

$$h_{ж} = h_6 + 0,1, \quad (101)$$

где h_6 – высота расположения отверстий выше дна желоба, $h_6 = 5 - 8$ см.

Ширина желоба при этом составит:

$$b_{ж} = \frac{f_{ж}}{h_{ж}}. \quad (102)$$

Диаметр отверстий в желобе должен быть не менее 25 мм, скорость движения воды в отверстиях – 1 м/с.

Определяют количество отверстий и расстояние между ними.

Излив воды из желобов происходит в сборный карман и должен быть свободным (незатопленным).

Расстояние от дна желоба до дна кармана определяют по формуле:

$$H_{\text{кар}} = 1,73 \sqrt{\frac{q_{\text{кар}}^2}{g \cdot B_{\text{кар}}^2}} + 0,2, \quad (103)$$

где $q_{\text{кар}}$ – расход воды через карман, $\text{м}^3/\text{с}$:

$$q_{\text{кар}} = \frac{q_{\text{зо}}}{N_{\text{зо}}}. \quad (104)$$

$B_{\text{кар}}$ – ширина кармана, $B_{\text{кар}} \geq 0,7 \text{ м}$.

7) Определение диаметра отводящего трубопровода.

Расход осветлённой воды в отводящем трубопроводе должен быть согласно п. 6.8 /1/ на 20 – 30% больше, чем $q_{\text{зо}}$. Исходя из данного расхода и скорости движения воды в трубопроводе $V_{\text{от}} = 0,6 – 0,8 \text{ м/с}$, по /4/ подбирают диаметр отводящего трубопровода.

8) В перекрытии отстойников следует предусматривать люки для спуска в отстойники, отверстия для отбора проб на расстоянии не более 10 м друг от друга и вентиляционные трубы.

Пример 11. Рассчитать горизонтальный отстойник со встроенной камерой хлопьеобразования со взвешенным слоем осадка. Полезная производительность очистной станции $Q_{\text{полезн}} = 60\,000 \text{ м}^3/\text{сут}$; интенсивность промывки скорого фильтра $\omega = 15 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2)$; количество промывок скорого фильтра в сутки $n = 2$; продолжительность промывки скорого фильтра $t_1 = 0,1 \text{ ч}$; фактическая площадь всех фильтров $f_{\text{ф}} = 368,64 \text{ м}^2$. Максимальная мутность очищаемой воды

$M_{\max} = 400 \text{ г/м}^3$; минимальная – $M_{\min} = 20 \text{ г/м}^3$; цветность – $Ц = 50$ град; доза коагулянта – сернокислого алюминия $D_{\kappa} = 45 \text{ г/м}^3$; доза щелочного реагента – известкового раствора – $D_{щ} = 8,5 \text{ г/м}^3$.

1) Определение расхода воды, поступающего в горизонтальный отстойник

Определяем расход воды, поступающей на горизонтальные отстойники по формуле (87):

$$Q_{co} = (60000 + 3,6 \cdot 15 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 368,64) + 1114,14 = 65095,45 \text{ м}^3/\text{сут};$$

где Q_{cob} – расход воды на собственные нужды горизонтального отстойника, находим по формуле (88):

$$Q_{cob} = 1,3 \cdot 63981,31 \cdot \frac{438,64 - 10}{32000} = 1114,14 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где k_p – коэффициент разбавления осадка, принимаем $k_p = 1,3$;

Q_{ϕ} – расход воды, поступающей на скорые фильтры, $\text{м}^3/\text{сут}$; равен результату вычисления суммы в скобках формулы (87):

$$Q_{\phi} = 60000 + 3,6 \cdot 15 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 368,64 = 63981,31 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

C_{ϵ} – максимальная концентрация взвешенных веществ, поступающей в отстойник, г/м^3 ; определяется по формуле (5);

$$C_{\epsilon}^{\max} = 400 + 0,5 \cdot 45 + 0,25 \cdot 50 + 3,64 = 438,64 \text{ г/м}^3,$$

где M – максимальная мутность очищаемой воды, $M_{\max} = 400 \text{ г/м}^3$;

B_u – количество нерастворимых веществ, вносимых с известью, г/м^3 . Определяем по формуле (6):

$$B_u = \frac{8,5}{0,7} - 8,5 = 3,64 \text{ г/м}^3;$$

m – мутность воды, выходящей из отстойника, принимаем $m = 10 \text{ г/м}^3$;

δ – средняя концентрация уплотнённого осадка в зависимости от мутности воды и времени уплотнения, принимаем по таблице 19 /1/ при $T = 12$ ч. – $\delta = 32000$ г/м³.

2) Определение площади и размеров отстойника.

Расчёт отстойников производится для двух периодов:

– максимальной мутности при наибольшем расходе воды, соответствующем данному периоду;

– минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды.

Площадь горизонтальных отстойников в плане определяем по формуле (89).

Для максимальной мутности $M_{\max} = 400$ г/м³:

$$f_{zo} = \frac{1,5 \cdot 2712,31}{3,6 \cdot 0,66} = 1712,32 \text{ м}^2,$$

где $\alpha_{об}$ – коэффициент, учитывающий взвешивающее влияние вертикальной составляющей скорости потока, принимаем в зависимости от отношения $l_{zo} / h_{zo} = 15$ по таблице 2 – $\alpha_{об} = 1,5$;

q_{zo} – расчётный расход воды, поступающей в отстойник,
 $q_{zo} = Q_{zo} / 24 = 65095,45 / 24 = 2712,31 \text{ м}^3/\text{ч}$;

u_o – скорость выпадения взвеси, задерживаемой в отстойнике, принимаем по таблице 3 мутных вод с содержанием взвешенных веществ более 250 г/м³, обрабатываемых коагулянтном – $u_o = 0,55$ мм/с. Так как применяется встроенная камера хлопьеобразования со слоем взвешенного осадка, то расчётную скорость осаждения согласно п. 6.56 /1/ необходимо увеличить на 20% при обработке мутных вод. Таким образом, $u_o = 1,2 \cdot 0,55 = 0,66$ мм/с.

Для минимальной мутности $M_{\min} = 20$ г/м³:

$$f_{zo} = \frac{1,5 \cdot 2441,08}{3,6 \cdot 0,35} = 2906,05 \text{ м}^2,$$

где q_{zo} – расчётный расход воды, поступающей в отстойник, при минимальной мутности принимается на 10% меньше расчётного, т.е.

$$q_{zo} = 2712,31 - 2712,31 \cdot 0,1 = 2441,08 \text{ м}^3/\text{ч};$$

u_o – скорость выпадения взвеси, задерживаемой в отстойнике, принимаем по таблице 3 мутных вод с содержанием взвешенных веществ до 50 г/м^3 , обрабатываемых коагулянтom – $u_o = 0,35 \text{ мм/с}$.

Для дальнейших расчётов принимаем наибольшую площадь, т.е. $f_{zo} = 2906,05 \text{ м}^2$.

Находим длину отстойника по формуле (90):

$$l_{zo} = \frac{3,0 \cdot 10}{0,66} = 45,5 \text{ м},$$

где h_{cp} – средняя высота зоны осаждения, принимаем $h_{cp} = 3,0 \text{ м}$;

V_{cp} – расчётная скорость горизонтального движения воды в начале отстойника, принимается для мутных вод принимаем $V_{cp} = 10 \text{ мм/с}$.

При данной длине соотношение l_{zo} / h_{zo} составит: $l_{zo} / h_{zo} = 45,5 / 3,0 = 15,2 \approx 15$, что отвечает ранее принятым данным.

Ширину отстойника определяем по формуле (91):

$$b_{zo} = 2906,05 / 45,5 = 63,9 \text{ м}.$$

Принимаем ширину секции отстойника 6 м, тогда количество секций в отстойнике составит:

$$N_{zo} = b_{zo} / 6 = 63,9 / 6 = 10,6 \approx 11 \text{ шт.}$$

Тогда фактическая ширина одной секции отстойника составит:

$$b_{zo1} = \frac{f_{zo}}{N_{zo} \cdot l_{zo}} = \frac{2906,05}{11 \cdot 45,5} = 5,8 \text{ м}.$$

3) Определение расхода осадка.

В отстойнике различают две зоны: зону осаждения и накопления взвеси и зону уплотнения осадка.

Объём зоны накопления и уплотнения осадка определяем по формуле (92).

Для максимальной мутности $M_{\max} = 400 \text{ г/м}^3$:

$$W_{oc} = \frac{24 \cdot 2712,31 \cdot (438,64 - 10) \cdot 12}{20 \cdot 32000} = 523,17 \text{ м}^3,$$

где T – продолжительность действия отстойника между чистками, при гидравлическом удалении осадка по таблице 19 /1/ $T = 12 \text{ ч}$.

Для минимальной мутности $M_{\min} = 20 \text{ г/м}^3$:

$$W_{oc} = \frac{24 \cdot 2441,08 \cdot (58,64 - 10) \cdot 12}{20 \cdot 32000} = 53,43 \text{ м}^3.$$

где C_e – концентрация взвешенных веществ, поступающей в отстойник, для $M_{\min} = 20 \text{ г/м}^3$:

$$C_e^{\min} = 20 + 0,5 \cdot 45 + 0,25 \cdot 50 + 3,64 = 58,64 \text{ г/м}^3.$$

Для дальнейших расчётов принимаем наибольший объём зоны накопления осадка, т.е. $W_{oc} = 523,17 \text{ м}^3$.

Определяем количество удаляемого осадка, по формуле (93):

$$P_{oc} = \frac{2712,31 \cdot 12 \cdot (438,64 - 10) \cdot 24}{10^6 \cdot 20} = 16,73 \text{ т}.$$

Расход воды, сбрасываемой из одного отстойника, находим по формуле (94):

$$q_{oc} = 1,3 \cdot 16,73 \cdot \frac{100}{5} \cdot \frac{1}{25} = 17,40 \text{ м}^3/\text{мин},$$

где p_m – среднее содержание твёрдого вещества в осадке, $p_m = 5\%$;

t_{oc} – продолжительность удаления осадка, принимаем

$$t_{oc} = 25 \text{ мин}.$$

При гидравлическом удалении осадка продольный угол наклона дна отстойника принимают 0,005.

4) Определение высоты отстойника.

Высота отстойника определяется как сумма высот зоны осаждения и уплотнения осадка с учётом величины превышения строительной высоты над расчётным уровнем воды $0,3 \div 0,5$ м.

Определяем высоту зоны накопления по формуле (95):

$$h_{oc} = \frac{523,17}{2906,05 / 11} = 2,0 \text{ м.}$$

Тогда высота отстойника, согласно формуле (96) составит:

$$h_{zo} = 3,0 + 2,0 + 0,4 = 5,4 \text{ м.}$$

Расчёт встроенной камеры хлопьеобразования со взвешенным слоем осадка.

5) Определяем площадь одной камеры хлопьеобразования в плане по формуле (73):

$$f_{кх1} = \frac{0,753}{0,0018 \cdot 11} = 38,03 \text{ м}^2,$$

где q_{zo} – расчётный расход воды, поступающей в отстойник, $q_{zo} = 2712,31 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,753 \text{ м}^3/\text{с}$;

$V_{кх}$ – скорость восходящего потока воды в верхнем сечении камеры хлопьеобразования, принимаем для мутных вод $V_{кх} = 1,8 \text{ мм/с} = 0,0018 \text{ м/с}$.

Так как ширина одной секции в отстойнике составляет 6 м, то ширину камеры хлопьеобразования $b_{кх} = 5,8$ м. Тогда длина камеры хлопьеобразования составит:

$$l_{кх} = f_{кх} / b_{кх} = 38,03 / 5,8 = 6,56 \text{ м.}$$

Расстояние между перегородками в камере хлопьеобразования принимаем $l_{пер} = 3,5$ м. Исходя из этого находят количество перегородок по формуле (74):

$$n_{пер} = \frac{6,56}{3,5} = 1,9 \approx 2 \text{ шт.}$$

6) Определяем диаметр трубопровода, подающего воду в камеру хлопьеобразования по формуле (75):

$$d_{новод} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,068}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,416 \text{ м},$$

где $q_{кх1}$ – расход воды на одну камеру хлопьеобразования, находим по формуле (76):

$$q_{кх1} = 2712,31 / 11 = 246,57 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,068 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$V_{вх}$ – скорость движения при входе в камеру, принимаем $V_{вх} = 0,5 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_{нодв} = 400 \text{ мм}$ и уточняют фактическую скорость воды на входе в камеру:

$$V_{вх}^{\phi} = \frac{4q_{кх1}}{\pi \cdot d_{нодв}^2} = \frac{4 \cdot 0,068}{3,14 \cdot 0,4^2} = 0,54 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{вх} = 0,5 - 0,6 \text{ м/с}$.

Распределение воды в камере хлопьеобразования следует предусматривать перфорированными трубами с отверстиями, направленными вниз под углом 45° . В каждой камере размещают 2 – 4 перфорированные трубы на расстоянии не более 2 м, расстояние от стенки камеры до трубы – не более 1 м.

Принимаем, что камера хлопьеобразования состоит из двух коридоров, тогда расход воды на одну входную трубу составит (77):

$$q_{мп} = 0,068 / 2 = 0,034 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $n_{мп}$ – количество перфорированных труб в одной камере хлопьеобразования, $n_{мп} = 2$.

Определяем диаметр перфорированный входной трубы, принимая $V_{вх} = 0,5 \text{ м/с}$:

$$d_{новод1} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,034}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,294 \text{ м}.$$

Принимаем стандартный диаметр $d_{нодв1} = 300 \text{ мм}$ и уточняют фактическую скорость воды на входе в камеру:

$$V_{\text{ex}}^{\phi} = \frac{4q_{\text{кх1}}}{\pi \cdot d_{\text{нодел}}^2} = \frac{4 \cdot 0,034}{3,14 \cdot 0,3^2} = 0,48 \approx 0,5 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{ex}} = 0,5 - 0,6 \text{ м/с}$.

Площадь отверстий в стенках перфорированной трубы должна составлять 30 – 40% площади её поперечного сечения, таким образом, суммарная площадь отверстий в перфорированной входной трубе составит:

$$\sum f_o = \frac{\pi \cdot d_{\text{нодел}}^2}{4} \cdot (0,3 \div 0,4) = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} \cdot 0,35 = 0,025 \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстий $d_o = 25 \text{ мм}$, тогда площадь одного отверстия составит:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,025^2}{4} = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в перфорированной входной трубе составит:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{0,025}{4,91 \cdot 10^{-4}} = 50,9 \approx 51 \text{ шт.}$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{\text{кх}}}{n_o} = \frac{6,56}{51} = 0,128 \text{ м} \approx 130 \text{ мм}.$$

7) Воду из камеры хлопьеобразования в горизонтальный отстойник отводят над затопленным водосливом.

Площадь поперечного слоя воды над водосливом согласно формуле (78) составит:

$$f_{\text{вод}} = 0,068 / 0,1 = 0,68 \text{ м}^2,$$

где $V_{\text{вод}}$ – скорость движения воды при выходе из камеры, для мутных вод принимаем $V_{\text{вод}} = 0,1 \text{ м/с}$.

Превышение уровня воды в отстойнике над верхом водослива определяем по формуле (79):

$$h_e = 0,68 / 5,8 = 0,12 \text{ м}.$$

Высоту перегородок в камере хлопьеобразования находим по формуле (80):

$$h_{пер} = 5,4 - 0,12 - 0,38 = 4,9 \text{ м.}$$

8) За стенкой водослива устанавливается подвесная перегородка, погружённая на $\frac{1}{4}$ высоты отстойника, отклоняющая поток воды к низу. Тогда высота перегородки составит:

$$h_{пер}^{подв} = \frac{1}{4} h_{зо} = \frac{1}{4} \cdot 5,4 = 1,35 \text{ м.}$$

Площадь поперечного сечения данной перегородки согласно формуле (81) составит:

$$f_{пер}^{подв} = 0,068 / 0,03 = 2,27 \text{ м}^2,$$

где $V_{пер}$ – скорость между стенкой водослива и перегородкой, принимаем $V_{пер} = 0,03 \text{ м/с}$.

Расстояние между водосливом и подвесной перегородкой находим по формуле (82):

$$l_{пер}^{подв} = 2,27 / 5,8 = 0,39 \text{ м.}$$

9) Определяем потери напора в распределительных перфорированных трубах по формуле (83):

$$h_{кх} = 18,96 \frac{0,48^2}{2 \cdot 9,81} = 0,223 \text{ м,}$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления (84):

$$\xi = \frac{2,2}{0,35^2} + 1 = 18,96,$$

где k_n – коэффициент перфорации, равный отношению суммарной площади отверстий к площади поперечного сечения прямой трубы, т.е. для перфорированной входной трубы:

$$k_n = \frac{n_o \cdot f_o}{\pi \cdot d_{подсл}^2 / 4} = \frac{51 \cdot 4,91 \cdot 10^{-4}}{3,14 \cdot 0,3^2 / 4} = 0,35.$$

Определяем высоту камеры хлопьеобразования по формуле (85):

$$h_{\text{кх}}^6 = 5,4 + 0,223 = 5,623 \text{ м} \approx 5,6 \text{ м.}$$

10) Время пребывания воды в камере хлопьеобразования находим по формуле (86):

$$t_{\text{кх}} = \frac{5,6}{0,0018} = 3111,11 \text{ с} = 51,8 \text{ мин,}$$

что соответствует требуемому ($t_{\text{кх}} \geq 20$ мин).

11) Камера хлопьеобразования оборудуется трубопроводом для опорожнения диаметром не менее 150 мм.

Расчёт диаметров трубопроводов в горизонтальном отстойнике.

12) Расчёт трубопроводов для удаления осадка .

Для гидравлического удаления осадка предусматривают систему перфорированных труб.

При общем расходе осадка из каждого отстойника $q_{\text{ос}} = 17,4 \text{ м}^3/\text{мин} = 0,29 \text{ м}^3/\text{с}$, диаметр трубы для удаления осадка согласно формуле (97) составит:

$$d_{\text{ос}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 1}} = 0,607 \text{ м,}$$

где $V_{\text{ос}}$ – скорость движения осадка в трубах, принимаем $V_{\text{ос}} = 1 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_{\text{ос}} = 600 \text{ мм}$ и уточняем $V_{\text{ос}}$:

$$V_{\text{ос}}^{\phi} = \frac{4q_{\text{ос}}}{\pi \cdot d_{\text{ос}}^2} = \frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 0,6^2} = 1,03 \text{ м/с,}$$

что соответствует рекомендуемой скорости $V_{\text{ос}} \geq 1 \text{ м/с}$.

Принимаем, что в каждой секции отстойника (ширина секции $b_{\text{сол}} = 5,8 \text{ м}$) расположено две трубы для удаления осадка ($n_{\text{тр}} = 2$). Тогда диаметр трубы в каждом коридоре находим по формуле (98):

$$d_{oc1} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 1 \cdot 2}} = 0,430 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр $d_{oc1} = 400$ мм и уточняем V_{oc} :

$$V_{oc}^{\phi} = \frac{4q_{oc}}{\pi \cdot d_{oc1}^2 \cdot n_{mp}} = \frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 2} = 1,15 \text{ м/с,}$$

что соответствует рекомендуемой скорости $V_{oc} \geq 1$ м/с.

Отверстия в трубах для удаления осадка располагают в шахматном порядке вниз под углом 45° к оси трубы. Отношение суммарной площади отверстий к площади сечения трубы принимают $0,5 \div 0,7$, тогда суммарная площадь отверстий в трубе для удаления осадка составит:

$$\sum f_o = \frac{\pi \cdot d_{oc1}^2}{4} \cdot (0,5 \div 0,7) = \frac{3,14 \cdot 0,4^2}{4} \cdot 0,6 = 0,075 \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстий $d_o = 25$ мм, тогда площадь одного отверстия составит:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,025^2}{4} = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в трубе для удаления осадка составит:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{0,075}{4,91 \cdot 10^{-4}} = 152,7 \approx 153 \text{ шт.}$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{zo}}{n_o} = \frac{45,5}{153} = 0,297 \text{ м} \approx 300 \text{ мм,}$$

что соответствует рекомендуемому расстоянию между отверстиями 300 – 500 мм.

13) Расчёт системы для сбора осветлённой воды.

Сбор осветлённой воды из отстойника предусматриваем с помощью системы горизонтально расположенных желобов с затопленными отверстиями.

Расстояние между осями труб или желобов должно быть не более 3 м. Так как ширина секции отстойника составляет $b_{\text{с01}} = 5,8$ м принимают количество желобов два ($n_{\text{жс}} = 2$). Верх желоба должен быть выше на 10 см уровня воды в отстойнике.

Длина желоба $l_{\text{жс}}$ должна составлять $\frac{2}{3}$ длины отстойника, т.е.:

$$l_{\text{жс}} = \frac{2}{3} l_{\text{с0}} = \frac{2}{3} \cdot 45,5 = 30,33 \text{ м.}$$

Поперечное сечение слоя воды в желобе определяем по формуле (99):

$$f_{\text{жс}} = \frac{0,034}{0,7} = 0,049 \text{ м}^2,$$

где $q_{\text{жс}}$ – расход осветлённой воды по одному желобу, находим по формуле (100):

$$q_{\text{жс}} = \frac{0,753}{11 \cdot 2} = 0,034 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$V_{\text{жс}}$ – скорость движения воды в желобе, принимаем $V_{\text{жс}} = 0,7 \text{ м/с.}$

Высота желоба согласно формуле (101) составит:

$$h_{\text{жс}} = 0,08 + 0,1 = 0,18 \text{ м,}$$

где $h_{\text{г}}$ – высота расположения отверстий выше дна желоба, принимаем $h_{\text{г}} = 8 \text{ см.}$

Ширина желоба при этом составит (102):

$$b_{\text{жс}} = \frac{0,049}{0,18} = 0,272 \text{ м.}$$

Принимаем диаметр одного отверстия в желобе $d_o = 30$ мм. Тогда расход воды через одно отверстия, при скорости движения воды в отверстиях $V_o = 1 \text{ м/с:}$

$$q_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} \cdot V_o = \frac{3,14 \cdot 0,03^2}{4} \cdot 1 = 7,07 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с.}$$

Тогда количество отверстий в желобе составит:

$$n_o = \frac{q_{жс}}{q_o} = \frac{0,034}{7,07 \cdot 10^{-4}} = 48,1 \approx 49 \text{ шт.}$$

При этом расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{жс}}{n_o} = \frac{30,33}{49} = 0,619 \text{ м} = 620 \text{ мм.}$$

Излив воды из желобов происходит в сборный карман и должен быть свободным (незатопленным).

Расстояние от дна желоба до дна кармана определяем по формуле (103)

$$H_{кар} = 1,733 \sqrt{\frac{0,068^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,37 \text{ м,}$$

где $q_{кар}$ – расход воды через карман, определяем по формуле (104):

$$q_{кар} = \frac{0,753}{11} = 0,068 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$B_{кар}$ – ширина кармана, принимаем $B_{кар} = 0,7 \text{ м.}$

14) Определение диаметра отводящего трубопровода.

Расход осветлённой воды в отводящем трубопроводе должен быть согласно п. 6.8 /1/ на 20 – 30% больше, чем q_{zo} . Таким образом, расход осветлённой воды, отводимой из каждой секции отстойника:

$$\begin{aligned} q_{om} &= (1,2 \div 1,3) \cdot q_{zo} / N_{zo} = 1,25 \cdot 0,753 / 11 = \\ &= 0,0856 \text{ м}^3/\text{с} \approx 86 \text{ л/с.} \end{aligned}$$

Исходя из данного расхода и скорости движения воды в трубопроводе $V_{om} = 0,6 - 0,8 \text{ м/с}$, по /4/ подбираем диаметр отводящего трубопровода – $d_{om} = 400 \text{ мм}$, $V_{om} = 0,645 \text{ м/с}$.

15) В перекрытии отстойников следует предусматривать люки для спуска в отстойники, отверстия для отбора проб на расстоянии не более 10 м друг от друга и вентиляционные трубы.

7 РАСЧЁТ ОСВЕТИТЕЛЯ СО ВЗВЕШЕННЫМ СЛОЕМ ОСАДКА

Осветлители со взвешенным слоем осадка являются сооружением первой ступени очистки воды. В них происходит удаление из воды взвешенных примесей и коллоидных загрязнений путем пропускания осветляемой воды снизу вверх через слой хлопьевидного осадка, выпавшего ранее под действием коагулянта. Работа осветлителей основана на явлении контактной коагуляции.

Осветлители обеспечивают более высокий эффект осветления воды, чем отстойники, имеют меньший объём и требуют меньшего расхода коагулянта, но являются более сложными по конструкции, поэтому несколько сложны в строительстве и эксплуатации.

Осветлители рекомендуются применять при производительности более $5\,000\text{ м}^3/\text{сут}$ для осветления природных вод с содержанием взвешенных веществ до $2\,500\text{ г/м}^3$ и любой цветностью.

Осветлители проектируют прямоугольной или круглой формой в плане.

При поступлении в осветлители воды с добавлением в неё реагентов, предусматривают воздухоотделители для удаления пузырьков воздуха и газов, образующихся при химических реакциях.

Конструкции осветлителей различны. Их классифицируют по способу удаления осадка (с естественным отбором и принудительным отсосом), по рабочему давлению (напорные и открытые), по расположению осадкоуплотнителя (с вертикальным, поддонным и выносным). В нашей стране наибольшее распространение получили коридорные осветлители с вертикальным осадкоуплотнителем. Они используются на станциях большой производительности, пригодны для обработки воды с большой мутностью и, благодаря их прямоугольной форме в плане, достигается простота компоновки станции фильтрования.

Порядок расчёта коридорного осветлителя с вертикальным осадкоуплотнителем следующий:

1) Определение расхода воды, поступающего в осветлитель.

Расход воды, поступающей в осветлители ($Q_{ово}$), определяют по формуле (87).

Количество воды, теряемой при сбросе осадка из осадкоуплотнителя, так называемой продувке осветлителя, определяют по формуле:

$$q_{oc} = \frac{k_p \cdot (C_s - m)}{\delta} \cdot 100\%. \quad (105)$$

Потеря воды при продувке составит:

$$P_{oc} = Q_{ово} \cdot \frac{q_{oc}}{100}. \quad (106)$$

2) Определение площади осветлителя.

Площадь осветлителей определяется как сумма площади зоны осветления и зоны отделения осадка. Расчёт площади проводят для двух периодов:

- максимальной мутности при наибольшем расходе воды, соответствующем данному периоду (обычно летнем);
- минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды.

$$f_{ово} = f_{осв} + f_{отд} = \frac{k_{pv} \cdot q_{ово}}{3,6 \cdot V_{осв}} + \frac{(1 - k_{pv}) \cdot q_{ово}}{3,6 \cdot \alpha \cdot V_{осв}}, \quad (107)$$

где $f_{осв}$ – площадь зоны осветления, м²;

$f_{отд}$ – площадь зоны отделения осадка, м²;

k_{pv} – коэффициент распределения воды между зоной осветления и осадкоуплотнителем, определяется по таблице 20/1/;

$q_{ово}$ – расчётный расход воды, поступающей в осветлители, м³/ч; для зимнего периода при отсутствии данных принимают

расход меньше на 10% расчётного максимального расхода воды, поступающей в осветлители;

$V_{осв}$ – скорость восходящего потока воды в зоне осветления, мм/с; принимается по таблице 20 /1/;

α – коэффициент снижения скорости восходящего потока воды в зоне отделения осадка вертикального осадкоуплотнителя по сравнению со скоростью воды в зоне осветления, $\alpha = 0,9$.

Для дальнейших расчётов принимают наибольшее значение из площадей. Исходя из площади определяют количество осветлителей ($N_{ово}$), принимая, что площадь одного осветлителя не должна превышать 100 – 150 м².

3) Определение размеров осветлителя.

Площадь каждого из двух коридоров осветлителя составит:

$$f_{кор} = \frac{f_{осв}}{2 \cdot N_{ово}}. \quad (108)$$

При этом площадь осадкоуплотнителя:

$$f_{oy} = \frac{f_{мо}}{N_{ово}}. \quad (109)$$

Ширина одного коридора зоны осветления принимается $b_{кор} = 2,5 - 3,5$ м, определяют длину одного коридора, которая должна находится в пределах $l_{кор} = 6 - 12$ м.

Ширина осадкоуплотнителя выше окон приёма осадка:

$$b_{oy} = \frac{f_{oy}}{l_{кор}}. \quad (110)$$

Рассчитывают общую ширину осветлителя:

$$b_{ово} = 2 \cdot b_{кор} + b_{oy}. \quad (111)$$

Площадь одного осветлителя составит:

$$f_{овол} = b_{ово} \cdot l_{кор}. \quad (112)$$

4) Распределение воды в осветлителе.

Определяют диаметр трубопровода, подводящего воду к каждому осветлителю по /4/ исходя из расхода $q_{овол} = q_{ово} / N_{ово}$ и скорости $V \geq 1$ м/с.

Распределение воды в осветлителе происходит с помощью водораспределительного коллектора, размещаемого в нижней части коридоров осветлителя. Диаметр коллектора принимают по /4/ исходя из расхода на каждый коридор осветлителя $q_{кол} = q_{овол} / 2$ и скорости входа воды в коллектор $V_{\kappa} = 0,5 - 0,6$ м/с. Так как скорость выхода воды по длине коллектора должна уменьшаться, принимают коллектор телескопической формы, из 2 – 3 участка равной длины и подбирают диаметры каждого участка по /4/.

Определяют суммарную площадь отверстий, расположенных в распределительном коллекторе:

$$\sum f_o = \frac{q_{кол}}{V_o}, \quad (113)$$

где V_o – скорость выхода воды из отверстий, $V_o = 1,5 - 2,0$ м/с.

Отверстия располагают вниз под углом 45° к вертикали по обе стороны коллектора в шахматном порядке. Диаметр отверстий принимают не менее $d_o \geq 25$ мм. Определяют количество отверстий и расстояние между ними. Расстояние между отверстиями должно быть не более 0,5 м.

Отношение суммы площадей всех отверстий в распределительном коллекторе к площади его поперечного сечения должно составлять 0,3 – 0,4.

Проверяют фактическую скорость выхода воды из отверстий:

$$V_o^\phi = \frac{q_{кол}}{f_o \cdot n_o}, \quad (114)$$

где V_o^ϕ – фактическая скорость выхода воды из отверстий, должна быть $V_o^\phi = 1,5 - 2,0$ м/с.

5) Водосборные желоба для отвода воды из зоны осветления.

Сбор осветлённой воды в зоне освещения следует предусматривать с помощью желобов прямоугольного сечения с треугольными водосливами.

Определяют расход воды на каждый желоб:

$$q_{\text{жс}} = \frac{k_{\text{рв}} \cdot q_{\text{овол}}}{2 \cdot 2}. \quad (115)$$

Ширину желоба прямоугольного сечения находят по формуле:

$$b_{\text{жс}} = 0,9 \cdot q_{\text{жс}}^{0,4}. \quad (116)$$

Определяют расстояние между желобами:

$$l_{\text{жс}} = b_{\text{кор}} - 2 \cdot b_{\text{жс}} - 2\delta_{\text{жс}}, \quad (117)$$

где $\delta_{\text{жс}}$ – толщина стенок сборных желобов, $\delta_{\text{жс}} = 0,3$ м.

Затопленные отверстия располагают в один ряд по внутренней стенке желоба на 7 см ниже его кромки. Тогда глубина желоба в его начале и конце будет равна:

$$h_{\text{жсн}} = 7 + 1,5 \cdot (b_{\text{жс}} / 2); \quad (118)$$

$$h_{\text{жск}} = 7 + 2,5 \cdot (b_{\text{жс}} / 2). \quad (119)$$

Производят проверку величины скорости движения воды на выходе из желоба (она не должна превышать $V_{\text{жс}} = 0,5 - 0,6$ м/с):

$$V_{\text{жс}} = \frac{q_{\text{жс}}}{b_{\text{жс}} \cdot h_{\text{жск}}}. \quad (120)$$

Площадь отверстий в стенке желоба определяют по формуле:

$$\sum f_o = \frac{q_{\text{жс}}}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot h_y}}, \quad (121)$$

где μ – коэффициент расхода, $\mu = 0,65$;

h_y – разность уровней воды в осветлителе и в желобе, $h_y = 0,05$ м;

g – ускорение свободного падения.

Диаметр одного отверстия принимают $d_o = 15 - 20$ мм, рассчитывают необходимое количество отверстий (n_o) и расстояние между ними (l_o).

Проверяют фактическую скорость выхода воды из отверстий по формуле (114). Фактическая скорость выхода воды из отверстий, должна быть $V_o^{\phi} \geq 1,0$ м/с.

6) Дырчатые трубы для сбора и отвода воды из осадкоуплотнителя.

Сбор осветлённой воды из осадкоуплотнителя предусматривают дырчатыми трубами. Верх сборных дырчатых труб должен быть ниже уровня воды в осветлителе не менее 0,3 м и выше верха осадкоприёмных окон не менее 1,5 м.

Как правило, монтируют две водосборные трубы, расстояние между ними составит:

$$l_{mp} = \frac{b_{oy}}{2}. \quad (122)$$

Определяют расход воды через каждую водосборную трубу:

$$q_{сб} = \frac{(1 - k_{pв}) \cdot q_{овол} - P_{ос} / N_{ово}}{2}. \quad (123)$$

Исходя из расхода $q_{сб}$ и скорости движения воды в трубе не более 0,5 м/с по /4/ подбирают диаметр водосборной трубы. Обычно сборные трубы осветлённой воды в осадкоуплотнителе изготавливают телескопическими, состоящими из стальных труб разного диаметра.

Находят общее количество отверстий:

$$\sum f_o = \frac{q_{сб}}{V_o}, \quad (124)$$

где V_o – скорость выхода воды из отверстий, $V_o \geq 1,5$ м/с.

Диаметр одного отверстия в водосборной трубе принимают $d_o = 15 - 20$ мм, рассчитывают необходимое количество отверстий (n_o) и расстояние между ними (l_o).

Проверяют фактическую скорость выхода воды из отверстий по формуле (114). Фактическая скорость выхода воды из отверстий, должна быть $V_o^{\phi} \geq 1,5 \text{ м/с}$.

Размеры бокового сборного канала принимают по конструктивным соображениям: в канале должны быть размещены регулирующие задвижки условным проходом 125 мм, устанавливаемые на выходных отверстиях сборных труб, отводящих осветлённую воду из осадкоуплотнителя; перепад отметок между низом сборной трубы и уровнем воды в общем сборном канале должен быть не менее 0,4 м.

Принимают ширину канала b_k и расстояние от кромки стенки осветлителя до дна канала h_k .

7) Осадкоприёмные окна.

Общую площадь осадкоприёмных окон определяют по расходу воды, который поступает вместе с избыточным осадком в осадкоуплотнитель:

$$q_{ок} = (1 - k_{пв}) \cdot q_{осол} \quad (125)$$

С каждой стороны в осадкоуплотнитель будет поступать $q'_{ок} = q_{ок} / 2$ воды с избыточным осадком.

Определяют площадь осадкоприёмных окон:

$$f_{ок} = \frac{q'_{ок}}{V_{ок}}, \quad (126)$$

где $V_{ок}$ – скорость движения воды с осадком в осадкоприёмных окнах, $V_{ок} = 10 - 15 \text{ мм/с} = 36 - 54 \text{ м/ч}$.

Общая длина окон с каждой стороны осадкоуплотнителя:

$$l_{ок} = \frac{f_{ок}}{h_{ок}}, \quad (127)$$

где $h_{ок}$ – высота осадкоприёмного окна, $h_{ок} = 0,2 \text{ м}$.

Принимают количество окон ($n_{ок} = 5 - 10$) и определяют размеры одного окна: $h_{ок} \times l_{ок1}$ (где $l_{ок1} = l_{ок} / n_{ок}$).

Шаг оси окон по горизонтали составит:

$$l_{ок}^2 = \frac{l_{кор}}{n_{ок}}. \quad (128)$$

Расстояние между двумя соседними окнами:

$$l_{ок}^{M/\partial} = l_{ок}^2 - l_{ок1}. \quad (129)$$

8) Определение высоты осветлителя.

Высота осветлителя от центра водораспределительного коллектора до верхней кромки водосборных желобов составит:

$$h_{ово} = \frac{b_{\kappa} - 2 \cdot b_{жс}}{2 \cdot tg \alpha / 2}, \quad (130)$$

где α – центральный угол, образуемый прямыми, проведёнными от оси водораспределительного коллектора к верхним точкам кромок водосборных желобов, $\alpha \leq 30^\circ$.

Если на станции очистки количество фильтров не менее шести, то работа их осуществляется по режиму с постоянной скоростью фильтрования. При таком режиме работы фильтров необходимо предусматривать над нормальным уровнем воды в осветлителях дополнительную высоту для приёма воды при выключении фильтров на промывку.

Дополнительную высоту рассчитывают по формуле:

$$H_{дон} = \frac{W}{f_{\phi}}, \quad (131)$$

где W – объём воды, накапливающейся за время промывки одного фильтра, м³:

$$W = \frac{Q_{полезн}}{24 \cdot N_{\phi}} \cdot t_2, \quad (132)$$

где N_{ϕ} – количество фильтров на станции;

t_2 – время простоя фильтра в связи с промывкой, ч.

Высота пирамидальной части осветлителя составляет:

$$h_{нур} = \frac{b_{кор} - a}{2 \cdot tg \alpha_1 / 2}, \quad (133)$$

где a – ширина коридора понизу, $a = 0,4$ м;

α_1 – центральный угол наклона стенок коридора,
 $\alpha_1 = 60 - 90^\circ$.

Высоту защитной зоны над слоем взвешенного осадка принимают $h_{защ} = 1,5 - 2,0$ м.

Определяют высоту вертикальных стенок осветлителя в пределах слоя взвешенного осадка:

$$h_{верт} = h_{ово} - h_{нир} - h_{защ} - h_{ок}. \quad (134)$$

Общая высота зоны взвешенного осадка составит:

$$h_{в.о.}^c = h_{верт} + \frac{h_{нир}}{2}. \quad (135)$$

Рекомендуемая высота слоя взвешенного осадка согласно п. 6.79 /1/ должна составлять $h_{во}^c = 2 - 2,5$ м.

Верхнюю кромку осадкоприёмных окон располагают на 1,5 м ниже поверхности воды в осветлителе. Тогда нижняя кромка этих окон будет размещаться на уровне, считая от дна осветлителя:

$$h_{ок}^{n1} = h_{ово} - h_{ок} - 1,5, \quad (136)$$

или на уровне:

$$h_{ок}^{n2} = h_{ок}^{n1} - 0,2, \quad (137)$$

выше оси водораспределительного коллектора (в данном выражении 0,2 м – расстояние по вертикали от дна осветлителя до оси коллектора).

Низ осадкоприёмных окон располагается выше перехода наклонных стенок зоны взвешенного осадка в вертикальные на величину:

$$h_{ок}^{n3} = h_{ово} - (h_{нир} + h_{ок} + 1,5). \quad (138)$$

Данная величина должна составлять 1,5 – 1,75 м.

9) Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителя.

Определяют объём осадкоуплотнителя:

$$W_{oc} = l_{кор} \cdot \left[b_{oy} \cdot h_{верт} + 2 \cdot \left(\frac{h_{нур} \cdot 0,5 \cdot b_{oy}}{2} \right) \right]. \quad (139)$$

Находят количество осадка, поступающего в осадкоуплотнитель:

$$Q_{oc} = C_{\epsilon}^{\max} \cdot q_{овол}. \quad (140)$$

Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе:

$$T = \frac{W_{oc} \cdot \delta}{Q_{oc}}. \quad (141)$$

Величина T должна составлять более принятой по таблице 19 /1/ при расчётах в пункте 1.

10) Дырчатые трубы для удаления осадка из осадкоуплотнителя.

Дырчатые трубы размещают по продольной оси дна, в месте, где сходятся наклонные стенки осадкоуплотнителя.

Расстояние между дырчатыми трубами:

$$l_{mp} = \frac{b_{oy}}{2}. \quad (142)$$

Определяют расход, проходящий через каждую осадкобросную трубу:

$$q_{oc} = \frac{W_{oc}}{2 \cdot t}, \quad (143)$$

где t – время, в течении которого происходит накопление осадка, $t = 15 - 20$ мин.

Исходя из данного расхода и скорости $V \geq 1$ м/с по /4/ подбирают диаметр дырчатой трубы.

Рассчитывают суммарную площадь отверстий, их требуемое количество и шаг между отверстиями. При этом принимают скорость движения осадка в отверстиях дырчатых труб не более 3 м/с, диаметр одного отверстия – не менее 20 мм, расстояние между отверстиями – не более 0,5 м.

Отвод осадка из осадкоуплотнителя производится на сооружения обработки осадка для его обезвоживания.

11) Определение потерь напора в осветлителе.

Потери напора в осветлителе складываются из следующих величин:

Потери напора в отверстиях распределительных труб:

$$h_{pm} = \xi \cdot \frac{V_o^2}{2 \cdot g}, \quad (144)$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления, для отверстия $\xi = 2$.

Потери напора в телескопическом коллекторе:

$$h_k = \sum_{i=1}^n h_i, \quad (145)$$

где

$$h_i = i_i \cdot l_i. \quad (146)$$

Потери напора в слое взвешенного осадка:

$$h_{eo} = 0,01 \cdot h_{eo}^c. \quad (147)$$

Потери напора в отверстиях водосборных желобов:

$$h_{вжс} = \xi \cdot \frac{V_o^2}{2 \cdot g}, \quad (148)$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления, для отверстия $\xi = 2$.

Потери напора по длине водосборных желобов, ориентировочно принимают:

$$h_{ол} = 0,060 \text{ м.}$$

Таким образом, суммарные потери напора в осветлителе составят:

$$\sum h_{ово} = h_{pm} + h_k + h_{eo} + h_{вжс} + h_{ол}. \quad (149)$$

12) Строительные размеры осветлителя.

Строительная длина осветлителя с учётом толщины стенок:

$$l_{ово}^c = l_{кор} + b_k + 3 \cdot b_{ст}, \quad (150)$$

где $b_{ст}$ – толщина стенок, $b_{ст} = 0,2 \text{ м.}$

Строительная ширина осветлителя (расстояние между осями крайних стенок):

$$b_{ово}^c = 2 \cdot b_{кор} + b_{oy} + 3 \cdot b_{ст}. \quad (151)$$

Строительная высота осветлителя:

$$h_{ово}^c = h_{\delta} + h_{нир} + h_{ок}^{н3} + h_{во}^c + \delta_{жс} + h_{жск} + (0,3 \div 0,5), \quad (152)$$

где h_{δ} – толщина дна осветлителя, $h_{\delta} = 0,3$ м.

13) Для опорожнения рабочих коридоров (камер) осветлителя следует предусматривать трубопроводы, диаметром не менее 150 мм.

Пример 12. Рассчитать коридорный осветлитель со слоем взвешенного осадка с вертикальным осадкоуплотнителем. Полезная производительность очистной станции $Q_{полезн} = 55\,000$ м³/сут; интенсивность промывки скорого фильтра $\omega = 16$ л/(с·м²); количество промывок скорого фильтра в сутки $n = 2$; продолжительность промывки скорого фильтра $t_1 = 0,1$ ч; фактическая площадь всех фильтров $f_{\phi} = 313,29$ м² (количество фильтров на станции – девять). Максимальная мутность очищаемой воды $M_{max} = 600$ г/м³; минимальная – $M_{min} = 150$ г/м³; цветность – $C = 70$ град; доза коагулянта – сернокислого алюминия $D_{\kappa} = 50$ г/м³; доза щелочного реагента – известкового раствора – $D_{щ} = 7,3$ г/м³.

1) Определение расхода воды, поступающего в осветлитель.

Расход воды, поступающей в осветлители ($Q_{ово}$), определяем по формуле (87):

$$\begin{aligned} Q_{ово} &= (55000 + 3,6 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 313,29) + 1043,1 = \\ &= 59652,20 \text{ м}^3/\text{сут}, \end{aligned}$$

где $Q_{соб}$ – расход воды на собственные нужды осветлителя, находим по формуле (88):

$$Q_{\text{собо}} = 1,4 \cdot 58609,1 \cdot \frac{645,63 - 10}{50000} = 1043,10 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где k_p – коэффициент разбавления осадка, принимаем $k_p = 1,4$;

Q_ϕ – расход воды, поступающей на скорые фильтры, $\text{м}^3/\text{сут}$; равен результату вычисления суммы в скобках формулы (87):

$$Q_\phi = 55000 + 3,6 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 313,29 = 58609,10 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

C_e – максимальная концентрация взвешенных веществ, поступающей в осветлитель, $\text{г}/\text{м}^3$; определяется по формуле (5);

$$C_e^{\text{max}} = 600 + 0,5 \cdot 50 + 0,25 \cdot 70 + 3,13 = 645,63 \text{ г}/\text{м}^3,$$

где M – максимальная мутность очищаемой воды, $M_{\text{max}} = 600 \text{ г}/\text{м}^3$;

B_u – количество нерастворимых веществ, вносимых с ил-вестью, $\text{г}/\text{м}^3$. Определяем по формуле (6):

$$B_u = \frac{7,3}{0,7} - 7,3 = 3,13 \text{ г}/\text{м}^3;$$

m – мутность воды, выходящей из осветлителя, принимаем $m = 10 \text{ г}/\text{м}^3$;

δ – средняя концентрация уплотнённого осадка в зависимости от мутности воды и времени уплотнения, принимаем по таблице 19/1/ при $T = 12 \text{ ч.}$ – $\delta = 50000 \text{ г}/\text{м}^3$.

Количество воды, теряемой при сбросе осадка из осадкоуплотнителя, так называемой продувке осветлителя, определяем по формуле (105):

$$q_{oc} = \frac{1,4 \cdot (645,63 - 10)}{50000} \cdot 100 = 1,80\%.$$

Потеря воды при продувке согласно формуле (106) составит:

$$P_{oc} = 59652,2 \cdot \frac{1,8}{100} = 1073,74 \text{ м}^3/\text{сут} = 44,74 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

2) Определение площади осветлителя.

Площадь осветлителей определяется как сумма площади зоны осветления и зоны отделения осадка. Расчёт площади проводим по формуле (107) для двух периодов:

- максимальной мутности при наибольшем расходе воды, соответствующем данному периоду (обычно летнем);
- минимальной мутности при минимальном зимнем расходе воды.

Для летнего периода:

$$\begin{aligned} f_{ово} &= \frac{0,7 \cdot 2485,51}{3,6 \cdot 1,0} + \frac{(1 - 0,7) \cdot 2485,51}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 1,0} = \\ &= 483,29 + 230,14 = 713,43 \text{ м}^2, \end{aligned}$$

где k_{pe} – коэффициент распределения воды между зоной осветления и осадкоуплотнителем, определяем по таблице 20 /1/: для летнего периода – $k_{pe} = 0,7$; для зимнего – $k_{pe} = 0,75$;

$q_{ово}$ – расчётный расход воды, поступающей в осветлители: для летнего периода

$$q_{ово} = Q_{ово} / 24 = 59652,2 / 24 = 2485,51 \text{ м}^3/\text{ч};$$

для зимнего периода принимаем расход меньше на 10% расчётного максимального расхода воды, поступающей в осветлители

$$q_{ово} = 2485,51 - 0,1 \cdot 2485,51 = 2236,96 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

$V_{овс}$ – скорость восходящего потока воды в зоне осветления, принимаем по таблице 20 /1/: для летнего периода – $V_{овс} = 1,0 \text{ мм/с}$; для зимнего – $V_{овс} = 0,65 \text{ мм/с}$;

α – коэффициент снижения скорости восходящего потока воды в зоне отделения осадка вертикального осадкоуплотнителя по сравнению со скоростью воды в зоне осветления, $\alpha = 0,9$.

Соответственно для зимнего периода:

$$f_{ово} = \frac{0,75 \cdot 2236,96}{3,6 \cdot 0,65} + \frac{(1 - 0,75) \cdot 2236,96}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,65} =$$

$$= 716,97 + 265,55 = 982,52 \text{ м}^2.$$

Для дальнейших расчётов принимают наибольшее значение из площадей, т.е. $f_{ово} = 982,52 \text{ м}^2$.

Площадь одного осветлителя в плане не должна превышать $100 - 150 \text{ м}^2$, принимаем количество осветлителей $N_{ово} = 9$ шт.

3) Определение размеров осветлителя.

Площадь каждого из двух коридоров осветлителя по формуле (108) составит:

$$f_{кор} = \frac{716,97}{2 \cdot 9} = 39,83 \text{ м}^2.$$

При этом площадь осадкоуплотнителя по формуле (109):

$$f_{oy} = \frac{265,55}{9} = 29,51 \text{ м}^2.$$

Принимаем ширину одного коридора зоны освещения $b_{кор} = 3,5$ м. Находим длину одного коридора:

$$l_{кор} = \frac{f_{кор}}{b_{кор}} = \frac{39,83}{3,5} = 11,38 \approx 11,4 \text{ м}.$$

Длина коридора входит в допустимый предел: $l_{кор} = 6 - 12$ м.

Ширину осадкоуплотнителя выше окон приёма осадка определяем по формуле (110):

$$b_{oy} = \frac{29,51}{11,4} = 2,59 \approx 2,6 \text{ м}.$$

Рассчитываем по формуле (111) общую ширину осветлителя:

$$b_{ово} = 2 \cdot 3,5 + 2,6 = 9,6 \text{ м}.$$

Площадь одного осветлителя согласно формуле (112) составит:

$$f_{ово1} = 9,6 \cdot 11,4 = 109,44 \text{ м}^2.$$

4) Распределение воды в осветлителе.

Определяем расход в трубопроводе, подводящем воду к каждому осветлителю:

$$q_{овол} = q_{ово} / N_{ово} = 2485,51 / 9 = 276,17 \text{ м}^3/\text{ч} = \\ = 76,71 \text{ л/с} \approx 77 \text{ л/с}.$$

Исходя из данного расхода и скорости $V \geq 1 \text{ м/с}$ по /4/ подбираем диаметр $d_{подв} = 250 \text{ мм}$, $V_{подв} = 1,45 \text{ м/с}$.

Распределение воды, поступающей в осветлитель происходит с помощью коллектора телескопической формы. Расход воды на коллектор в каждом коридоре осветлителя составит:

$$q_{кол} = q_{овол} / 2 = 77 / 2 = 38,5 \text{ л/с} = 0,0385 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Принимаем коллектор, состоящий из трёх участков равной длины и по /4/ подбираем диаметр каждого участка, при скорости $V_k = 0,5 - 0,6 \text{ м/с}$:

1 участок – входной – длина $l_1 = 3,8 \text{ м}$, расход $q_1 = 38,5 \text{ л/с}$, диаметр $d_1 = 300 \text{ мм}$, скорость $V_1 = 0,51 \text{ м/с}$; уклон $i_1 = 1,44 \cdot 10^{-3}$;

2 участок – средний – длина $l_2 = 3,8 \text{ м}$, расход $q_2 = 25,7 \text{ л/с}$, диаметр $d_2 = 250 \text{ мм}$, скорость $V_2 = 0,49 \text{ м/с}$; уклон $i_2 = 1,71 \cdot 10^{-3}$;

3 участок – крайний – длина $l_3 = 3,8 \text{ м}$, расход $q_1 = 12,8 \text{ л/с}$, диаметр $d_3 = 175 \text{ мм}$, скорость $V_3 = 0,56 \text{ м/с}$; уклон $i_3 = 3,81 \cdot 10^{-3}$.

Определяем суммарную площадь отверстий, расположенных в распределительном коллекторе по формуле (113):

$$\sum f_o = \frac{0,0385}{1,5} = 2,57 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

где V_o – скорость выхода воды из отверстий, принимаем $V_o = 1,5 \text{ м/с}$.

Отверстия располагают вниз под углом 45° к вертикали по обе стороны коллектора в шахматном порядке. Принимаем

диаметр одного отверстия $d_o = 25$ мм, тогда площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,025^2}{4} = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Определяем количество отверстий в каждом коллекторе:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{2,57 \cdot 10^{-2}}{4,91 \cdot 10^{-4}} = 52,3 \approx 53 \text{ шт.}$$

Отношение суммы площадей всех отверстий в распределительном коллекторе к площади его поперечного сечения составит:

$$n_o \cdot \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} : \frac{\pi \cdot d_{кол}^2}{4} = n_o \cdot \frac{d_o^2}{d_{кол}^2} = 53 \cdot \frac{0,025^2}{0,3^2} = 0,37,$$

т.е. находится в допустимых пределах 0,3 – 0,4.

Проверяем фактическую скорость выхода воды из отверстий по формуле (114):

$$V_o^\phi = \frac{0,0385}{4,91 \cdot 10^{-4} \cdot 53} = 1,48 \approx 1,5 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $-V_o^\phi = 1,5 - 2,0$ м/с.

Определяем расстояние между осями отверстий в каждом ряду:

$$l_o = \frac{2 \cdot l_{кор}}{n_o} = \frac{2 \cdot 11,4}{53} = 0,430 \text{ м} = 430 \text{ мм},$$

что отвечает требованию СНиП: расстояние между отверстиями должно быть не более 0,5 м.

5) Водосборные желоба для отвода воды из зоны освещения.

Сбор осветлённой воды в зоне освещения предусматриваем с помощью желобов прямоугольного сечения с треугольными водосливами.

Определяем расход воды на каждый желоб по формуле (115):

$$q_{\text{жс}} = \frac{0,7 \cdot 276,17}{2 \cdot 2} = 48,33 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,013 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Ширину желоба прямоугольного сечения находим по формуле (116):

$$b_{\text{жс}} = 0,9 \cdot 0,013^{0,4} = 0,16 \text{ м} = 16 \text{ см}.$$

Определяем расстояние между желобами по формуле (117):

$$l_{\text{жс}} = 3,5 - 2 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,3 = 2,58 \text{ м},$$

где $\delta_{\text{жс}}$ – толщина стенок сборных желобов, $\delta_{\text{жс}} = 0,3 \text{ м}$.

Затопленные отверстия располагают в один ряд по внутренней стенке желоба на 7 см ниже его кромки. Тогда глубина желоба в его начале и конце, согласно формулам (118) и (119) будет равна:

$$h_{\text{жн}} = 7 + 1,5 \cdot (16/2) = 19 \text{ см} = 0,19 \text{ м};$$

$$h_{\text{жк}} = 7 + 2,5 \cdot (16/2) = 27 \text{ см} = 0,27 \text{ м}.$$

Производим проверку величины скорости движения воды на выходе из желоба по формуле (120):

$$V_{\text{жс}} = \frac{0,013}{0,16 \cdot 0,27} = 0,30 \text{ м/с},$$

т.е. не превышает рекомендуемой величины, равной $V_{\text{жс}} = 0,5 - 0,6 \text{ м/с}$.

Площадь отверстий в стенке желоба определяем по формуле (121):

$$\sum f_o = \frac{0,013}{0,65 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05}} = 2,02 \cdot 10^{-2} \text{ м},$$

где μ – коэффициент расхода, $\mu = 0,65$;

h_y – разность уровней воды в осветлителе и в желобе,
 $h_y = 0,05 \text{ м};$

g – ускорение свободного падения.

Диаметр одного отверстия в желобе принимаем $d_o = 20 \text{ мм}$, тогда площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

При этом количество отверстий составит:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{2,02 \cdot 10^{-2}}{3,14 \cdot 10^{-4}} = 64,3 \approx 65 \text{ шт.}$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{кор}}{n_o} = \frac{11,4}{65} = 0,175 \text{ м} = 175 \text{ мм},$$

Проверяем фактическую скорость выхода воды из отверстий по формуле (114):

$$V_o^{\phi} = \frac{q_{жс}}{f_o \cdot n_o} = \frac{0,013}{3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 65} = 0,64 \text{ м/с.}$$

6) Дырчатые трубы для сбора и отвода воды из осадкоуплотнителя.

Сбор осветлённой воды из осадкоуплотнителя предусматриваем с помощью дырчатых труб. Верх сборных дырчатых труб должен быть ниже уровня воды в осветлителе не менее 0,3 м и выше верха осадкоприёмных окон не менее 1,5 м.

Как правило, монтируют две водосборные трубы, расстояние между ними согласно формуле (122) составит:

$$l_{mp} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ м.}$$

Определяем расход воды через каждую водосборную трубу по формуле (123):

$$q_{сб} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 276,17 - 44,74/9}{2} = 38,94 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,0108 \text{ м}^3/\text{с} = 10,82 \text{ л/с} \approx 11 \text{ л/с.}$$

Обычно сборные трубы осветлённой воды в осадкоуплотнителе изготавливают телескопическими, состоящими из стальных труб разного диаметра. Принимаем трубу, состоящую из двух участков равной длины. Исходя из рекоменду-

мой скорости не более 0,5 м/с по /4/ подбираем диаметры для каждого участка:

1 участок – входной – длина $l_1 = 0,65$ м, расход $q_1 = 11$ л/с, диаметр $d_1 = 175$ мм, скорость $V_1 = 0,48$ м/с; уклон $i_1 = 2,92 \cdot 10^{-3}$;

2 участок – выходной – длина $l_2 = 0,65$ м, расход $q_2 = 5,5$ л/с, диаметр $d_2 = 125$ мм, скорость $V_2 = 0,40$ м/с; уклон $i_2 = 2,79 \cdot 10^{-3}$.

Находим общее количество отверстий по формуле (124):

$$\sum f_o = \frac{0,0108}{2,0} = 5,40 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2,$$

где V_o – скорость выхода воды из отверстий, принимаем $V_o = 2,0$ м/с.

Диаметр одного отверстия в водосборной трубе принимаем $d_o = 15$ мм, тогда площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,015^2}{4} = 1,77 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

При этом количество отверстий составит:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{5,4 \cdot 10^{-3}}{1,77 \cdot 10^{-4}} = 30,5 \approx 31 \text{ шт.}$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{\text{кор}}}{n_o} = \frac{11,4}{31} = 0,367 \text{ м} \approx 370 \text{ мм.}$$

Проверяем фактическую скорость выхода воды из отверстий по формуле (114):

$$V_o^\phi = \frac{q_{\text{сб}}}{f_o \cdot n_o} = \frac{0,0108}{1,77 \cdot 10^{-4} \cdot 31} = 1,97 \text{ м/с,}$$

что отвечает требованию – $V_o^\phi \geq 1,5$ м/с.

Размеры бокового сборного канала принимают по конструктивным соображениям: в канале должны быть размещены регулирующие задвижки условным проходом 125 мм, устанавливаемые на выходных отверстиях сборных труб, отводящих осветлённую воду из осадкоуплотнителя; перепад отметок между низом сборной трубы и уровнем воды в общем сборном канале должен быть не менее 0,4 м.

Принимаем ширину канала $b_k = 0,7$ м и расстояние от кромки стенки осветлителя до дна канала $h_k = 0,7$ м.

7) Осадкоприёмные окна.

Определяем по расход воды, который поступает вместе с избыточным осадком в осадкоуплотнитель по формуле (125):

$$q_{ок} = (1 - 0,7) \cdot 276,17 = 82,85 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

С каждой стороны в осадкоуплотнитель будет поступать $q'_{ок} = 82,85 / 2 = 41,43 \text{ м}^3/\text{ч}$ воды с избыточным осадком.

Определяем площадь осадкоприёмных окон по формуле (126):

$$f_{ок} = \frac{41,43}{36} = 1,15 \text{ м}^2,$$

где $V_{ок}$ – скорость движения воды с осадком в осадкоприёмных окнах, принимаем $V_{ок} = 36$ м/ч.

Общую длину окон с каждой стороны осадкоуплотнителя находим по формуле (127):

$$l_{ок} = \frac{1,15}{0,2} = 5,75 \text{ м} \approx 5,8 \text{ м},$$

где $h_{ок}$ – высота осадкоприёмного окна, $h_{ок} = 0,2$ м.

Принимаем количество окон для приёма избыточного осадка $n_{ок} = 10$ шт, тогда размеры одного окна: $0,2 \times 0,58$ м.

Шаг оси окон по горизонтали согласно формуле (128) составит:

$$l_{ок}^c = \frac{11,4}{10} = 1,14 \text{ м}.$$

Расстояние между двумя соседними окнами (129):

$$l_{ок}^{м/\partial} = 1,14 - 0,58 = 0,56 \text{ м.}$$

8) Определение высоты осветлителя.

Высота осветлителя от центра водораспределительного коллектора до верхней кромки водосборных желобов согласно формуле (130) составит:

$$h_{ово} = \frac{3,5 - 2 \cdot 0,16}{2 \cdot \operatorname{tg}(28/2)} = 6,38 \text{ м,}$$

где α – центральный угол, образуемый прямыми, проведёнными от оси водораспределительного коллектора к верхним точкам кромок водосборных желобов, принимаем $\alpha = 28^\circ$.

Так как количество фильтров на станции более шести, то величина $H_{дон}$ не учитывается.

Высоту пирамидальной части осветлителя определяем по формуле (133):

$$h_{нур} = \frac{3,5 - 0,4}{2 \cdot \operatorname{tg}(70/2)} = 2,21 \text{ м,}$$

где a – ширина коридора понизу, $a = 0,4 \text{ м}$;

α_1 – центральный угол наклона стенок коридора, принимаем $\alpha_1 = 70^\circ$.

Высоту защитной зоны над слоем взвешенного осадка принимаем $h_{защ} = 1,5 \text{ м}$.

Находим высоту вертикальных стенок осветлителя в пределах слоя взвешенного осадка по формуле (134):

$$h_{верт} = 6,38 - 2,21 - 1,5 - 0,2 = 2,47 \text{ м.}$$

Общая высота зоны взвешенного осадка по формуле (135) составит:

$$h_{в.о.}^c = 2,47 + \frac{2,21}{2} = 3,6 \text{ м.}$$

Так как рекомендуемая высота слоя взвешенного осадка согласно п. 6.79 /1/ должна составлять $h_{го}^c = 2 - 2,5 \text{ м}$, по-

этому принимаем $\alpha = 30^\circ$, при этом $h_{ovo} = 5,93$ м; при $\alpha_1 = 60^\circ$ – $h_{тип} = 2,68$ м; принимаем $h_{защ} = 2,0$ м, тогда $h_{верт} = 1,05$ м, а высота зоны взвешенного осадка составит $h_{в.о.}^c = 2,39$ м, что отвечает рекомендуемому пределу.

Верхнюю кромку осадкоприёмных окон располагают на 1,5 м ниже поверхности воды в осветлителе. Тогда нижняя кромка этих окон будет размещаться на уровне, считая от дна осветлителя по формуле (136):

$$h_{ок}^{n1} = 5,93 - 0,2 - 1,5 = 4,23 \text{ м},$$

или на уровне (137):

$$h_{ок}^{n2} = 4,23 - 0,2 = 4,03 \text{ м},$$

выше оси водораспределительного коллектора (в данном выражении 0,2 м – расстояние по вертикали от дна осветлителя до оси коллектора).

Низ осадкоприёмных окон располагаем выше перехода наклонных стенок зоны взвешенного осадка в вертикальные на величину:

$$h_{ок}^{n3} = 5,93 - (2,68 + 0,2 + 1,5) = 1,55 \text{ м}.$$

Данная величина соответствует рекомендуемому пределу 1,5 – 1,75 м.

9) Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе.

Определяем объём осадкоуплотнителя по формуле (139):

$$W_{oc} = 11,4 \cdot \left[2,6 \cdot 1,05 + 2 \cdot \left(\frac{2,68 \cdot 0,5 \cdot 2,6}{2} \right) \right] = 70,84 \text{ м}^3.$$

Находим количество осадка, поступающего в осадкоуплотнитель по формуле (140):

$$Q_{oc} = 0,65 \cdot 276,71 = 179,86 \text{ кг/ч},$$

где $C_{\max}^e$ – максимальная концентрация взвешенных веществ, поступающей в осветлитель:

$$C_{\max}^e = 645,63 \text{ г/м}^3 \approx 0,65 \text{ кг/м}^3.$$

Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе рассчитываем по формуле (141):

$$T = \frac{70,84 \cdot 50}{179,86} = 19,69 \text{ ч},$$

где δ – средняя концентрация уплотнённого осадка в зависимости от мутности воды и времени уплотнения, $\delta = 50000 \text{ г/м}^3 = 50 \text{ кг/м}^3$, для $T = 12 \text{ ч}$.

Таким образом, действительное время уплотнения осадка больше принятого ($19,69 > 12 \text{ ч}$).

10) Дырчатые трубы для удаления осадка из осадкоуплотнителя.

Дырчатые трубы размещают по продольной оси дна, в месте, где сходятся наклонные стенки осадкоуплотнителя.

Расстояние между дырчатыми трубами находим по формуле (142):

$$l_{mp} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ м}.$$

Определяем расход, проходящий через каждую осадкосбросную трубу по формуле (143):

$$\begin{aligned} q_{oc} &= \frac{70,84}{2 \cdot 0,25} = 141,68 \text{ м}^3/\text{ч} = \\ &= 0,0394 \text{ м}^3/\text{с} = 39,4 \text{ л/с} \approx 40 \text{ л/с}, \end{aligned}$$

где t – время, в течении которого происходит накопление осадка, принимаем $t = 15 \text{ мин} = 0,25 \text{ ч}$.

Исходя из расхода $q_{oc} = 40 \text{ л/с}$ и скорости $V \geq 1 \text{ м/с}$ по /4/ подбираем диаметр дырчатой трубы: $d_{oc} = 200 \text{ мм}$, $V_{oc} = 1,17 \text{ м/с}$.

Находим общее количество отверстий в осадкосбросной трубе:

$$\sum f_o = \frac{0,0394}{3,0} = 1,31 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

где V_o – скорость движения осадка в отверстиях дырчатых труб, принимаем $V_o = 3,0$ м/с.

Диаметр одного отверстия принимаем $d_o = 25$ мм, тогда площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,025^2}{4} = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

При этом количество отверстий составит:

$$n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{1,31 \cdot 10^{-2}}{4,91 \cdot 10^{-4}} = 26,7 \approx 27 \text{ шт.}$$

Расстояние между отверстиями:

$$l_o = \frac{l_{кор}}{n_o} = \frac{11,4}{27} = 0,422 \text{ м} \approx 430 \text{ мм,}$$

Расстояние между отверстиями должно быть не более 0,5 м.

Отвод осадка из осадкоуплотнителя производится на сооружении обработки осадка для его обезвоживания.

11) Определение потерь напора в осветлителе.

Потери напора в осветлителе складываются из следующих величин:

Потери напора в отверстиях распределительных труб определяем по формуле (144):

$$h_{pm} = 2 \cdot \frac{1,48^2}{2 \cdot 9,81} = 0,223 \text{ м,}$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления, для отверстия $\xi = 2$.

Потери напора в телескопическом коллекторе находим по формулам (146) и (147).

Потери на 1 участке телескопического коллектора – $h_1 = 1,44 \cdot 10^{-3} \cdot 3,8 = 0,005$ м;
на 2 участке – $h_2 = 1,71 \cdot 10^{-3} \cdot 3,8 = 0,006$ м;
на 3 участке – $h_3 = 3,81 \cdot 10^{-3} \cdot 3,8 = 0,014$ м.

Суммарные потери в телескопическом коллекторе:

$$h_{\kappa} = 0,005 + 0,006 + 0,014 = 0,025 \text{ м.}$$

Потери напора в слое взвешенного осадка рассчитываем по формуле (147):

$$h_{eo} = 0,01 \cdot 2,39 = 0,024 \text{ м.}$$

Потери напора в отверстиях водосборных желобов:

$$h_{\text{вж}} = 2 \cdot \frac{0,64^2}{2 \cdot 9,81} = 0,042 \text{ м,}$$

где ξ – коэффициент гидравлического сопротивления, для отверстия $\xi = 2$.

Потери напора по длине водосборных желобов, ориентировочно принимаем:

$$h_{ол} = 0,060 \text{ м.}$$

Таким образом, суммарные потери напора в осветлителе согласно формуле (149) составят:

$$\sum h_{ово} = 0,223 + 0,025 + 0,024 + 0,042 + 0,060 = 0,374 \text{ м.}$$

12) Строительные размеры осветлителя.

Строительная длина осветлителя с учётом толщины стенок по формуле (150) составит:

$$l_{ово}^c = 11,4 + 0,7 + 3 \cdot 0,2 = 12,7 \text{ м,}$$

где $b_{ст}$ – толщина стенок, $b_{ст} = 0,2 \text{ м.}$

Строительная ширина осветлителя (расстояние между осями крайних стенок) по (151):

$$b_{ово}^c = 2 \cdot 3,5 + 2,6 + 3 \cdot 0,2 = 10,2 \text{ м.}$$

Строительная высота осветлителя по (152):

$$h_{ово}^c = 0,3 + 2,21 + 1,55 + 2,39 + 0,3 + 0,27 + 0,48 = 7,05 \text{ м,}$$

где h_o – толщина дна осветлителя, $h_o = 0,3 \text{ м.}$

13) Для опорожнения рабочих коридоров (камер) осветлителя следует предусматриваем трубопроводы, диаметром не менее 150 мм.

8 РАСЧЁТ СКОРЫХ ФИЛЬТРОВ

Фильтрация – это процесс разделения путём пропуска жидкости через пористую перегородку или фильтрующий слой.

В зависимости от характера проблемы, встречающейся при очистке воды, различают следующие виды фильтров:

- осадочные фильтры. Предназначены для удаления из воды механических частиц, песка, взвесей, ржавчины, а также коллоидных веществ. Для удаления относительно крупных частиц (свыше 20 - 50 микрон) применяют сетчатые или дисковые фильтры;

- фильтры-корректоры pH. Используются при необходимости изменения уровня pH;

- фильтры-обезжелезиватели. Предназначены для удаления из воды железа и марганца, находящихся в растворённом состоянии;

- фильтры-умягчители. Используются для снижения жесткости воды;

- угольные фильтры. Применяются для улучшения органолептических показателей воды (устранения постороннего привкуса, запаха, цветности).

По характеру фильтрующего слоя фильтры разделяются на: зернистые, сетчатые, тканевые, намывные (каркасные), с плавающей загрузкой. Для грубой очистки воды применяют сетчатые фильтры, для удаления планктона – микросетчатые. Тканевые фильтры в основном используют при полевом водоснабжении, для очистки маломутных вод.

При подготовке воды для промышленных и хозяйственно – питьевых целей широкое распространение получили зернистые фильтры.

В качестве фильтрующего материала в них используются: кварцевый песок, керамзит, антрацит, шунгизит, магно-масса, горелые породы, пенополистирол и др.

Зернистые фильтры классифицируют по различным признакам:

- в зависимости от размера зёрен фильтрующего слоя: мелко- (размер зёрен 0,3 – 0,8 мм), средне- (0,5 – 1,2 мм) и крупнозернистые фильтры (1,0 – 2,5 мм);

- по скорости фильтрования: медленные (0,1 – 0,3 м/ч), быстрые (5 – 12 м/ч), сверхбыстрые (36 – 100 м/ч);

- по давлению: напорные (закрытые) и безнапорные (открытые);

- по направлению фильтрующего потока: одно-, двух- и многопоточные;

- по количеству фильтрующих слоёв: одно-, двух- и многослойные;

- по характеру механизма задержания взвеси:

- 1) фильтрование через фильтрующую пленку, образованную частицами взвеси, оседающими на поверхности загрузки. Этот механизм характерен для медленных фильтров, в которых вначале задерживаются только частицы, имеющие размеры больше размеров пор фильтрующего материала. По мере задержания частиц размеры пор в слое осадка уменьшаются, и он задерживает все более мелкую взвесь. Медленные фильтры применяют в основном для очистки маломутных вод, обычно без предварительной коагуляции загрязнений, но из-за небольшой скорости фильтрования фильтры имеют большие размеры и в настоящее время используются мало;

- 2) фильтрование без образования фильтрующей пленки. В этом случае задержание частиц, загрязняющих воду, происходит в толще слоя фильтрующего материала. Там они прилипают к зернам материала и удерживаются на них. Этот механизм характерен для быстрых и сверхбыстрых фильтров.

Фильтрование, как правило, является завершающим процессом очистки. При водоподготовке наибольшее применение нашли быстрые безнапорные фильтры. Они являются сооружением тонкой очистки и задерживают как взвешенные вещества, так и большую часть микроорганизмов и микрофлоры, понижая цветность воды.

Фильтр представляет собой открытый (самотечный), обычно сборный или монолитный железобетонный, или закрытый (напорный) стальной резервуар, в котором на дренажной системе (дренаже) и поддерживающем гравийном слое уложен слой фильтрующего материала. Движение воды через фильтрующий слой происходит под действием разности давлений на входе в фильтр и на выходе из него. Скорый безнапорный фильтр работает следующим образом: вода подается в карман, из него через желоб поступает в пространство над фильтрующим материалом, создавая столб воды. Под действием сил гравитации вода просачивается через фильтрующий материал, очищаясь от взвешенных частиц. Затем проходит слой гравия и отводится при помощи дренажных устройств.

Двухслойные фильтры конструктивно аналогичны обычным скорым фильтрам, но имеют в сравнении с ними следующие преимущества: грязеемкость двухслойного фильтра в 2 – 2,5 раза больше чем у скорого фильтра, они позволяют увеличить скорость фильтрования и удлинить фильтроцикл.

Также применяются двухпоточные скорые фильтры системы АКХ. Они действуют по принципу двухстороннего фильтрования воды с отводом фильтрата трубчатой дренажной системой, расположенной в толще фильтрующей загрузки. При этом часть воды фильтруется сверху вниз через верхней слой загрузки, а основная масса воды фильтруется снизу вверх через нижней слой. Такая организация процесса позволяет обеспечить статическую устойчивость фильтрующего слоя, повысить грязеемкость и производительность фильтра при сокращении расхода воды на промывку.

Особенностью любых фильтров является восстановление фильтрующей способности путём промывки фильтрующего слоя обратным током воды. В результате гидродинамического воздействия потока промывной воды происходит расширение и взвешивание фильтрующей загрузки, сопровождающееся многочисленными соударениями отдельных зёрен. При столкновении зёрен происходит отрыв прилипших к их

поверхности загрязнений, которые потоком промывной воды выносятся за пределы фильтра.

Для интенсификации процесса промывки при одновременном сокращении расхода промывной воды могут использоваться дополнительная верхняя промывка (промывка верхнего слоя загрузки), перемешивание загрузки во время промывки механическими граблями и водо-воздушная промывка.

8.1 Скорые фильтры с промывкой водой

Порядок расчёта скорых безнапорных фильтров с промывкой водой следующий:

1) Определение площади и размеров фильтра.

Определяют площадь фильтров:

$$f_{\phi} = \frac{Q_{\text{полезн}}}{T \cdot V_n - 3,6 \cdot n \cdot \omega \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_n}, \quad (153)$$

где T – продолжительность работы станции в течении суток, ч;

V_n – расчётная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, м/ч; принимается по таблице 21 /1/;

n – количество промывок одного фильтра в сутки при нормальном режиме эксплуатации; при круглосуточной работе станции рекомендуется принимать $n = 2$;

ω – интенсивность промывки фильтра, л/(с·м²); принимается по таблице 23 /1/;

t_1 – продолжительность промывки, ч; принимается по таблице 23 /1/;

t_2 – время простоя фильтра в связи с промывкой, согласно п.6.98 /1/ $t_2 = 0,33$ ч при промывке водой, $t_2 = 0,5$ ч при водо-воздушной промывки.

Находят количество фильтров на станции:

$$N_{\phi} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{\phi}}. \quad (154)$$

Количество фильтров на станции производительностью более 1 600 м³/сут должно быть не менее четырех.

Рассчитывают площадь одного фильтра, определяют его размеры в плане (округляя размеры в плане до десятых долей метра) ($b \times l$) и уточняют фактическую площадь одного фильтра $f_{\phi 1}$ и всех фильтров. Площадь одного фильтра не должна превышать 100 – 120 м².

Принимают конструкцию фильтра. При площади фильтра менее 30 м² применяют конструкции фильтров с боковым карманом (каналом); при большей площади – конструкции с центральным карманом.

2) Проверка скоростей фильтрации.

С учётом фактической площади фильтров уточняют скорость фильтрования при нормальном режиме:

$$V_n = \frac{Q_{\text{полез}} + 3,6 \cdot n \cdot \omega \cdot t_1 \cdot f_{\phi 1} \cdot N_{\phi}}{f_{\phi 1} \cdot N \cdot (T - n \cdot t_2)}. \quad (155)$$

Скорость при форсированном режиме:

$$V_{\phi} = V_n \cdot \frac{N}{N - N_1}, \quad (156)$$

где N_1 – количество фильтров, находящихся в ремонте; при $N_{\phi} < 20$ принимают $N_1 = 1$, при $N_{\phi} \geq 20$ – $N_1 = 2$.

Полученные V_n и V_{ϕ} сравнивают с допускаемыми значениями по таблице 21 /1/. Превышение допустимых скоростей возможно в размере не более 5%.

При выключении части фильтров на промывку скорость фильтрования не должна превышать V_{ϕ} . При работе фильтров с постоянной скоростью фильтрования следует предусматривать над нормальным уровнем воды в фильтре, дополнительную высоту, которая определяется по формуле (131).

3) Подбор состава загрузки фильтра.

Подбирают состав фильтрующей загрузки и высоту фильтрующего слоя ($H_{\phi c}$) по таблице 21 /1/. Скорые фильтры с крупностью зёрен загрузки 0,8 – 2 мм для очистки питьевой воды не применяются.

Крупность фракций и высота поддерживающих слоёв (H_{nc}) назначают в зависимости от крупности фильтрующей загрузки в соответствии с п. 6.104 /1/.

Высота слоя воды над поверхностью слоя загрузки принимается $h_6 \geq 2$ м, превышение строительной высоты над расчётным уровнем воды – $h_3 \geq 0,5$ м.

Общая высота фильтра составит:

$$H = H_{\phi c} + H_{nc} + h_6 + h_3. \quad (157)$$

4) Расчёт распределительной (дренажной) системы.

Распределительная система в фильтрах предназначена как для сбора и отвода фильтрата, так и для равномерного распределения промывной воды по площади фильтра.

Рекомендуется принимать распределительную систему большого сопротивления в виде стальных перфорированных труб.

Определяют расход промывной воды на один фильтр:

$$q_{np} = f_{\phi 1} \cdot \omega. \quad (158)$$

Рассчитывают диаметр входного коллектора:

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{np}}{\pi \cdot V_{кол}}}, \quad (159)$$

где $V_{кол}$ – скорость в начале коллектора, $V_{кол} = 0,8 - 1,2$ м/с.

Принимают стандартный диаметр коллектора и уточняют скорость в коллекторе.

Находят общее количество ответвлений в фильтре:

$$n_{ов} = 2 \cdot \frac{l}{l_{ов1}}, \quad (160)$$

где l – длина фильтра, м;

$l_{ов1}$ – расстояние между ответвлениями,

$$l_{отв1} = 0,25 - 0,35 \text{ м.}$$

Расход воды на одно ответвление составит:

$$q_{отв} = \frac{q_{np}}{n_{отв}}. \quad (161)$$

Исходя из данного расхода и скорости $V_{отв} = 1,6 - 2,0 \text{ м/с}$ определяют диаметр одного ответвления, принимают стандартный и уточняют фактическую скорость в ответвлении.

Длина каждого ответвления:

$$l_{отв} = \frac{b - d_{кол}^n}{2}, \quad (162)$$

где $d_{кол}^n$ – наружный диаметр коллектора, м.

В скорых фильтрах с боковым карманом ответвления примыкают под углом 90° к распределительному коллектору (центральному каналу), в сооружениях с центральным карманом – к его нижнему отделению.

В нижней части ответвления располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади фильтра должно составлять $0,25 - 0,5\%$. Диаметр одного отверстия принимают $d_o = 10 - 12 \text{ мм}$. Определяют общее количество отверстий и расстояние между отверстиями на ответвлении. Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах $150 - 200 \text{ мм}$.

Для удаления воздуха из трубопровода, подающего воду на промывку, в местах повышения распределительной системы следует предусматривать установку воздушников диаметром $75 - 150 \text{ мм}$, с автоматическим устройством для выпуска воздуха. На коллекторе фильтрата также необходимо предусматривать стояки-воздушники диаметром $50 - 75 \text{ мм}$, при площади фильтра до 50 м^2 устанавливают один воздушник, при большей площади – два (в начале и конце коллекто-

ра). Они также оборудуются устройствами для выпуска воздуха.

5) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывке фильтра.

Сбор и отвод загрязнённой воды при промывке фильтров осуществляется с помощью желобов, размещаемых над поверхностью фильтрующей загрузки.

Количество желобов $n_{\text{жс}}$ определяется из условия расстояния между их осями не более 2,2 м.

Для фильтров с боковым карманом $n_{\text{жс}} \geq b/2,2$; для фильтров с центральным карманом – $n_{\text{жс}} \geq l/2,2$.

Определяют расход промывной воды на один желоб:

$$q_{\text{жс}} = \frac{q_{\text{нр}}}{n_{\text{жс}}} . \quad (163)$$

Ширину желоба находят по формуле:

$$B_{\text{жс}} = k \cdot \sqrt[5]{\frac{q_{\text{жс}}^2}{(1,57 + a)^3}} , \quad (164)$$

где k – коэффициент, для желобов с полукруглым основанием $k = 2,0$; для пятиугольных желобов $k = 2,1$;

a – отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его ширины, $a = 1,0 - 1,5$.

Высота прямоугольной части желоба:

$$h_{\text{нр}} = 0,75 \cdot B_{\text{жс}} . \quad (165)$$

Полезная высота желоба составит:

$$h = 1,25 \cdot B_{\text{жс}} . \quad (166)$$

Конструктивная высота желоба (с учётом толщины стенки):

$$h_{\text{к}} = h + 0,08 . \quad (167)$$

Высота кромки желоба над поверхностью фильтрующей загрузки:

$$H_{\text{жс}} = \frac{H_{\text{фс}} \cdot e}{100} + 0,3 , \quad (168)$$

где e – относительное расширение фильтрующей загрузки, %, принимается по таблице 23 /1/.

Если $H_{\text{жс}} < h_{\text{к}}$, то принимают $H_{\text{жс}} = h_{\text{к}} + (0,05 \div 0,06)$, с тем, чтобы расстояние от низа желоба до верха загрузки фильтра было 0,05 – 0,06 м.

6) Расход промывной воды.

Расход воды на промывку фильтра определяют по формуле, %:

$$p = \frac{\omega \cdot f_{\phi 1} \cdot N_{\phi} \cdot t_1 \cdot 60}{q \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100, \quad (169)$$

где T_p – продолжительность работы фильтра между двумя промывками:

$$T_p = T_o - (t_1 + t_2 + t_3), \quad (170)$$

где T_o – продолжительность рабочего фильтроцикла, при нормальном режиме работы фильтра $T_o = 8 - 12$ ч, при форсированном – $T_o \geq 6$ ч;

t_3 – продолжительность сброса первого фильтрата в сток, $t_3 = 0,17$ ч.

7) Расчёт сборного кармана (канала).

Загрязнённая промывная вода из желобов фильтра свободно изливается в сборный карман, откуда отводится в сток. При отводе промывной воды с фильтра, сборный карман должен предотвращать создание подпора на выходе воды из желоба.

Определяют расстояние от дна желоба до дна сборного кармана:

$$h_{\text{кан}} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g \cdot b_{\text{кан}}^2}} + 0,2, \quad (171)$$

где $q_{\text{кан}}$ – расход воды в кармане, $\text{м}^3/\text{с}$, $q_{\text{кан}} = q_{\text{пр}}$;

g – ускорение силы тяжести, $\text{м}/\text{с}^2$;

$b_{кан}$ – минимальная допустимая ширина кармана, $b_{кан} \geq 0,7$ м; $b_{кан}$ должна быть не менее диаметра трубопровода, отводящего промывную воду из фильтра, т.к. конец данного трубопровода заделывается в железобетонной стенке канала.

Площадь поперечного сечения канала:

$$f_{кан} = b_{кан} \cdot h_{кан}. \quad (172)$$

При этом скорость движения воды в конце сборного канала составит:

$$V_{кан} = \frac{q_{кан}}{f_{кан}}. \quad (173)$$

Рекомендуемая скорость в канале: $V_{кан} \geq 0,8$ м/с.

8) Определение диаметров трубопроводов.

Диаметры трубопроводов, подводящих и отводящих воду от фильтра, определяются по /4/ по величине соответствующих расходов и скорости движения воды 0,8 – 1,5 м/с.

9) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Потери напора в распределительной системе:

$$h_{pc} = \xi_{кол} \cdot \frac{V_{кол}^2}{2 \cdot g} + \frac{V_{отв}^2}{2 \cdot g}, \quad (174)$$

где $\xi_{кол}$ – коэффициент сопротивления коллектора, определяется по формуле (84).

Потери напора в фильтрующем слое:

$$h_{фс} = (a + b \cdot \omega) \cdot H_{фс}, \quad (175)$$

где a и b – параметры для песка, при крупности зёрен 0,5 – 1,0 мм: $a = 0,76$, $b = 0,017$; для зёрен 1 – 2 мм: $a = 0,85$, $b = 0,004$.

Потери напора в поддерживающих гравийных слоях:

$$h_{нс} = 0,022 \cdot \omega \cdot H_{нс}. \quad (176)$$

Потери в трубопроводе, подводящем промывную воду к общему коллектору:

$$h_{mp} = i \cdot l_{np}, \quad (177)$$

где i – уклон трубопровода, м;

l_{np} – длина отводящего трубопровода, $l_{np} = 50 - 100$ м.

Потери напора на образование скорости во всасывающем и напорном трубопроводах насоса промывной воды:

$$h_n = \frac{V_n^2}{2 \cdot g}, \quad (178)$$

где V_n – скорость в патрубках насоса промывной воды, м/с.

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре:

$$h_{mc} = \sum \xi \cdot \frac{V_n^2}{2 \cdot g}, \quad (179)$$

где $\sum \xi$ – коэффициенты местных сопротивлений:

для колена – $\xi = 0,984$; для задвижки – $\xi = 0,260$;

для входа во всасывающую трубку – $\xi = 0,500$;

для тройника – $\xi = 0,920$.

Суммарные потери напора при промывке скорого фильтра:

$$\sum h = h_{pc} + h_{fc} + h_{nc} + h_{mp} + h_n + h_{mc}. \quad (180)$$

Определяют геометрическую высоту подъёма воды от дна резервуара чистой воды до верхней кромки желобов над фильтром:

$$h_2 = H_{жс} + H_{fc} + H_{nc} + H_{рчв}, \quad (181)$$

где $H_{рчв}$ – глубина воды в резервуаре чистой воды, м.

Необходимый напор промывного насоса составит:

$$H = h_2 + \sum h + h_3, \quad (182)$$

где h_3 – запас напора (на первоначальное загрязнение фильтра), $h_3 = 1,5$ м.

Производительность промывных насосов определяют по формуле:

$$Q = \omega \cdot f_{\phi 1}. \quad (183)$$

По таблице V.25 /3/ подбирают марку промывного насоса.

10) В нижней части фильтра предусматривают трубопровод диаметром 100 – 200 мм, входное отверстие которого защищают сеткой или решёткой для полного опорожнения фильтра. Также делают уклон дна фильтра 0,005 в направлении сбросного трубопровода.

Пример 12. Рассчитать скорый безнапорный фильтр с однослойной загрузкой из кварцевого песка ($d_{\min} / d_{\max} = 0,7 / 1,6$ мм, $d_{\text{экр}} = 0,8 - 1$ мм). Промывка фильтра производится водой. Полезная производительность очистной станции $Q_{\text{полез}} = 62\,000$ м³/сут. Станция работает круглосуточно.

1) Определение площади и размеров фильтра.

Рассчитываем необходимую площадь фильтров по формуле (153):

$$f_{\phi} = \frac{62000}{24 \cdot 7 - 3,6 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,33 \cdot 7} = 406,34 \text{ м}^2,$$

где T – продолжительность работы станции в течение суток, $T = 24$ ч;

V_n – расчётная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, по таблице 21 /1/ для заданной загрузки принимаем $V_n = 7$ м/ч;

n – количество промывок одного фильтра в сутки при нормальном режиме эксплуатации, $n = 2$;

ω – интенсивность промывки фильтра, по таблице 23 /1/ согласно эквивалентному диаметру зёрен фильтрующей загрузки $\omega = 15$ л/(с·м²);

t_1 – продолжительность промывки, по таблице 23 /1/ принимаем $t_1 = 6 \text{ мин} = 0,1 \text{ ч}$;

t_2 – время простоя фильтра в связи с промывкой, согласно п.6.98 /1/ $t_2 = 0,33 \text{ ч}$ при промывке водой.

Находим количество фильтров на станции по формуле (154):

$$N_{\phi} = 0,5 \cdot \sqrt{406,34} = 10,1 \approx 10 \text{ шт.}$$

Определяем площадь одного фильтра:

$$f_{\phi 1} = \frac{f_{\phi}}{N_{\phi}} = \frac{406,34}{10} = 40,63 \text{ м}^2.$$

Площадь одного фильтра не должна превышать $100 - 120 \text{ м}^2$.

Размеры одного фильтра в плане составят: $b \times l = 6,4 \times 6,4 \text{ м}$. Тогда фактическая площадь одного фильтра:

$$f_{\phi 1} = 6,4 \cdot 6,4 = 40,96 \text{ м}^2,$$

а фактическая площадь всех фильтров:

$$f_{\phi} = f_{\phi 1} \cdot N_{\phi} = 40,96 \cdot 10 = 409,6 \text{ м}^2.$$

Так как площадь одного фильтра больше 30 м^2 , то принимаем фильтр с центральным карманом.

2) Проверка скоростей фильтрации.

Уточняем скорости фильтрования. Скорость фильтрования при нормальном режиме по формуле (155) составит:

$$V_{\text{н}} = \frac{62000 + 3,6 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 0,1 \cdot 40,96 \cdot 10}{40,96 \cdot 10 \cdot (24 - 2 \cdot 0,33)} = 6,95 \text{ м/ч},$$

что соответствует рекомендуемому пределу скоростей для данной фильтрующей загрузки ($V_{\text{н}} = 6 - 8 \text{ м/ч}$ – таблица 21 /1/).

Скорость при форсированном режиме согласно формуле (156):

$$V_{\phi} = 6,95 \cdot \frac{10}{10 - 1} = 7,72 \text{ м/ч},$$

где N_1 – количество фильтров, находящихся в ремонте; т.к. $N_\phi < 20$, то $N_1 = 1$.

Скорость при форсированном режиме, также соответствует рекомендуемому пределу ($V_\phi = 7 - 9,5$ м/ч – таблица 21 /1/).

3) Подбор состава загрузки фильтра.

Согласно заданной загрузки – кварцевый песок ($d_{\min} / d_{\max} = 0,7 / 1,6$ мм, $d_{\text{экв}} = 0,8 - 1$ мм) по таблице 21 /1/ принимаем $H_{\phi c} = 1,4$ м.

Поддерживающий слой – гравий, он имеет общую высоту $H_{nc} = 0,9$ м и согласно п. 6.104 /1/ – следующую структуру сверху вниз:

диаметр зёрен $d = 2 - 5$ мм – высота $h = 0,3$ м;

диаметр зёрен $d = 5 - 10$ мм – высота $h = 0,2$ м;

диаметр зёрен $d = 10 - 20$ мм – высота $h = 0,2$ м;

диаметр зёрен $d = 20 - 40$ мм – высота $h = 0,2$ м.

Общая высота фильтра по формуле (157) составит:

$$H = 1,4 + 0,6 + 2,0 + 0,5 = 4,5 \text{ м,}$$

где h_e – высота слоя воды над поверхностью слоя загрузки, принимаем $h_e = 2$ м;

h_s – превышение строительной высоты над расчётным уровнем воды, принимаем $h_s = 0,5$ м.

4) Расчёт распределительной (дренажной) системы.

Распределительная система в фильтрах предназначена как для сбора и отвода фильтрата, так и для равномерного распределения промывной воды по площади фильтра.

Принимаем распределительную систему большого сопротивления в виде стальных перфорированных труб.

Определяем расход промывной воды на один фильтр по формуле (158):

$$q_{np} = 40,96 \cdot 15 = 614,4 \text{ л/с} = 0,614 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Рассчитываем диаметр входного коллектора по формуле (159):

$$d_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,614}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,88 \text{ м},$$

где $V_{\text{кол}}$ – скорость в начале коллектора, принимаем $V_{\text{кол}} = 1,0 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр коллектора $d_{\text{кол}} = 800 \text{ мм}$ и уточняем скорость в коллекторе:

$$V_{\text{кол}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{нр}}}{\pi \cdot d_{\text{кол}}^2} = \frac{4 \cdot 0,614}{3,14 \cdot 0,8^2} = 1,22 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{кол}} = 0,8 - 1,2 \text{ м/с}$.

Находим общее количество ответвлений в фильтре по (160):

$$n_{\text{отв}} = 2 \cdot \frac{6,4}{0,25} = 51,2 \approx 52 \text{ шт},$$

где $l_{\text{отв1}}$ – расстояние между ответвлениями, принимаем $l_{\text{отв1}} = 0,25 \text{ м}$.

Расход воды на одно ответвление по формуле (161) составит:

$$q_{\text{отв}} = \frac{0,614}{52} = 0,012 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Определяем диаметр одного ответвления:

$$d_{\text{отв}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,012}{3,14 \cdot 1,8}} = 0,09 \text{ м},$$

где $V_{\text{отв}}$ – скорость движения воды в ответвлении, принимаем $V_{\text{отв}} = 1,8 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_{\text{отв}} = 90 \text{ мм}$ и уточняем фактическую скорость в ответвлении:

$$V_{\text{отв}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{отв}}}{\pi \cdot d_{\text{отв}}^2} = \frac{4 \cdot 0,012}{3,14 \cdot 0,09^2} = 1,89 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{омг} = 1,6 - 2,0$ м/с.

Длина каждого ответвления по (162) составит:

$$l_{омг} = \frac{6,4 - 0,83}{2} = 2,79 \approx 2,8 \text{ м},$$

где $d_{кол}^H$ – наружный диаметр коллектора, $d_{кол}^H = 0,83$ м.

В скорых фильтрах с центральным карманом ответвления примыкают к его нижнему отделению коллектора.

В нижней части ответвления располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади фильтра должно составлять $0,25 - 0,5\%$, тогда суммарная площадь отверстий составит:

$$\sum f_o = f_{\phi 1} \cdot (0,0025 \div 0,0050) = 40,96 \cdot 0,0025 = 0,1024 \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстия $d_o = 12$ мм, при этом площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,012^2}{4} = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в распределительной системе фильтра:

$$n_o = \sum f_o / f_o = 0,1024 / (1,13 \cdot 10^{-4}) = 906,2 \approx 906 \text{ шт.}$$

Количество отверстий, приходящихся на одно ответвление:

$$n_o^{омг} = n_o / n_{омг} = 906 / 52 = 17,4 \approx 18 \text{ шт.}$$

Тогда расстояние между отверстиями:

$$l_o = l_{омг} / n_o^{омг} = 2,8 / 18 = 0,155 \text{ м} \approx 160 \text{ мм.}$$

Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах $150 - 200$ мм.

Для удаления воздуха из трубопровода, подающего воду на промывку, в местах повышения распределительной системы следует предусматривать установку воздушников диаметром $75 - 150$ мм, с автоматическим устройством для выпуска воздуха. На коллекторе фильтрата также необходимо

предусматривать стояки-воздушники диаметром 50 – 75 мм, при площади фильтра до 50 м² устанавливают один воздушник, при большей площади – два (в начале и конце коллектора). Они также оборудуются устройствами для выпуска воздуха.

5) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывки фильтра.

Сбор и отвод загрязнённой воды при промывке фильтров осуществляется с помощью желобов, размещаемых над поверхностью фильтрующей загрузки.

Количество желобов $n_{ж}$ определяем из условия расстояния между их осями не более 2,2 м. Так как длина фильтра составляет 6,4 м, то принимаем количество желобов – 3 шт.

Уточняем расстояние между желобами:

$$l_{ж} = l / n_{ж} = 6,4 / 3 \approx 2,1 \text{ м.}$$

Определяем расход промывной воды на один желоб по формуле (163):

$$q_{ж} = \frac{0,614}{3} = 0,205 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Ширину желоба находим по формуле (164):

$$B_{ж} = 2,1 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,205^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,57 \text{ м,}$$

где k – коэффициент, принимаем желоб с треугольным основанием – пятиугольного сечения, $k = 2,1$;

a – отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его ширины, принимаем $a = 1,5$.

Высота прямоугольной части желоба по (165):

$$h_{np} = 0,75 \cdot 0,57 = 0,43 \text{ м.}$$

Полезная высота желоба по формуле (166) составит:

$$h = 1,25 \cdot 0,57 = 0,71 \text{ м.}$$

Конструктивная высота желоба (с учётом толщины стенки) по (167):

$$h_k = 0,71 + 0,08 = 0,79 \text{ м.}$$

Высоту кромки желоба над поверхностью фильтрующей загрузки определяем по формуле (168):

$$H_{\text{жс}} = \frac{1,4 \cdot 30}{100} + 0,3 = 0,72 \text{ м},$$

где e – относительное расширение фильтрующей загрузки, согласно принятой фильтрующей загрузки по таблице 23 /1/ принимаем $e = 30 \%$.

Так как $H_{\text{жс}} < h_{\text{к}}$, то принимаем:

$$H_{\text{жс}} = h_{\text{к}} + (0,05 \div 0,06) = 0,79 + 0,05 = 0,84 \text{ м}.$$

6) Расход промывной воды.

Расход воды на промывку фильтра определяем по формуле (169):

$$p = \frac{15 \cdot 40,96 \cdot 10 \cdot 6 \cdot 60}{2583,33 \cdot 11,4 \cdot 1000} \cdot 100 = 7,51\%,$$

где q – часовая производительность станции,

$$q = Q_{\text{полезн}} / 24 = 2583,33 \text{ м}^3/\text{ч};$$

T_p – продолжительность работы фильтра между двумя промывками, определяем по формуле (170):

$$T_p = 12 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 11,4 \text{ ч},$$

где T_o – продолжительность рабочего фильтроцикла, принимаем $T_o = 12 \text{ ч}$;

t_3 – продолжительность сброса первого фильтрата в сток, $t_3 = 0,17 \text{ ч}$.

7) Расчёт сборного кармана (канала).

Загрязнённая промывная вода из желобов фильтра свободно изливается в сборный карман, откуда отводится в сток. При отводе промывной воды с фильтра, сборный карман должен предотвращать создание подпора на выходе воды из желоба.

Определяем расстояние от дна желоба до дна сборного кармана по формуле (171):

$$h_{\text{кан}} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,614^2}{9,81 \cdot 0,9^2}} + 0,2 = 0,83 \approx 0,8 \text{ м},$$

где $b_{\text{кан}}$ – минимальная допустимая ширина кармана, принимаем $b_{\text{кан}} = 0,9 \text{ м}$ ($b_{\text{кан}}$ должна быть не менее диаметра трубопровода, отводящего промывную воду из фильтра, т.к. конец данного трубопровода заделывается в железобетонной стенке канала).

Площадь поперечного сечения канала по формуле (172) составит:

$$f_{\text{кан}} = 0,9 \cdot 0,8 = 0,72 \text{ м}^2.$$

При этом скорость движения воды в конце сборного канала по (173):

$$V_{\text{кан}} = \frac{0,614}{0,72} = 0,85 \text{ м/с}.$$

Рекомендуемая скорость в канале: $V_{\text{кан}} \geq 0,8 \text{ м/с}$.

8) Определение диаметров трубопроводов.

Диаметры трубопроводов, подводящих и отводящих воду от фильтра, определяем по /4/ по величине соответствующих расходов и рекомендуемых скоростей движения воды.

Таблица – Расчёт трубопроводов станции фильтрования

Назначение трубопровода	Расход воды, л/с	Расчётная скорость, м/с	Диаметр трубопровода, мм	Рекомендуемая скорость, м/с
Подача осветляемой воды на все фильтры	720	1,12	900	0,8 – 1,5
Подача осветляемой воды на один фильтр	80	1,05	300	0,8 – 1,5
Подача фильтрата в резервуар чистой воды (со всех фильтров)	720	1,42	800	1,0 – 1,5
Подача промывной воды в распределительную систему	615	1,57	700	1,5 – 2,0
Отвод промывной воды по сборному каналу	615	0,96	900	0,8 – 2,0
Отвод первого фильтрата с одного фильтра	80	1,05	300	1,0 – 1,5

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на все фильтры и подачи фильтрата в резервуар чистой воды (со всех фильтров):

$$Q_{\text{полезн}} = 62000 \text{ м}^3/\text{сут} = 717,6 \text{ л/с} \approx 720 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на один фильтры и отвода первого фильтрата с одного фильтра (размеры трубопроводов и каналов, обслуживающий каждый фильтр, необходимо принимать из условия форсированного режима работы, т.е. при выключении одного фильтра на промывку):

$$720/(N_{\phi} - 1) = 720/(10 - 1) = 80 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи промывной воды в распределительную систему и отвода промывной воды по сборному каналу:

$$q_{np} = 614,4 \text{ л/с} \approx 615 \text{ л/с}.$$

9) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Потери напора в распределительной системе определяем по формуле (174):

$$h_{pc} = 53,86 \cdot \frac{1,22^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,89^2}{2 \cdot 9,81} = 4,268 \text{ м},$$

где $\xi_{кол}$ – коэффициент сопротивления коллектора, определяем по формуле (84):

$$\xi = \frac{2,2}{0,204^2} + 1 = 53,86,$$

где k_n – коэффициент перфорации:

$$k_n = \frac{n_o \cdot f_o}{\pi \cdot d_{кол}^2 / 4} = \frac{906 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{3,14 \cdot 0,8^2 / 4} = 0,204.$$

Потери напора в фильтрующем слое по (175):

$$h_{\phi c} = (0,76 + 0,017 \cdot 15) \cdot 1,4 = 1,421 \text{ м},$$

где a и b – параметры для песка, при крупности зёрен $0,5 - 1,0$ мм: $a = 0,76$, $b = 0,017$.

Потери напора в поддерживающих гравийных слоях по (176):

$$h_{nc} = 0,022 \cdot 15 \cdot 0,9 = 0,297 \text{ м}.$$

Потери в трубопроводе, подводящем промывную воду к общему коллектору по (177) ($q = 615 \text{ л/с}$, $d = 700 \text{ мм}$; $V = 1,57 \text{ м/с}$; $i = 4,15 \cdot 10^{-3}$):

$$h_{mp} = 4,15 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0,415 \text{ м},$$

где l_{np} – длина отводящего трубопровода, принимаем $l_{np} = 100 \text{ м}$.

Потери напора на образование скорости во всасывающем и напорном трубопроводах насоса промывной воды оп-

ределяем по формуле (178) (скорость в патрубках насоса $d = 450$ мм составит $V_n = 1,93$ м/с):

$$h_n = \frac{1,93^2}{2 \cdot 9,81} = 0,190 \text{ м.}$$

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре по (179):

$$h_{mc} = (2 \cdot 0,984 + 0,260 + 0,500 + 0,920) \cdot \frac{1,93^2}{2 \cdot 9,81} = 0,693 \text{ м}$$

где количество колен принимаем два, задвижку – одну, вход во всасывающую трубу – один, тройник – один.

Определяем суммарные потери напора при промывке скорого фильтра по (180):

$$\sum h = 4,268 + 1,421 + 0,297 + 0,415 + 0,190 + 0,693 = 7,284 \text{ м.}$$

Определяем геометрическую высоту подъёма воды от дна резервуара чистой воды до верхней кромки желобов над фильтром по формуле (181):

$$h_c = 0,84 + 1,4 + 0,9 + 4,5 = 7,64 \text{ м,}$$

где $H_{pчв}$ – глубина воды в резервуаре чистой воды, принимаем $H_{pчв} = 4,5$ м.

Необходимый напор промывного насоса согласно формуле (182) составит:

$$H = 7,64 + 7,284 + 1,5 = 16,424 \text{ м,}$$

где h_3 – запас напора (на первоначальное загрязнение фильтра), $h_3 = 1,5$ м.

Производительность промывных насосов определяем по формуле (183):

$$Q = 15 \cdot 40,96 = 614,4 \text{ л/с} = 2211,84 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице V.25 /3/ принимаем два одновременно действующих насоса марки Д 1250-65 (12НДс). Параметры каждого насоса: подача $Q_n = 1150 \text{ м}^3/\text{ч} = 319,4 \text{ л/с}$; напор $H = 57$ м; мощность электродвигателя $N = 250$ кВт.

10) В нижней части фильтра для полного опорожнения фильтра предусматриваем трубопровод диаметром 200 мм, входное отверстие которого защищают сеткой или решёткой. Также выполняем уклон дна фильтра 0,005 в направлении сбросного трубопровода.

8.2 Скорые фильтры с водо-воздушной промывкой

Водовоздушная промывка применяется при промывке фильтров с загрузкой из кварца, мраморной крошки, горелых пород и других материалов с плотностью зёрен не менее 2500 кг/м³.

При водовоздушной промывке фильтров с поддерживающими слоями устраивают отдельные трубчатые системы для подачи воды и воздуха. При этом трубы ответвлений распределительной системы для сжатого воздуха целесообразно укладывать между ответвлениями распределительной системы для воды.

В скорых фильтрах без поддерживающих слоёв при водо-воздушной промывке применяют железобетонные дренажные плиты с ввернутыми колпачками со щелевыми отверстиями. Плиты уложены над поддренным пространством на колосниковые балки. Колпачки могут быть изготовлены из пластмассы, фарфора, нержавеющей стали. Их закрепляют в промежуточном (ложном) днище фильтра. Наибольшее применение находят длинноствольные пластмассовые колпачки типа В-1. Они позволяют равномерно распределять одновременно воздух и воду, в их верхней части имеются щели, равномерно расположенные по цилиндрической поверхности, их нижние части выполнены в виде полого ствола с узкой щелью шириной 1 – 1,5 мм и высотой порядка 50 – 60 мм.

Режим трёхэтапной водо-воздушной промывки следующий: 1 этап – продувка воздухом для взрыхления с интенсивностью 15 – 20 л/(с·м²) в течении 1 – 2 мин; 2 этап – совместная водо-воздушная промывка с интенсивностью подачи воздуха 15 – 20 л/(с·м²) и воды 2,5 – 3,5 л/(с·м²) в течении 4 – 7

мин; 3 этап – отмывка водой с интенсивностью подачи воды 5 – 7 л/(с·м²) в течение 5 – 7 мин.

Порядок расчёта скорого фильтра с водо-воздушной промывкой с воздухораспределительной системой из длинностовольных колпачков, ввёрнутых в железобетонные плиты следующий:

1) Определение площади и размеров фильтра.

Определяют необходимую площадь фильтров:

$$f_{\phi} = \frac{Q_{\phi} + Q_{\kappa} + Q_{\text{щ}} + Q_{Cl_2}}{T \cdot V_n - 3,6 \cdot n \cdot \omega_1 \cdot t_1 - 3,6 \cdot n \cdot \omega_2 \cdot t_2 - n \cdot t_3 \cdot V_n}, \quad (184)$$

где Q_{ϕ} – полезная производительность фильтров, м³/сут;

$Q_{\phi} = Q_{\text{ползн}}$;

Q_{κ} – расход воды для приготовления раствора коагулянта, м³/сут:

$$Q_{\kappa} = \frac{D_{\kappa} \cdot (100 - b) \cdot Q_{\text{полн}}}{b \cdot 10^6}; \quad (185)$$

$Q_{\text{щ}}$ – расход воды для приготовления раствора (суспензии) подщелачивающего реагента, м³/сут:

$$Q_{\text{щ}} = \frac{D_{\text{щ}} \cdot (100 - b_u) \cdot Q_{\text{полн}}}{b_u \cdot 10^6}; \quad (186)$$

Q_{Cl_2} – расход воды, необходимый для работы хлораторов первичного хлорирования, м³/сут:

$$Q_{Cl_2} = 0,0006 \cdot D_{Cl_2}^1 \cdot Q_{\text{полн}}. \quad (187)$$

ω_1 – интенсивность подачи воды во время совместной водо-воздушной промывки фильтра, $\omega_1 = 2,5 - 3,5$ л/(с·м²);

t_1 – продолжительность совместной водо-воздушной промывки, $t_1 = 0,067 - 0,117$ ч;

ω_2 – интенсивность подачи воды на отмывку фильтра, $\omega_2 = 5 - 7$ л/(с·м²);

t_2 – продолжительность отмывки водой,

$$t_2 = 0,083 - 0,167 \text{ ч};$$

t_3 – время простоя фильтра в связи с промывкой, согласно п.6.98 /1/ $t_3 = 0,5$ ч при водо-воздушной промывке.

Находят количество фильтров по формуле (154), рассчитывают площадь одного фильтра, определяют его размеры в плане (округляя размеры в плане до десятых долей метра) ($b \times l$) и уточняют фактическую площадь одного фильтра $f_{\phi 1}$ и всех фильтров. Длина фильтра должна соответствовать длине дренажных плит (3 м, 4,5 м, 6 м).

2) Проверка скоростей фильтрации.

С учётом фактической площади фильтров уточняют скорость фильтрования при нормальном режиме:

$$V_n = \frac{Q_{\phi} + Q_{\kappa} + Q_{\text{ш}} + Q_{Cl_2} + 3,6 \cdot n \cdot f_{\phi} \cdot N \cdot (\omega_1 \cdot t_1 + \omega_2 \cdot t_2)}{f_{\phi} \cdot N \cdot (T - n \cdot t_3)}.$$

(188)

Скорость при форсированном режиме уточняют по формуле (156).

Полученные V_n и V_{ϕ} сравнивают с допускаемыми значениями по таблице 21 /1/. Превышение допустимых скоростей возможно в размере не более 5%.

При выключении части фильтров на промывку скорость фильтрования не должна превышать V_{ϕ} . При работе фильтров с постоянной скоростью фильтрования следует предусматривать над нормальным уровнем воды в фильтре, дополнительную высоту, которая определяется по формуле (131).

3) Подбор состава загрузки фильтра.

Подбирают состав фильтрующей загрузки и поддерживающего слоя аналогично расчёту скорого фильтра с промывкой водой.

4) Расчёт распределительной (дренажной) системы.

Определяют количество дренажных колпачков на один фильтр:

$$n_{\kappa}^{\phi} = 44,4 \cdot f_{\phi 1}. \quad (189)$$

Ширина дренажных плит – 450 мм, рекомендуемые длины дренажных плит – 3 м, 4,5 м, 6 м. На каждой плите имеется три ряда отверстий, в которые замонтированы на расстоянии 150 мм друг от друга закладные муфты для ввёртывания в них дренажных колпачков, расстояние между соседними рядами отверстий составляет 150 мм. Количество колпачков на плите каждого типоразмера $n_{\kappa}^{nl} = 60, 90$ и 120 шт.

Определяют количество колпачков, установленных на одной плите:

$$n_{\kappa}^{nl} = \frac{l}{0,15} \cdot 3. \quad (190)$$

Количество плит в фильтре:

$$n_{nl} = \frac{n_{\kappa}^{\phi}}{n_{\kappa}^{nl}}. \quad (191)$$

Уточняют общее количество колпачков:

$$n_{\kappa} = n_{\kappa}^{nl} \cdot n_{nl}. \quad (192)$$

В фильтрах с центральным каналом дренажные плиты в отделении укладываются на колосниковые балки, перпендикулярно центральному каналу.

При выборе размера плит рекомендуется руководствоваться соотношением между шириной и длиной фильтра 0,7 – 1,3.

Максимальный расход промывной воды определяют по формуле:

$$q_{np} = f_{\phi 1} \cdot \omega_2. \quad (193)$$

Рассчитывают расход на одну распределительную трубу:

$$q_{np1} = \frac{q_{np}}{n_{mp}}, \quad (194)$$

где n_{mp} – количество распределительных труб, $n_{mp} = n_{nl}$.

Определяют диаметр распределительной трубы:

$$d_{mp} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{np1}}{\pi \cdot V_{mp}}}, \quad (195)$$

где V_{mp} – скорость движения воды в начале распределительной трубы, $V_{mp} = 1,5 - 2,0$ м/с.

Принимают стандартный диаметр распределительной трубы и уточняют скорость в ней.

В нижней части распределительной трубы располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади фильтра должно составлять $0,18 - 0,22\%$. Диаметр одного отверстия принимают $d_o = 10 - 12$ мм. Определяют общее количество отверстий на одной распределительной трубе и расстояние между отверстиями на одной образующей. Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах $120 - 160$ мм.

В верхней части стенки, отделяющей боковой (центральный) канал от поддренного пространства, устраивают отверстия для пропуска воздуха в поддренное пространство (по одному отверстию на каждую секцию пространства, образованную двумя соседними колосниковыми балками и перекрытую дренажной плитой).

Диаметр отверстий для выпуска воздуха:

$$d_o^e = \sqrt{\frac{4 \cdot \omega_e \cdot f_{\phi 1}}{\pi \cdot n_{mp} \cdot V_o^e}}, \quad (196)$$

где ω_e – интенсивность подачи воздуха,

$$\omega_e = 15 - 20 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2);$$

V_o^e – скорость движения воздуха в отверстии,

$$V_o^e = 10 - 15 \text{ м/с}.$$

Расстояние от нижней образующей отверстия для пропуска промывной воды до дна фильтра принимается 70 – 80 мм. Расстояние по вертикали между верхней кромкой отверстия для пропуска промывной воды и нижней кромкой отверстия для пропуска воздуха в поддренное пространство принимается по конструктивным соображениям не менее 250 мм.

5) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывке фильтра.

При водо-воздушной промывке применяется система горизонтального отвода промывной воды. Промывная воды с загрязнениями горизонтально направляется в сборный карман и отводится в сток. Во избежание выноса песка в карман над загрузкой устраивается пескоулавливающий желоб с наклонными стенками. В нижней части желоба имеется продольная щель шириной 15 – 20 мм для возврата задержанного песка.

Водосливная стенка должна устраиваться под углом 45° в сторону канала, отбойная стенка располагается перпендикулярно водосливной. Верхняя кромка отбойной стенки должна быть ниже верхней кромки водосливной на 20 – 25 мм.

Нижняя кромка водосливной стенки должна быть на 30 – 40 мм перекрывать нижнюю кромку отбойной стенки.

Нижнюю кромку водосливной стенки надлежит принимать на 50 – 100 мм выше поверхности фильтрующей загрузки.

Направляющий выступ устанавливается под углом 45° к поверхности загрузки.

Расход промывной воды на 1 м водослива:

$$q_{np}^e = \omega_2 \cdot l. \quad (197)$$

Конструктивные размеры устройства горизонтального отвода промывной воды определяют в зависимости от расхода q_{np}^e по таблице 4.

Таблица 4 – Характеристика системы горизонтального отвода промывной воды

Высотное расположение конструкций элементов системы, мм	Расход воды на 1 м длины водослива, л/(с·м)			
	10	15	20	25
Разность отметок верхней и нижней кромок водосливной стенки H_1	170	210	260	320
Разность отметок между верхними кромками стенок ∇	20	20	20	25

6) Расчёт сборного кармана (канала).

Распределение воды, поступающей в фильтр, и сбор промывной воды осуществляется верхней частью канала. Расстояние от верхней кромки водосливной стенки до дна верхней части бокового (центрального) канала определяется по формуле (171). Ширина канала $b_{кан}$ принимается не менее 0,7 м.

Боковой или центральный канал имеют глухое промежуточное днище, отделяющее его верхнюю часть, предназначенную для сбора промывной воды, от нижней части, предназначенной для сбора фильтрата, распределения сжатого воздуха и промывной воды. Высота нижней части в свету должна быть не менее 0,7 – 0,8 м.

Площадь поперечного сечения канала находят по формуле (172), а скорость движения воды в конце сборного канала по (173).

7) Определение диаметров трубопроводов.

Диаметры трубопроводов, подводящих и отводящих воду от фильтра, определяются по /4/ по величине соответствующих расходов и скорости движения воды 0,8 – 1,5 м/с.

8) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Водо-воздушная промывка.

Потери напора в распределительной системе:

$$h_{pc} = 5 \cdot \frac{V_{щ}^2}{2 \cdot g}, \quad (198)$$

где $V_{щ}$ – скорость движения водо-воздушной смеси через щели колпачка, скорость в щелях колпачков должна быть $V_{щ} \geq 1,5$ м/с:

$$V_{щ} = \frac{q_{см}^{\kappa}}{f_{\kappa}}, \quad (199)$$

где f_{κ} – площадь щелей в каждом колпачке,

$$f_{\kappa} = 192 \text{ мм}^2 = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$q_{см}^{\kappa}$ – расход водо-воздушной смеси через один колпачок, м³/с:

$$q_{см}^{\kappa} = q_{\kappa} + q_{\epsilon}, \quad (200)$$

где q_{κ} – расход водо-воздушной смеси через один колпачок, м³/с:

$$q_{\kappa} = \frac{\omega_1 \cdot f_{\phi 1}}{n_{\kappa}}; \quad (201)$$

q_{κ}^{ϵ} – расход воздуха через один колпачок, м³/с:

$$q_{\kappa}^{\epsilon} = q_{\epsilon}^{\eta} \cdot \frac{H_{атм}}{H_{атм} + 2 \cdot (H_{\phi c} + h_{\epsilon})}, \quad (202)$$

где q_{ϵ}^{η} – расход воздуха при водо-воздушной промывке, м³/с:

$$q_{\epsilon}^{\eta} = \frac{\omega_{\epsilon} \cdot f_{\phi 1}}{n_{\kappa}}; \quad (203)$$

$H_{атм}$ – напор при выходе в атмосферу, $H_{атм} = 10,333$ м;

h_{ϵ} – высота слоя воды, м:

$$h_{\epsilon} = H_1 + h_{см}^{\eta} + H_{водосл}, \quad (204)$$

где $h_{см}^{\eta}$ – расстояние от нижней кромки водосливной стенки выше поверхности фильтрующей загрузки,

$$h_{см}^{\eta} = 50 - 100 \text{ мм};$$

$H_{\text{водосл}}$ – превышение уровня воды в фильтре при промывке над гребнем водосливной стенки, м:

$$H_{\text{водосл}} = \sqrt[3]{\left(\frac{q_6}{\mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}}\right)^2}, \quad (205)$$

где q_6 – расход воздуха при промывке, м³/с:

$$q_6 = \omega_1 \cdot f_{\phi 1}; \quad (206)$$

μ – коэффициент расхода, $\mu = 0,4$;

b – ширина водослива, ширина водослива равна ширине фильтра.

Потери напора в фильтрующем слое определяют аналогично формуле (175):

$$h_{\phi c} = [a + b \cdot (\omega_6 + \omega_1)] \cdot H_{\phi c}. \quad (207)$$

Потери в трубопроводе, подводящем водо-воздушную смесь определяют по формуле (177), где диаметр трубопровода принимают по расходу q_6 и $V_{np} \leq 1,5$ м/с.

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре определяют по формуле (179), где скорость принимают V_{np} .

Суммарные потери напора при водо-воздушной промывке скорого фильтра:

$$\sum h = h_{pc} + h_{\phi c} + h_{mp} + h_{mc}. \quad (208)$$

Геометрическая высота подъёма воды при водо-воздушной промывке:

$$h_{z1} = H_{pчв} + h_z. \quad (209)$$

Необходимый напор промывного насоса при водо-воздушной промывке составит:

$$H_1 = h_{z1} + \sum h. \quad (210)$$

Промывка водой.

Потери напора в распределительной системе определяют по формуле (198), где скорость движения воды в щелях колпачков составляет:

$$V_{\text{ц}} = \frac{q_{\kappa}^{\text{вод}}}{f_{\kappa}}, \quad (211)$$

где $q_{\kappa}^{\text{вод}}$ – расход воды в колпачке при промывке водой, м³/с:

$$q_{\kappa}^{\text{вод}} = \frac{\omega_2 \cdot f_{\phi 1}}{n_{\kappa}}. \quad (212)$$

Потери напора в фильтрующем слое определяют аналогично формуле (175):

$$h_{\phi c} = (a + b \cdot \omega_2) \cdot H_{\phi c}. \quad (213)$$

Потери в трубопроводе, подводящем промывную воду определяют по формуле (177), где диаметр трубопровода принимают по расходу q_{np} и $V_{np} \leq 1,5$ м/с.

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре определяют по формуле (179), где скорость принимают V_{np} .

Суммарные потери напора при промывке водой:

$$\sum h = h_{pc} + h_{\phi c} + h_{mp} + h_{mc}. \quad (214)$$

Геометрическая высота подъёма воды при промывке водой больше, чем при водо-воздушной промывки на величину разности соответствующих напоров на водосливе:

$$h_{z2} = h_{z1} + H_{\text{водосл}2} - H_{\text{водосл}1}, \quad (215)$$

где $H_{\text{водосл}2}$ определяют по формуле (206) и расходу q_{np} .

Необходимый напор промывного насоса при промывке водой составит:

$$H_2 = h_{z2} + \sum h. \quad (216)$$

Выбор марки насоса производят по наибольшему напору (H_1 или H_2). Производительность промывных насосов определяют по формуле:

$$Q_n = \omega_2 \cdot f_{\phi 1}. \quad (217)$$

По таблице V.25 /3/ подбирают марку промывного насоса.

9) Подбор воздухоудовки.

Выбор марки воздухоудвки производится по максимальной производительности и максимальному давлению, которое приблизительно равно давлению промывной воды перед входом в фильтр.

Определяют необходимую производительность воздухоудвки:

$$q_{\text{возд}} = 0,06 \cdot \omega_{\text{с}} \cdot f_{\phi 1}. \quad (218)$$

Давление, развиваемое воздухоудвкой:

$$P_{\text{возд}} \geq \frac{H_n}{102}, \quad (219)$$

где H_n – максимальный напор промывного насоса, м.

Подбор воздухоудвки производят по таблице V.30 /3/ или таблице ПЗ Приложения.

Диаметр трубопровода, подводящего воздух определяют по формуле:

$$d_{\text{с}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{с}}}{\pi \cdot V_{\text{с}}}}, \quad (220)$$

где $q_{\text{с}}$ – расход воздуха, м³/с:

$$q_{\text{с}} = \omega_{\text{с}} \cdot f_{\phi 1}; \quad (221)$$

$V_{\text{с}}$ – скорость движения воздуха в трубе, $V_{\text{с}} = 15 - 20$ м/с.

Принимают стандартный диаметр и уточняют скорость воздуха в трубопроводе.

10) В нижней части фильтра предусматривают трубопровод диаметром 100 – 200 мм, входное отверстие которого защищают сеткой или решёткой для полного опорожнения фильтра. Также делают уклон дна фильтра 0,005 в направлении сбросного трубопровода.

Пример 13. Рассчитать скорый безнапорный фильтр с загрузкой из горелых пород ($d_{\text{min}}/d_{\text{max}} = 0,5/1,2$ мм, $d_{\text{экс}} = 0,8$ мм). Режим промывки – водовоздушный. Полезная производительность очистной станции $Q_{\text{полезн}} = 43\,000$ м³/сут,

доза коагулянта $D_k = 35 \text{ г/м}^3$, концентрация раствора коагулянта $b = 5\%$, доза подщелачивающего реагента $D_{щ} = 6,3 \text{ г/м}^3$, концентрация раствора извести $b_u = 5\%$, доза хлора при первичном хлорировании $D_{Cl_2} = 6 \text{ г/м}^3$. Станция работает круглосуточно.

1) Определение площади и размеров фильтра.

Необходимую площадь фильтров находим по формуле (184):

$$f_\phi = \frac{43000 + 29,74 + 5,35 + 160,99}{24 \cdot 8 - 3,6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 0,083 - 3,6 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,083 - 2 \cdot 0,33 \cdot 8} = 238,20 \text{ м}^2,$$

где Q_k – расход воды для приготовления раствора коагулянта, определяем по формуле (185):

$$Q_k = \frac{35 \cdot (100 - 5) \cdot 44720}{5 \cdot 10^6} = 29,74 \text{ м}^3/\text{сут};$$

где $Q_{полн}$ рассчитываем по формуле (1):

$$Q_{полн} = 43000 + 0,04 \cdot 43000 = 44720 \text{ м}^3/\text{сут};$$

$Q_{щ}$ – расход воды для приготовления раствора (суспензии) подщелачивающего реагента, определяем по формуле (186):

$$Q_{щ} = \frac{6,3 \cdot (100 - 5) \cdot 44720}{5 \cdot 10^6} = 5,35 \text{ м}^3/\text{сут};$$

Q_{Cl_2} – расход воды, необходимый для работы хлораторов первичного хлорирования рассчитываем по формуле (187):

$$Q_{Cl_2} = 0,0006 \cdot 6 \cdot 44720 = 160,99 \text{ м}^3/\text{сут};$$

T – продолжительность работы станции в течении суток, $T = 24 \text{ ч};$

V_n – расчётная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, для заданной загрузки (горелые породы $d_{\min} / d_{\max} = 0,5 / 1,2 \text{ мм}$, $d_{экр} = 0,8 \text{ мм}$) по таблице П9 Приложения принимаем $V_n = 8 \text{ м/ч};$

n – количество промывок одного фильтра в сутки при нормальном режиме эксплуатации, $n = 2$;

ω_1 – интенсивность подачи воды во время совместной водо-воздушной промывки фильтра, $\omega_1 = 3 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2)$;

t_1 – продолжительность совместной водо-воздушной промывки, $t_1 = 0,083 \text{ ч}$;

ω_2 – интенсивность подачи воды на отмывку фильтра, $\omega_2 = 7 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2)$;

t_2 – продолжительность отмывки водой, $t_2 = 0,083 \text{ ч}$;

t_3 – время простоя фильтра в связи с промывкой, согласно п.6.98 /1/ $t_3 = 0,5 \text{ ч}$ при водо-воздушной промывке.

Находим количество фильтров на станции по формуле (154):

$$N_{\phi} = 0,5 \cdot \sqrt{238,20} = 7,7 \approx 8 \text{ шт.}$$

Определяем площадь одного фильтра:

$$f_{\phi 1} = \frac{f_{\phi}}{N_{\phi}} = \frac{238,20}{8} = 29,78 \text{ м}^2.$$

Площадь одного фильтра не должна превышать $100 - 120 \text{ м}^2$.

Принимаем размеры одного фильтра в плане составят: $b \times l = 6,6 \times 4,5 \text{ м}$. Тогда фактическая площадь одного фильтра:

$$f_{\phi 1} = 6,6 \cdot 4,5 = 29,70 \text{ м}^2,$$

а фактическая площадь всех фильтров:

$$f_{\phi} = f_{\phi 1} \cdot N_{\phi} = 29,70 \cdot 8 = 237,60 \text{ м}^2.$$

Так как площадь одного фильтра меньше 30 м^2 , то принимаем фильтр с боковым сборным карманом.

2) Проверка скоростей фильтрации.

С учётом фактической площади фильтров уточняем скорость фильтрования при нормальном режиме по формуле (188):

$$V_n = \frac{43000 + 29,74 + 5,35 + 160,99}{29,7 \cdot 8 \cdot (24 - 2 \cdot 0,33)} + \frac{3,6 \cdot 2 \cdot 29,7 \cdot 8 \cdot (3 \cdot 0,083 + 6 \cdot 0,083)}{29,7 \cdot 8 \cdot (24 - 2 \cdot 0,33)} = 8,02 \text{ м/ч},$$

что отвечает допустимой $V_n = 8 \text{ м/с}$.

Скорость при форсированном режиме уточняем по формуле (156):

$$V_\phi = 8,02 \cdot \frac{8}{8-1} = 9,16 \text{ м/ч},$$

что не превышает допустимую скорость $V_\phi = 10 \text{ м/ч}$.

3) Подбор состава загрузки фильтра.

Состав загрузки – горелые породы. Размеры зёрен: $d_{\min} / d_{\max} = 0,5 / 1,2 \text{ мм}$, $d_{\text{экр}} = 0,8 \text{ мм}$. Высоту фильтрующего слоя согласно таблице П9 Приложения принимаем $H_{\phi c} = 0,8 \text{ м}$.

4) Расчёт распределительной (дренажной) системы.

Определяем количество дренажных колпачков на один фильтр по формуле (189):

$$n_\kappa^\phi = 44,4 \cdot 29,7 = 1318,68 \approx 1319 \text{ шт.}$$

Ширина дренажных плит – 450 мм, длина плиты – 4,5 м. На каждой плите имеется три ряда отверстий, в которые замонтированы на расстоянии 150 мм друг от друга закладные муфты для ввёртывания в них дренажных колпачков, расстояние между соседними рядами отверстий составляет 150 мм.

Определяем количество колпачков, установленных на одной плите по формуле (190):

$$n_\kappa^{nl} = \frac{4,5}{0,15} \cdot 3 = 90 \text{ шт.}$$

Количество плит в фильтре по формуле (191) составит:

$$n_{nl} = \frac{1319}{90} = 14,6 \approx 15 \text{ шт.}$$

Уточняют общее количество колпачков по (192):

$$n_k = 90 \cdot 15 = 1350 \text{ шт.}$$

Максимальный расход промывной воды определяем по формуле (193):

$$q_{np} = 29,7 \cdot 6 = 178,2 \text{ л/с} = 0,1782 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Рассчитывают расход на одну распределительную трубу по (194):

$$q_{np1} = \frac{0,1782}{15} = 0,012 \text{ м}^3/\text{с},$$

где n_{mp} – количество распределительных труб,

$$n_{mp} = n_{nl} = 15 \text{ шт.}$$

Определяем диаметр распределительной трубы по формуле (195):

$$d_{mp} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,012}{3,14 \cdot 1,7}} = 0,09 \text{ м},$$

где V_{mp} – скорость движения воды в начале распределительной трубы, принимаем $V_{mp} = 1,7 \text{ м/с}$.

Принимают стандартный диаметр распределительной трубы $d_{mp} = 90 \text{ мм}$ и уточняют скорость в ней:

$$V_{mp} = \frac{4 \cdot 0,012}{3,14 \cdot 0,09^2} = 1,88 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{mp} = 1,5 - 2,0 \text{ м/с}$.

В нижней части распределительной трубы располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади фильтра должно составлять $0,18 - 0,22\%$, тогда суммарная площадь отверстий составит:

$$\sum f_o = f_{\phi 1} \cdot (0,0018 \div 0,0022) = 29,7 \cdot 0,0022 = 6,53 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстия $d_o = 10 \text{ мм}$, при этом площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,010^2}{4} = 7,85 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в распределительной системе фильтра:

$$n_o = \sum f_o / f_o = 6,53 \cdot 10^{-2} / (7,85 \cdot 10^{-5}) = 831,8 \approx 832 \text{ шт.}$$

Количество отверстий, приходящихся на одну распределительную трубу:

$$n_o^{mp} = n_o / n_{mp} = 832 / 15 = 55,5 \approx 56 \text{ шт.}$$

Тогда расстояние между отверстиями:

$$l_o = 2 \cdot l / n_o^{mp} = 2 \cdot 4,5 / 56 = 0,161 \text{ м} \approx 160 \text{ мм.}$$

Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах 120 – 160 мм.

В верхней части стенки, отделяющей боковой канал от поддренного пространства, устраивают отверстия для пропуска воздуха в поддренное пространство (по одному отверстию на каждую секцию пространства, образованную двумя соседними колосниковыми балками и перекрытую дренажной плитой).

Диаметр отверстий для выпуска воздуха находим по формуле (196):

$$d_o^e = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,018 \cdot 29,7}{3,14 \cdot 13 \cdot 15}} = 0,059 \text{ м} \approx 60 \text{ мм,}$$

где ω_e – интенсивность подачи воздуха, принимаем

$$\omega_e = 18 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2) = 0,018 \text{ м}^3/(\text{с} \cdot \text{м}^2);$$

V_o^e – скорость движения воздуха в отверстии, принимаем

$$V_o^e = 13 \text{ м/с.}$$

Расстояние от нижней образующей отверстия для пропуска промывной воды до дна фильтра принимаем 70 мм. Расстояние по вертикали между верхней кромкой отверстия для пропуска промывной воды и нижней кромкой отверстия для пропуска воздуха в поддренное пространство принимается по конструктивным соображениям не менее 250 мм.

5) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывки фильтра.

При водо-воздушной промывке применяется система горизонтального отвода промывной воды. Промывная воды с загрязнениями горизонтально направляется в сборный карман и отводится в сток. Во избежание выноса песка в карман над загрузкой устраивается пескоулавливающий желоб с наклонными стенками. В нижней части желоба имеется продольная щель шириной 20 мм для возврата задержанного песка.

Водосливная стенка должна устраиваться под углом 45° в сторону канала, отбойная стенка располагается перпендикулярно водосливной. Верхняя кромка отбойной стенки должна быть ниже верхней кромки водосливной на 20 мм.

Нижняя кромка водосливной стенки должна быть на 30 мм перекрывать нижнюю кромку отбойной стенки.

Нижнюю кромку водосливной стенки надлежит принимать на 100 мм выше поверхности фильтрующей загрузки.

Направляющий выступ устанавливается под углом 45° к поверхности загрузки.

Расход промывной воды на 1 м водослива рассчитывается по формуле (197):

$$q_{np}^6 = 7 \cdot 4,5 = 31,5 \text{ л/(с}\cdot\text{м}^2\text{)}.$$

Конструктивные размеры устройства горизонтального отвода промывной воды определяют в зависимости от расхода q_{np}^6 по таблице 4: разность отметок верхней и нижней кромок водосливной стенки $H_1 = 320$ мм, разность отметок между верхними кромками стенок $\nabla = 25$ мм.

6) Расчёт сборного кармана (канала).

Распределение воды, поступающей в фильтр, и сбор промывной воды осуществляется верхней частью канала. Расстояние от верхней кромки водосливной стенки до дна верхней части бокового (центрального) канала определяем по формуле (171):

$$h_{кан} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,1782^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,525 \approx 0,5 \text{ м},$$

где $b_{кан}$ – минимальная допустимая ширина кармана, принимаем $b_{кан} = 0,7 \text{ м}$.

Площадь поперечного сечения канала по формуле (172) составит:

$$f_{кан} = 0,7 \cdot 0,5 = 0,35 \text{ м}^2.$$

При этом скорость движения воды в конце сборного канала по (173):

$$V_{кан} = \frac{0,1782}{0,35} = 0,51 \text{ м/с}.$$

Боковой канал имеет глухое промежуточное днище, разделяющее его верхнюю часть, предназначенную для сбора промывной воды, от нижней части, предназначенной для сбора фильтрата, распределения сжатого воздуха и промывной воды. Высота нижней части в свету должна быть не менее 0,7 м.

7) Определение диаметров трубопроводов.

Диаметры трубопроводов, подводящих и отводящих воду от фильтра, определяем по /4/ по величине соответствующих расходов и рекомендуемых скоростей движения воды.

Таблица – Расчёт трубопроводов станции фильтрования

Назначение трубопровода	Расход воды, л/с	Расчётная скорость, м/с	Диаметр трубопровода, мм	Рекомендуемая скорость, м/с
Подача осветляемой воды на все фильтры	500	0,98	800	0,8 – 1,5
Подача осветляемой воды на один фильтр	71,5	0,94	300	0,8 – 1,5
Подача фильтрата в резервуар чистой воды (со всех фильтров)	500	1,28	700	1,0 – 1,5
Подача промывной воды в распределительную систему	179	1,73	350	1,5 – 2
Отвод промывной воды по сборному каналу	179	1,06	450	0,8 – 2,0
Отвод первого фильтрата с одного фильтра	71,5	1,33	250	1,0 – 1,5

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на все фильтры и подачи фильтрата в резервуар чистой воды (со всех фильтров):

$$43000 + 29,74 + 5,35 + 160,99 \text{ м}^3/\text{сут} = 43196,08 \text{ м}^3/\text{сут} = \\ = 499,9 \text{ л/с} \approx 500 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на один фильтры и отвода первого фильтрата с одного фильтра (размеры трубопроводов и каналов, обслуживающий каждый фильтр, необходимо принимать из условия форсированного режима работы, т.е. при выключении одного фильтра на промывку):

$$500 / (N_{\phi} - 1) = 500 / (8 - 1) = 71,4 \text{ л/с} \approx 71,5 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи промывной воды в распределительную систему и отвода промывной воды по сборному каналу:

$$q_{np} = 178,2 \text{ л/с} \approx 179 \text{ л/с.}$$

8) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Водо-воздушная промывка.

Потери напора в распределительной системе определяем по формуле (198):

$$h_{pc} = 5 \cdot \frac{2,0^2}{2 \cdot 9,81} = 1,019 \text{ м,}$$

где $V_{щ}$ – скорость движения водо-воздушной смеси через щели колпачка, рассчитываем по формуле (199):

$$V_{щ} = \frac{0,384 \cdot 10^{-3}}{1,92 \cdot 10^{-4}} = 2,0 \text{ м/с,}$$

(скорость соответствует рекомендуемому значению $V_{щ} \geq 1,5 \text{ м/с}$);

где $q_{см}^k$ – расход водо-воздушной смеси через один колпачок, по формуле (200) составит:

$$q_{см}^k = 0,066 + 0,318 = 0,384 \text{ л/с} = 0,384 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с,}$$

где q_k – расход водо-воздушной смеси через один колпачок, находим по формуле (201):

$$q_k = \frac{3 \cdot 29,7}{1350} = 0,066 \text{ л/с;}$$

q_k^e – расход воздуха через один колпачок, по формуле (202) составит:

$$q_k^e = 0,396 \cdot \frac{10,333}{10,333 + 2 \cdot (0,8 + 0,46)} = 0,318 \text{ л/с,}$$

где q_s^n – расход воздуха при водо-воздушной промывке, определяем по (203):

$$q_s'' = \frac{18 \cdot 29,7}{1350} = 0,396 \text{ л/с};$$

h_e – высота слоя воды, согласно формуле (204) составит:

$$h_e = 0,32 + 0,1 + 0,04 = 0,46 \text{ м}$$

где h_{cm}'' – расстояние от нижней кромки водосливной стенки выше поверхности фильтрующей загрузки, принимаем $h_{cm}'' = 100 \text{ мм}$;

$H_{водосл}$ – превышение уровня воды в фильтре при промывке над гребнем водосливной стенки, рассчитываем по формуле (205):

$$H_{водосл} = \sqrt[3]{\left(\frac{0,0891}{0,4 \cdot 6,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}}\right)^2} = 0,039 \approx 0,04 \text{ м},$$

где q_s – расход воздуха при промывке, по формуле (206) составит:

$$q_s = 3 \cdot 29,7 = 89,1 \text{ л/с} = 0,0891 \text{ м}^3/\text{с};$$

b – ширина водослива, ширина водослива равна ширине фильтра, т.е $b = 6,6 \text{ м}$.

Потери напора в фильтрующем слое определяем по формуле (207):

$$h_{fc} = [0,76 + 0,017 \cdot (18 + 3)] \cdot 0,8 = 0,965 \text{ м}.$$

где a и b – параметры зёрен загрузки, при крупности зёрен $0,5 - 1,0 \text{ мм}$: $a = 0,76$, $b = 0,017$.

Потери в трубопроводе, подводящем водо-воздушную смесь определяем по формуле (177). Диаметр подводящего трубопровода подбираем по /4/, исходя из расхода $q_s = 89,1 \text{ л/с} \approx 90 \text{ л/с}$ и скорости $V_{np} \leq 1,5 \text{ м/с}$:

$$d = 450 \text{ мм}; V = 0,528 \text{ м/с}; i = 0,92 \cdot 10^{-3}.$$

Тогда:

$$h_{mp} = 0,92 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0,092 \text{ м},$$

где l_{np} – длина отводящего трубопровода, принимаем $l_{np} = 100$ м.

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре определяем по формуле (179), где скорость принимают V_{np} :

$$h_{mc} = (2 \cdot 0,984 + 0,260 + 0,500 + 2 \cdot 0,920) \cdot \frac{0,528^2}{2 \cdot 9,81} = 0,065 \text{ м}$$

где количество колен принимаем два, задвижку – одну, вход во всасывающую трубу – один, тройника – два.

Суммарные потери напора при водо-воздушной промывке скорого фильтра находим по формуле (208):

$$\sum h = 1,019 + 0,965 + 0,092 + 0,065 = 2,141 \text{ м.}$$

Геометрическая высота подъёма воды при водо-воздушной промывки по формуле (209) составит:

$$h_{c1} = 5,0 + 1,5 = 6,5 \text{ м.}$$

Необходимый напор промывного насоса при водо-воздушной промывке определяем по формуле (210):

$$H_1 = 6,5 + 2,141 = 8,641 \text{ м.}$$

Промывка водой.

Потери напора в распределительной системе определяем по формуле (198):

$$h_{pc} = 5 \cdot \frac{0,80^2}{2 \cdot 9,81} = 0,163 \text{ м,}$$

где скорость движения воды в щелях колпачков по формуле (211) составит:

$$V_{щ} = \frac{0,154 \cdot 10^{-3}}{1,92 \cdot 10^{-4}} = 0,80 \text{ м/с,}$$

где q_{κ}^{ood} – расход воды в колпачке при промывке водой, находим по формуле (212):

$$q_{\kappa}^{ood} = \frac{7 \cdot 29,7}{1350} = 0,154 \text{ л/с} = 0,154 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с.}$$

Потери напора в фильтрующем слое определяем по формуле (213);

$$h_{\phi c} = (0,76 + 0,017 \cdot 7) \cdot 0,8 = 0,703 \text{ м.}$$

Потери в трубопроводе, подводящем промывную воду определяем по формуле (177). Диаметр подводящего трубопровода подбираем по /4/, исходя из расхода $q_{np} = 179 \text{ л/с}$ и скорости $V_{np} \leq 1,5 \text{ м/с}$:

$$d = 350 \text{ мм; } V = 1,73 \text{ м/с; } i = 12 \cdot 10^{-3}.$$

Тогда:

$$h_{np} = 12 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 1,200 \text{ м,}$$

где l_{np} – длина отводящего трубопровода, принимаем $l_{np} = 100 \text{ м}$.

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре определяем по формуле (179), где скорость принимают V_{np} :

$$h_{mc} = (2 \cdot 0,984 + 0,260 + 0,500 + 2 \cdot 0,920) \cdot \frac{1,73^2}{2 \cdot 9,81} = 0,697 \text{ м}$$

где количество колен принимаем два, задвижку – одну, вход во всасывающую трубу – один, тройника – два.

Суммарные потери напора при промывке водой находим по формуле (214):

$$\sum h = 0,163 + 0,703 + 1,200 + 0,697 = 2,763 \text{ м.}$$

Геометрическая высота подъёма воды при промывке водой больше, чем при водо-воздушной промывки на величину разности соответствующих напоров на водосливе, расчёт ведём по формуле (215):

$$h_{22} = 6,5 + 0,06 - 0,04 = 6,52 \text{ м,}$$

где $H_{водосл2}$ определяем по формуле (205) и расходу q_{np} :

$$H_{водосл2} = \sqrt[3]{\left(\frac{179 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 6,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^2} = 0,062 \approx 0,06 \text{ м}$$

Необходимый напор промывного насоса при промывке водой согласно формуле (216) составит:

$$H_2 = 6,52 + 2,763 = 9,283 \text{ м.}$$

Выбор марки насоса производим по наибольшему напору (H_1 или H_2), т.е $H_2 = 9,283$ м. Производительность промывных насосов определяем по формуле (217):

$$Q_n = 7 \cdot 29,7 = 207,9 \text{ л/с} = 748,44 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице V.25 /3/ принимаем насос марки Д 800-28 (12НДс). Параметры насоса: подача $Q_n = 750 \text{ м}^3/\text{ч} = 208,3 \text{ л/с}$; напор $H = 25$ м; мощность электродвигателя $N = 110$ кВт.

9) Подбор воздухоудовки.

Выбор марки воздухоудовки производится по максимальной производительности и максимальному давлению, которое приблизительно равно давлению промывной воды перед входом в фильтр.

Определяем необходимую производительность воздухоудовки по формуле (218):

$$q_{\text{возд}} = 0,06 \cdot 18 \cdot 29,7 = 32,08 \text{ м}^3/\text{мин.}$$

Давление, развиваемое воздухоудовкой по формуле (219) составит:

$$P_{\text{возд}} \geq \frac{9,283}{102} = 0,091 \text{ МПа,}$$

где H_n – максимальный напор промывного насоса,

$$H_n = H_2 = 9,283 \text{ м.}$$

К установке, согласно таблице ПЗ Приложения, принимаем три воздухоудовки марки ВК-12 (производительностью $Q_e = 10,2 \text{ м}^3/\text{мин}$) и две воздухоудовки марки ВК-3 (производительностью $Q_e = 2,09 \text{ м}^3/\text{мин}$) с избыточным давлением $P_e = 10 \text{ м} = 0,098 \text{ МПа}$. Общий расход воздуха, подаваемый воздухоудовками составит:

$$q_{\text{возд}} = 3 \cdot 10,2 + 2 \cdot 2,09 = 34,78 \text{ м}^3/\text{мин} = 0,580 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Диаметр трубопровода, подводящего воздух определяем по формуле (220):

$$d_{\text{в}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,580}{3,14 \cdot 18}} = 0,21 \text{ м},$$

где $q_{\text{в}}$ – расход воздуха, находим по формуле (221):

$$q_{\text{в}} = 18 \cdot 29,7 = 534,6 \text{ л/с} = 0,5346 \text{ м}^3/\text{с};$$

$V_{\text{в}}$ – скорость движения воздуха в трубе, принимаем $V_{\text{в}} = 18 \text{ м/с}$.

Принимаем диаметр трубопровода, подводящего воздух $d_{\text{в}} = 200 \text{ мм}$ и уточняем скорость движения воздуха:

$$V_{\text{в}} = \frac{4 \cdot q_{\text{в}}}{\pi \cdot d_{\text{в}}^2} = \frac{4 \cdot 0,58}{3,14 \cdot 0,2^2} = 18,5 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{в}} = 15 - 20 \text{ м/с}$.

10) В нижней части фильтра предусматриваем трубопровод диаметром 100 мм, входное отверстие которого защищают сеткой или решёткой для полного опорожнения фильтра. Также предусматриваем уклон дна фильтра 0,005 в направлении сбросного трубопровода.

8.3 Напорные фильтры

Напорные фильтры применяются при подготовке воды для технических целей для осветления воды после обработки её коагулянтами без предварительного отстаивания, и при безреагентном осветлении воды с содержанием взвешенных веществ 300 г/м^3 .

Напорный фильтр представляет собой закрытый стальной резервуар, рассчитанный на внутреннее рабочее давление 4 – 6 атм. Осветляемая вода подаётся на фильтры под напором, что обеспечивает как фильтрование воды, так и подачу её в разводящую сеть. Таким образом, нет необходимости устройства насосной станции второго подъёма.

Различают вертикальные и горизонтальные напорные фильтры. Вертикальные напорные фильтры применяются при производительности станции очистки 300 – 500 м³/ч. При большей производительности применяют горизонтальные напорные фильтры, т.к. они позволяют обеспечить более значительную площадь фильтрования.

Напорные фильтры, как правило, не имеют поддерживающих гравийных слоёв, с трубчатым дренажом.

Дренаж представляет собой коллектор, проходящий по оси поперечного сечения фильтра, с ответвлениями, на которых установлены фарфоровые или пластмассовые дренажные колпачки или же прорезаны щели. В дренажных колпачках имеются щели, через которые проходит вода, но не пропускаются зёрна фильтрующей загрузки. Дренажные щелевые колпачки устанавливаются на ниппелях, которые привариваются на трубчатые ответвления. При водо-воздушной промывке в фильтрующей загрузке над основным дренажом устраивают распределительную систему для подачи сжатого воздуха. Если конструкция дренажа обеспечивает равномерное распределение сжатого воздуха, то отдельную воздушную распределительную систему не предусматривают, так, например, колпачки типа В-1 позволяют одновременно подавать воздух и воду.

Подача воды на напорный фильтр и отвод промывной воды осуществляется либо через воронку с раструбом, обращённым вверх, либо по кольцевой дырчатой трубе. В случае предварительной обработки воды коагулянт, раствор реагента вводится непосредственно в трубу, подводящую воду на фильтры.

На фронте фильтра имеются трубки, оканчивающиеся вентилями над раковиной. Они предназначены для отбора проб фильтруемой воды и фильтрата, выпуска воздуха при наполнении, а также для контроля спуска воды перед промывкой без оголения фильтрующей загрузки. Также здесь располагают манометры для контроля за работой фильтра.

Режим промывки напорных фильтров следующий: 1 этап – взрыхление загрузки водой с интенсивностью 6 – 8

л/(с·м²) в течении 1 мин; 2 этап – совместная водо-воздушная промывка с интенсивностью подачи воздуха 20 – 25 л/(с·м²) и воды 3 – 4 л/(с·м²) в течении 5 мин; 3 этап – отмывка водой с интенсивностью подачи воды 6 – 8 л/(с·м²) в течение 2 мин.

Напорные сверхскорые фильтры, предложенные Г.Н. Никифоровым позволяют достигать скорости фильтрования от 25 до 75 м/ч. Они представляют собой батарейный тип установки, состоящих из нескольких напорных сверхскорых мешалочных фильтров, оборудованной автоматическим дистанционным управлением.

Порядок расчёта напорного фильтра следующий:

1) Определение площади и размеров фильтра.

Определяют необходимую площадь напорных фильтров:

$$f_{\phi} = \frac{Q_{\text{полезн}}}{T \cdot V_n - 3,6 \cdot n \cdot (\omega_1 \cdot t_1 + \omega_2 \cdot t_2 + \omega_3 \cdot t_3) - n \cdot t_4 \cdot V_n}, \quad (222)$$

где V_n – расчётная скорость фильтрования, м/ч, принимается согласно данным таблицы П10 Приложения;

ω_1 – интенсивность подачи воды для первоначального взрыхления, $\omega_1 = 6 - 8$ л/(с·м²);

t_1 – продолжительность подачи воздуха, $t_1 = 0,017$ ч;

ω_2 – интенсивность подачи воды для водо-воздушной промывке, $\omega_2 = 3 - 4$ л/(с·м²);

t_2 – продолжительность водо-воздушной промывки, $t_2 = 0,083$ ч;

ω_3 – интенсивность подачи воды на отмывку фильтра, $\omega_3 = 6 - 8$ л/(с·м²);

t_3 – продолжительность отмывки водой, $t_3 = 0,034$ ч;

t_4 – время простоя фильтра в связи с промывкой, $t_4 = 0,33$ ч.

Принимают диаметр (D_ϕ) по таблице П11 Приложения и исходя из площади одного фильтра ($f_{\phi 1}$), находят количество фильтров (N_ϕ). При количестве фильтров менее десяти предусматривают один резервный фильтр, при большем количестве фильтров – два резервных.

2) Подбор состава загрузки фильтра.

Состав фильтрующей загрузки подбирают согласно данным таблицы П10 Приложения. Высоту фильтрующего слоя принимают 1 м.

3) Расчёт распределительной системы.

Определяют расход промывной воды:

$$q_{np} = f_{\phi 1} \cdot \omega_3. \quad (223)$$

Рассчитывают диаметр стального коллектора распределительной системы:

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{np}}{\pi \cdot V_{кол}}}, \quad (224)$$

где $V_{кол}$ – скорость движения воды в коллекторе,

$$V_{кол} = 1,0 - 1,2 \text{ м/с.}$$

Принимают стандартный диаметр коллектора и уточняют скорость в нём.

С каждой стороны коллектора размещается по 5 – 7 ответвлений ($n_{отв}$) в виде горизонтальных стальных труб наружным диаметром 60 мм, привариваемых к коллектору под углом 90° . Расстояние между осями ответвлений:

$$l_{отв} = \frac{D_\phi}{2 \cdot n_{отв}}. \quad (225)$$

Расстояние между ответвлениями должно составлять 100 – 350 мм.

На штуцерах ответвлений крепятся фарфоровые щелевые колпачки. Отношение площади щелей в дренажных колпачках к рабочей площади фильтра должно составлять 0,8 – 1,0%. Определяют суммарную площадь щелей в колпачках

($\sum f_{\text{ц}}$) и, исходя из площади щелей в каждом колпачке ($f_{\text{ц}} = 192 \text{ мм} = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$) находят общее количество колпачков на ответвлениях (n_{κ}). Проверяют количество колпачков, приходящихся на 1 м^2 фильтра, оно должно составлять не менее 35 – 40 шт.

Так как фильтр в плане имеет круглое сечение, то ответвления будут разной длины. Длины ответвлений принимают $l_i^{\text{омб}} = D_{\phi} / 2 - i \cdot 0,13$, где i – номер ответвления.

Суммарная длина всех ответвлений распределительной системы составит:

$$\sum l_{\text{омб}} = 4 \cdot \sum_{i=1}^n l_i^{\text{омб}}. \quad (226)$$

Находят расстояние между дренажными колпачками:

$$l_{\kappa} = \frac{\sum l_{\text{омб}}}{n_{\kappa}}. \quad (227)$$

На наиболее длинных ответвлениях (в центре фильтра) устанавливают 14 – 15 колпачков ($n_{\kappa}^{\text{омб}} = 14 - 15$), а на наиболее коротких – по 5 – 8 колпачков ($n_{\kappa}^{\text{омб}} = 5 - 8$).

Рассчитывают расход промывной воды на один колпачок:

$$q_{\kappa} = \frac{q_{\text{нр}}}{n_{\kappa}}. \quad (228)$$

Определяют расход промывной воды, приходящейся на наиболее длинное ответвление ($q_{\text{омб}}^{\text{дл}}$) и по данному расходу и скорости в ответвлении ($V_{\text{омб}} = 1,8 - 2,0 \text{ м/с}$) по /4/ определяют диаметр ответвления.

Скорость промывной воды, проходящей щели колпачка:

$$V_{\text{ц}} = \frac{q_{\kappa}}{f_{\text{ц}}}. \quad (229)$$

4) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывки фильтра.

Отвод промывной воды с напорного фильтра производится с помощью водосборной воронки.

Диаметр воронки определяют по формуле:

$$d_e = (0,20 \div 0,25) \cdot D_\phi. \quad (230)$$

5) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Потери напора в щелях дренажного колпачка распределительной системы фильтра:

$$h_{pc}^k = \frac{V_{щ}^2}{\mu^2 \cdot 2 \cdot g}, \quad (231)$$

где μ – коэффициент расхода, $\mu = 0,5$.

Суммарные потери на наиболее длинном боковом ответвлении составят:

$$h_{pc} = n_{\kappa}^{омв} \cdot h_{pc}^k. \quad (232)$$

Потери напора в фильтрующем слое принимают:

$$h_{fc} = 10 \text{ м}. \quad (233)$$

Суммарные потери напора:

$$\sum h = h_{pc} + h_{fc}. \quad (234)$$

Необходимый напор промывного насоса принимают:

$$H_n \geq \sum h. \quad (235)$$

Производительность промывных насосов составит:

$$Q_n = q_{np}. \quad (236)$$

По таблице V.25 /3/ подбирают марку промывного насоса.

6) Подбор воздуходувки.

Необходимую производительность воздуходувки рассчитывают по формуле (218), где $\omega_e = 20 - 25 \text{ л/(с·м}^2\text{)}$.

Давление, развиваемое воздуходувкой, определяют по формуле (219).

Подбор воздухоудвки производят по таблице V.30 /3/ или таблице ПЗ Приложения.

Диаметр трубопровода, подводящего воздух определяют по формуле (220).

Принимают стандартный диаметр и уточняют скорость воздуха в трубопроводе.

Пример 14. Рассчитать напорный фильтр при заданной производительности станции очистки $Q_{\text{полезн}} = 28\,000 \text{ м}^3/\text{сут.}$

1) Определение площади и размеров фильтра.

Определяем необходимую площадь напорных фильтров по формуле (222):

$$f_{\phi} = \frac{28000}{24 \cdot 11 - 3,6 \cdot 2 \cdot (7 \cdot 0,017 + 4 \cdot 0,083 + 6 \cdot 0,034) - 2 \cdot 0,33 \cdot 11} = 111,10 \text{ м}^2,$$

где V_n – расчётная скорость фильтрования, по таблице П10 Приложения принимаем $V_n = 11 \text{ м/ч}$;

ω_1 – интенсивность подачи воды для первоначального взрыхления, принимаем $\omega_1 = 7 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$;

ω_2 – интенсивность подачи воды для водо-воздушной промывке, принимаем $\omega_2 = 4 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$;

ω_3 – интенсивность подачи воды на отмывку фильтра, принимаем $\omega_3 = 6 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$.

По таблице П11 Приложения принимаем $D_{\phi} = 2600 \text{ мм}$, следовательно, площадь одного напорного фильтра составит: $f_{\phi 1} = 5,31 \text{ м}^2$.

Находим количество фильтров:

$$N_{\phi} = \frac{f_{\phi}}{f_{\phi 1}} = \frac{111,1}{5,31} = 20,9 \approx 21 \text{ шт.}$$

Так как количество фильтров более десяти принимаем дополнительно два резервных фильтра.

2) Подбор состава загрузки фильтра.

Состав фильтрующей загрузки подбираем согласно данным таблицы П10 Приложения. Материал загрузки напорных фильтров принимаем кварцевый песок с крупностью зёрен 0,8 – 1,8 мм. Высоту фильтрующего слоя принимаем 1 м.

3) Расчёт распределительной системы.

Определяем расход промывной воды по формуле (223):

$$q_{np} = 5,31 \cdot 7 = 37,17 \text{ л/с} \approx 0,037 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Рассчитываем диаметр стального коллектора распределительной системы по формуле (224):

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,037}{3,14 \cdot 1,1}} = 0,207 \text{ м},$$

где $V_{кол}$ – скорость движения воды в коллекторе, принимаем $V_{кол} = 1,1 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр коллектора $d_{кол} = 200 \text{ мм}$ и уточняем скорость в нём:

$$V_{кол}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{np}}{\pi \cdot d_{кол}^2} = \frac{4 \cdot 0,037}{3,14 \cdot 0,2^2} = 1,2 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемой скорости движения воды в коллекторе $V_{кол} = 1,0 – 1,2 \text{ м/с}$.

С каждой стороны коллектора размещается по 6 ответвлений ($n_{отв} = 6$ шт) в виде горизонтальных стальных труб наружным диаметром 60 мм, привариваемых к коллектору под углом 90°. Расстояние между осями ответвлений по формуле (225) составит:

$$l_{отв} = \frac{2,6}{2 \cdot 6} = 0,217 \text{ м} \approx 220 \text{ мм}.$$

Расстояние между ответвлениями должно составлять 100 – 350 мм.

На штуцерах ответвлений крепятся фарфоровые щелевые колпачки. Отношение площади щелей в дренажных кол-

пачках к рабочей площади фильтра должно составлять 0,8 – 1,0%, тогда суммарная площадь отверстий составит:

$$\sum f_{\text{щ}} = 5,31 \cdot (0,008 \div 0,010) = 5,31 \cdot 0,008 = 4,25 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Общее число колпачков на ответвлениях распределительной системы при площади щелей в каждом колпачке $f_{\text{щ}} = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$:

$$n_{\kappa} = \frac{\sum f_{\text{щ}}}{f_{\text{щ}}} = \frac{4,25 \cdot 10^{-2}}{1,92 \cdot 10^{-4}} = 221,4 \approx 222 \text{ шт.}$$

Проверяем количество колпачков, приходящихся на 1 м² фильтра:

$$\frac{n_{\kappa}}{f_{\phi 1}} = \frac{222}{5,31} = 41,8 \approx 42 \text{ шт.},$$

данное соотношение должно быть не менее 35 – 40 шт.

Так как фильтр в плане имеет круглое сечение, то ответвления будут разной длины. Длины ответвлений принимаем:

$$l_1^{\text{отв}} = 5,31/2 - 1 \cdot 0,13 = 2,53 \text{ м};$$

$$l_2^{\text{отв}} = 5,31/2 - 2 \cdot 0,13 = 2,40 \text{ м};$$

$$l_3^{\text{отв}} = 5,31/2 - 3 \cdot 0,13 = 2,27 \text{ м};$$

$$l_4^{\text{отв}} = 5,31/2 - 4 \cdot 0,13 = 2,14 \text{ м};$$

$$l_5^{\text{отв}} = 5,31/2 - 5 \cdot 0,13 = 2,01 \text{ м};$$

$$l_6^{\text{отв}} = 5,31/2 - 6 \cdot 0,13 = 1,88 \text{ м}.$$

Суммарная длина всех ответвлений распределительной системы согласно формуле (226) составит:

$$\sum l_{\text{отв}} = 4 \cdot (2,53 + 2,40 + 2,27 + 2,14 + 2,01 + 1,88) = 52,92 \text{ м}.$$

Находим расстояние между дренажными колпачками по формуле (227):

$$l_{\kappa} = \frac{52,92}{222} = 0,238 \text{ м} \approx 240 \text{ мм}.$$

На наиболее длинных ответвлениях (в центре фильтра) $l_{омб} = 2,53$ м устанавливаем 15 колпачков ($n_{\kappa}^{омб} = 15$), на втором ответвлении от центра фильтра – 13 колпачков, на третьем – 11 колпачков, на четвёртом и пятом – 9 колпачков, а на наиболее коротких ответвлениях $l_{омб} = 1,88$ м – по 8 колпачков ($n_{\kappa}^{омб} = 8$). Всего размещено колпачков: $n_{\kappa} = 4 \cdot (15 + 13 + 11 + 9 + 9 + 8) = 224$ колпачка (по расчёту требуется не менее 222 колпачков).

Рассчитываем расход промывной воды на один колпачок по формуле (228):

$$q_{\kappa} = \frac{0,037}{222} = 1,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с} = 0,17 \text{ л/с}.$$

Определяем расход промывной воды, приходящейся на наиболее длинное ответвление с числом колпачков $n_{\kappa}^{омб} = 15$:

$$q_{омб}^{\partial л} = n_{\kappa}^{омб} \cdot q_{\kappa} = 15 \cdot 0,17 = 2,55 \text{ л/с} \approx 2,6 \text{ л/с}.$$

По данному расходу и скорости в ответвлении ($V_{омб} = 1,8 - 2,0$ м/с) по /4/ определяем диаметр ответвления: $d_{омб} = 40$ мм, фактическая скорость в ответвлении $V_{омб} = 2,07$ м/с.

Скорость промывной воды, проходящей щели колпачка, рассчитываем по формуле (229):

$$V_{щ} = \frac{1,67 \cdot 10^{-4}}{1,92 \cdot 10^{-4}} = 0,87 \text{ м/с}.$$

4) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывки фильтра.

Отвод промывной воды с напорного фильтра производится с помощью водосборной воронки.

Диаметр воронки определяем по формуле (230):

$$d_{\text{в}} = 0,20 \cdot 2,6 = 0,52 \text{ м}.$$

Принимаем диаметр водосборной воронки $d_{\text{в}} = 600$ мм.

5) Определение потерь напора при промывке фильтра.

Потери напора в фильтре складываются из следующих величин:

Потери напора в щелях дренажного колпачка распределительной системы фильтра определяем по формуле (231):

$$h_{pc}^k = \frac{0,87^2}{0,5^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,154 \text{ м.}$$

Суммарные потери на наиболее длинном боковом ответвлении, где размещено 15 щелевых колпачков, согласно формуле (232) составят:

$$h_{pc} = 15 \cdot 0,154 = 2,310 \text{ м.}$$

Потери напора в фильтрующем слое принимаем по формуле (233):

$$h_{fc} = 10 \text{ м.}$$

Суммарные потери напора по (234):

$$\sum h = 2,31 + 10 = 12,31 \text{ м.}$$

Необходимый напор промывного насоса согласно формуле (235) принимаем:

$$H_n \geq 12,31 \text{ м.}$$

Производительность промывных насосов по (236) составит:

$$Q_n = 0,037 \text{ м}^3/\text{с} = 133,2 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице V.25 /3/ принимаем насос марки 6К-8б. Параметры насоса: подача $Q_n = 106 - 170 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 26 - 18 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 22 \text{ кВт}$.

6) Подбор воздуходувки.

Необходимую производительность воздуходувки Рассчитываем по формуле (218), принимая $\omega_g = 24 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{м}^2)$:

$$q_{возд} = 0,06 \cdot 24 \cdot 5,31 = 7,65 \text{ м}^3/\text{мин.}$$

Давление, развиваемое воздуходувкой, определяем по формуле (219):

$$p_{\text{возд}} \geq \frac{12,31}{102} = 0,121 \text{ МПа},$$

К установке, согласно таблице ПЗ Приложения, принимаем одну воздухоудовки марки ВК-12 (производительностью $Q_{\text{в}} = 9,6 \text{ м}^3/\text{мин}$) с избыточным давлением $P_{\text{в}} = 14 \text{ м} = 0,137 \text{ МПа}$.

Диаметр трубопровода, подводящего воздух определяем по формуле (220):

$$d_{\text{в}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1274}{3,14 \cdot 16}} = 0,101 \text{ м},$$

где $q_{\text{в}}$ – расход воздуха, находим по формуле (221):

$$q_{\text{в}} = 24 \cdot 5,31 = 127,44 \text{ л/с} = 0,1274 \text{ м}^3/\text{с};$$

$V_{\text{в}}$ – скорость движения воздуха в трубе, принимаем $V_{\text{в}} = 16 \text{ м/с}$.

Принимаем диаметр трубопровода, подводящего воздух $d_{\text{в}} = 100 \text{ мм}$ и уточняем скорость движения воздуха:

$$V_{\text{в}} = \frac{4 \cdot q_{\text{в}}}{\pi \cdot d_{\text{в}}^2} = \frac{4 \cdot 0,1274}{3,14 \cdot 0,1^2} = 16,2 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{в}} = 15 - 20 \text{ м/с}$.

9 РАСЧЁТ КОНТАКТНЫХ ОСВЕТИТЕЛЕЙ

Контактные осветлители применяются в одноступенчатых реагентных схемах очистки воды для осветления и обесцвечивания. Контактный осветлитель совмещает функции камеры хлопьеобразования, отстойника и скорого фильтра. Его действие основано на принципе «контактной коагуляции». Конструктивно контактные осветлители близки к скорым фильтрам, но вода с добавлением коагулянта фильтруется через слой зернистой загрузки снизу вверх, т.е. в направлении убывания крупности зёрен в слое.

Такая организация процесса позволяет уменьшить площадь очистных сооружений при строительстве более чем в два раза, увеличить продолжительность фильтроцикла, снизить дозу коагулянта на 20 – 30%, упростить технологический процесс. Таким образом, сокращаются как капитальные, так и эксплуатационные затраты.

Применяют контактные осветлители двух типов: с безгравийной загрузкой, промываемые только водой; с гравийно-песчанной загрузкой, промываемые водой и воздухом.

Использовать контактные осветлители рекомендуется при любой производительности станции для осветления воды с содержанием взвешенных веществ не более 150 г/м^3 и цветностью не выше 150° .

Промывка контактных осветлителей может осуществляться как очищенной, так и неочищенной водой с содержанием взвешенных веществ не более 10 г/м^3 .

Для равномерного распределения воды по площади контактных осветлителей используют как распределительные системы большого сопротивления с гравийными подстилающими слоями, так и безгравийную распределительную систему. Профильтрованная вода отводится через сборные желоба с треугольными водосливами (см. раздел 8.2).

Для предотвращения попадания в распределительную систему и загрузку осветлителей плавающих частиц, водорослей, рыбы, песка, крупного ила, а также для выделения возду-

ха перед ними устраивают входные камеры. В камерах устанавливают съёмные сетки с отверстиями 2 – 4 мм для задержания плавающих предметов.

Для защиты распределительных систем от загрязнения после входных камер могут использоваться барабанные сетки или микрофильтры для грубого процеживания воды.

Основные характеристики контактных осветлителей рекомендуется принимать по данным таблицы 5.

Таблица 5 – Характеристика контактных осветлителей

Наименование показателя		Осветлитель КО-1		Осветлитель КО-3	
		безгравийный	с гравием	безгравийный	с гравием
1		2	3	4	5
Высота гравийных слоёв (м) при крупности зёрен, мм	32 – 16	–	0,18 – 0,28	–	0,20 – 0,30
	16 – 8	–	0,10 – 0,15	–	0,10 – 0,15
	8 – 4	–	0,10 – 0,15	–	0,15 – 0,20
Высота слоя песка (м) при крупности зёрен, мм	4 – 2	0,3 – 0,4	0,05 – 0,10	0,4 – 0,5	0,3 – 0,4
	2 – 1,2	1,0 – 1,2	0,8 – 1,0	1,2 – 1,3	1,2 – 1,3
	1,2 – 0,7	0,8 – 1,0	1,0 – 1,2	0,8 – 1,0	0,8 – 1,0
Эквивалентный диаметр зёрен песка, мм		1,1 – 1,4	0,9 – 1,1	1,1 – 1,4	1,1 – 1,4
Скорость фильтрования при нормальном режиме, м/ч		4,0 – 5,0	5,0 – 5,5	4,0 – 5,0	5,0 – 5,5
Скорость фильтрования при форсированном режиме, м/ч		5,0 – 5,5	5,5 – 6,0	5,0 – 5,5	5,5 – 6,0
Промывка водой:					
продолжительность, мин		7 – 8	7 – 8	–	–
интенсивность, л/(с·м ²)		15 – 18	15 – 18	–	–
продолжительность сброса первого фильтрата при промывке очищенной водой, мин		10 – 12	10 – 12	–	–

1	2	3	4	5
продолжительность сброса первого фильтрата при промывке неочищенной водой, мин	12 – 15	12 – 15	–	–
Промывка водой и воздухом:	–	–	1 – 2	1 – 2
1 этап – взрывление загрузки:				
продолжительность, мин				
интенсивность подачи воздуха, л/(с·м ²)	–	–	18 – 20	18 – 20
2 этап – совместная водо-воздушная промывка:	–	–	6 – 7	6 – 7
продолжительность, мин				
интенсивность подачи воздуха, л/(с·м ²)				
интенсивность подачи воды, л/(с·м ²)	–	–	3,0 – 3,5	3,0 – 3,5
3 этап – дополнительная промывка:	–	–	5 – 7	5 – 7
продолжительность, мин				
интенсивность подачи воды, л/(с·м ²)				
Продолжительность сброса первого фильтрата:	–	–	10 – 12	10 – 12
при промывке очищенной водой, мин				
при промывке неочищенной водой, мин				

Порядок расчёта контактных осветлителей следующий:

1) Расчёт входной камеры.

Входные камеры предусматривают на станциях с контактными осветлителями. Они предназначены для создания необходимого напора перед барабанными сетками или микро-фильтрами, смешения воды с реагентами и выделения пузырьков воздуха из воды. Во входной камере должно быть не менее двух отделений.

Определяют объём входной камеры:

$$W_{\text{вхк}} = \frac{Q_{\text{полезн}} \cdot t_{\text{вхк}}}{24 \cdot 60}, \quad (237)$$

где $t_{\text{вхк}}$ – продолжительность пребывания воды во входной камере, $t_{\text{вхк}} \geq 5$ мин.

Принимают высоту слоя воды в камере $h_{\text{г}} = 2,5 - 3,0$ м и рассчитывают площадь камеры:

$$f_{\text{вхк}} = \frac{W_{\text{вхк}}}{h_{\text{г}}}. \quad (238)$$

Исходя их площади определяют размеры камеры в плане ($a \times b$).

Во входной камере устанавливают съёмные вертикальные сетки с отверстиями 2 – 4 мм.

Рассчитывают рабочую площадь сеток:

$$f_{\text{с}} = \frac{q}{3600 \cdot V_{\text{с}}}, \quad (239)$$

где $V_{\text{с}}$ – скорость прохода воды через сетки, $V_{\text{с}} = 0,2 - 0,3$ м/с.

Входная камера оборудуется устройствами для подъёма и промывки сеток, спускной и переливной трубами.

Нижняя часть камеры имеет наклонные стенки под углом $\alpha = 50^\circ - 60^\circ$ к горизонтали. Определяют высоту конической части камеры:

$$h_{\text{кон}} = \frac{b}{2 \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \alpha)}. \quad (240)$$

Полная высота камеры составит:

$$h_{\text{вхк}} = h_{\text{г}} + h_{\text{кон}}. \quad (241)$$

2) Определение площади и размеров контактного осветлителя.

Определяют необходимую площадь контактных осветлителей:

При водо-воздушной промывке:

$$f_{ко} = \frac{Q_{полезн}}{T \cdot V_n - n \cdot (3,6 \cdot \omega_1 \cdot t_1 + 3,6 \cdot \omega_2 \cdot t_2 + t_3 \cdot V_n + t_4 \cdot V_n)}, \quad (242)$$

где n – число промывок каждого контактного осветлителя в сутки, $n = 2 - 3$;

ω_1 – интенсивность подачи воды во время совместной водо-воздушной промывки контактного осветлителя, принимается в зависимости от вида контактного осветлителя по таблице 5, л/(с·м²);

t_1 – продолжительность совместной водо-воздушной промывки (по таблице 5), ч;

ω_2 – интенсивность подачи воды на отмывку контактного осветлителя (по таблице 5), л/(с·м²);

t_2 – продолжительность отмывки водой (по таблице 5), ч;

t_3 – время сброса первого фильтрата (по таблице 5), ч;

t_4 – время простоя контактного осветлителя в связи с промывкой, $t_4 = 0,33$ ч.

При промывке водой:

$$f_{ко} = \frac{Q_{полезн}}{T \cdot V_n - n \cdot (3,6 \cdot \omega_1 \cdot t_1 + t_3 \cdot V_n + t_4 \cdot V_n)}, \quad (243)$$

где ω_1 – интенсивность подачи воды при промывке, принимается в зависимости от вида контактного осветлителя по таблице 5, л/(с·м²).

Находят количество контактных осветлителей по формуле (154), рассчитывают площадь одного контактного осветлителя, определяют его размеры в плане (округляя размеры в плане до десятых долей метра) ($b \times l$) и уточняют фактическую площадь одного контактного осветлителя $f_{ко1}$ и всех контактных осветлителей.

Далее порядок расчёта аналогичен расчёту скорого фильтра с промывкой водой. При этом необходимо учесть следующее.

В контактных осветлителях с поддерживающими слоями и водовоздушной промывкой следует проектировать трубчатые распределительные системы для подачи воды и воздуха.

Расчёт дренажной системы для распределения воды проводится на расход промывной воды:

$$q_{np} = \omega_2 \cdot f_{\kappa 01}. \quad (244)$$

Расчёт воздушной распределительной системы проводят исходя из расхода воздуха для продувки одного контактного осветлителя, определяемого по формуле:

$$q_g = \omega_g \cdot f_{\kappa 01}, \quad (245)$$

где ω_g – интенсивность подачи воздуха, принимается в зависимости от типа контактного осветлителя по таблице 5.

Количество ответвлений от воздушного коллектора определяется из расчёта расстояния между осями ответвлений 250 – 300 мм. Диаметр ответвлений принимается исходя из скорости движения воздуха $V_g = 15 - 20$ м/с.

Суммарная площадь отверстий в ответвлении должна составлять 30 – 35% площади поперечного сечения ответвления. Диаметр отверстий в ответвлениях принимают $d_o = 2 - 5$ мм. Расстояние между отверстиями должно составлять $l_o = 100 - 200$ мм. Скорость выхода воздуха из отверстий распределительной системы должна быть $V_o = 40 - 50$ м/с.

Скорость движения воздуха в коллекторе должна быть такой же, как в ответвлениях.

В контактных осветлителях без поддерживающих слоёв предусматривают трубчатую распределительную систему, под трубами ответвлений устраивают ячейки, охватывающие одно или два отверстия. Для этого вдоль боковых образующих этих труб приваривают вертикальные шторки, между которыми привариваются поперечные перегородки, разделяющие подтрубное пространство на ячейки. Данную распределительную систему проектируют в соответствии с п. 6.134 и таблицей 27/1/.

Для отвода промывной воды в контактных осветлителях с поддерживающими слоями и водо-воздушной промывкой предусматривают систему горизонтального отвода (расчёт горизонтальной системы приведён в разделе 8.2). В осветлителях без поддерживающих слоёв промывная вода отводится желобами, как в скорых фильтрах. Над кромками желобов предусматривают пластины с треугольными вырезками высотой и шириной по 50 – 60 мм, расстояние между их осями 100 – 150 мм. Устройство и расчёт желобов производится согласно п. 6.135 /1/.

3) Расчёт баков промывной воды.

Специальные баки промывной воды проектируют из расчёта расхода воды на промывку одного контактного осветлителя:

$$W_{np} = \frac{f_{kol} \cdot 60 \cdot (\omega_1 \cdot t_1 + \omega_2 \cdot t_2)}{1000}. \quad (246)$$

Ёмкость баков рассчитывается на две промывки. Исходя из объёма определяют размеры бака промывной воды.

4) Для опорожнения контактного осветлителя в нижней части коллектора распределительной системы устраивают трубопровод с запорным устройством диаметром, обеспечивающим скорость потока воды в осветлителе с поддерживающими слоями не более 2 м/ч, и не более 0,2 м/ч – без поддерживающих слоёв.

Пример 15. Рассчитать контактный осветлитель с водо-воздушной промывкой при производительности станции очистки $Q_{ползн} = 58\,000 \text{ м}^3/\text{сут.}$

1) Расчёт входной камеры.

Входные камеры предусматривают на станциях с контактными осветлителями. Они предназначены для создания необходимого напора перед барабанными сетками или микро-фильтрами, смешения воды с реагентами и выделения пузырьков воздуха из воды. Во входной камере должно быть не менее двух отделений.

Определяем объём входной камеры по формуле (237):

$$W_{\text{вхк}} = \frac{58000 \cdot 5}{24 \cdot 60} = 201,39 \text{ м}^3,$$

где $t_{\text{вхк}}$ – продолжительность пребывания воды во входной камере, принимаем $t_{\text{вхк}} = 5$ мин.

Принимаем две входные камеры, тогда объём одной камеры составит:

$$W_{\text{вхк}} = \frac{W_{\text{вхк}}}{n_{\text{вхк}}} = \frac{201,39}{2} = 100,70 \text{ м}^3,$$

принимая высоту слоя воды в камере $h_{\text{с}} = 3,0$ м и рассчитываем площадь камеры по формуле (238):

$$f_{\text{вхк}} = \frac{100,7}{3,0} = 33,57 \text{ м}^2.$$

Исходя их площади принимаем размеры камеры в плане $a \times b = 5,8 \times 5,8$ м.

Во входной камере устанавливают съёмные вертикальные сетки с отверстиями 2 – 4 мм.

Находим рабочую площадь сеток по формуле (239):

$$f_{\text{с}} = \frac{2416,67}{3600 \cdot 0,2} = 3,37 \approx 3,4 \text{ м}^2,$$

где q – часовая производительность станции очистки,

$$q = \frac{Q_{\text{полезн}}}{24} = \frac{58000}{24} = 2416,67 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$V_{\text{с}}$ – скорость прохода воды через сетки, принимаем $V_{\text{с}} = 0,2$ м/с.

Входная камера оборудуется устройствами для подъёма и промывки сеток, спускной и переливной трубами.

Определяем высоту конической части камеры по формуле (240):

$$h_{\text{кон}} = \frac{5,8}{2 \cdot \text{tg}(90^\circ - 50^\circ)} = 3,46 \approx 3,5 \text{ м},$$

где α – угол наклона нижних стенок камеры, принимаем $\alpha = 50^\circ$.

Полная высота камеры согласно формуле (241) составит:

$$h_{\text{вхк}} = 3,0 + 3,5 = 6,5 \text{ м.}$$

2) Определение площади и размеров контактного осветлителя.

Принимаем к установке контактные осветлители с водо-воздушной промывкой с гравием типа КО-3.

Определяем необходимую площадь контактных осветлителей по формуле (242):

$$f_{\text{ко}} = \frac{58000}{24 \cdot 5 - 2 \cdot (3,6 \cdot 3,5 \cdot 0,1 + 3,6 \cdot 6 \cdot 0,117 + 0,2 \cdot 5 + 0,33 \cdot 5)} = 541,42 \text{ м}^2,$$

где n – число промывок каждого контактного осветлителя в сутки, принимаем $n = 2$;

V_n – скорость фильтрования при нормальном режиме, по таблице 5 принимаем $V_n = 5,0 \text{ м/ч}$;

ω_1 – интенсивность подачи воды во время совместной водо-воздушной промывки контактного осветлителя, по таблице 5 принимаем $\omega_1 = 3,5 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$;

t_1 – продолжительность совместной водо-воздушной промывки, по таблице 5 принимаем $t_1 = 6 \text{ мин} = 0,1 \text{ ч}$;

ω_2 – интенсивность подачи воды на отмывку контактного осветлителя, по таблице 5 принимаем $\omega_2 = 6 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$;

t_2 – продолжительность отмывки водой, по таблице 5 принимаем $t_2 = 7 \text{ мин} = 0,117 \text{ ч}$;

t_3 – время сброса первого фильтрата, по таблице 5 при промывке неочищенной водой принимаем $t_3 = 12 \text{ мин} = 0,2 \text{ ч}$.

Находим количество контактных осветлителей на станции по формуле (154):

$$N_{\text{ко}} = 0,5 \cdot \sqrt{541,42} = 11,6 \approx 12 \text{ шт.}$$

Определяем площадь одного контактного осветлителя:

$$f_{\text{ко1}} = \frac{f_{\text{ко}}}{N_{\text{ко}}} = \frac{541,42}{12} = 45,12 \text{ м}^2.$$

Размеры одного контактного осветлителя в плане принимаем: $b \times l = 6,0 \times 7,2 \text{ м}$. Тогда фактическая площадь одного контактного осветлителя:

$$f_{\text{ко1}} = 6,0 \cdot 7,2 = 43,20 \text{ м}^2,$$

а фактическая площадь всех контактных осветлителей:

$$f_{\text{ко}} = f_{\text{ко1}} \cdot N_{\text{ко}} = 43,20 \cdot 12 = 518,4 \text{ м}^2.$$

Так как, $f_{\text{ко1}} > 40 \text{ м}^2$, принимаем контактный осветлитель с центральным сборным каналом, разделяющим его на два отделения; размер каждого отделения в плане принимаем $b_{\text{омд}} \times l_{\text{омд}} = 3,0 \times 3,6 \text{ м}$, а площадь каждого отделения – $f_{\text{омд}} = 9,30 \text{ м}^2$.

2) Проверка скоростей фильтрации.

Уточняем скорости фильтрования. Скорость фильтрования при нормальном режиме составит:

$$V_{\text{н}} = \frac{58000 + 3,6 \cdot 2 \cdot (3,5 \cdot 0,1 + 6 \cdot 0,117) \cdot 43,20 \cdot 12}{43,20 \cdot 12 \cdot (24 - 2 \cdot 0,2 - 2 \cdot 0,33)} = 5,21 \text{ м/ч},$$

что соответствует рекомендуемому пределу скоростей для КО-3 ($V_{\text{н}} = 5,0 - 5,5 \text{ м/ч}$ – таблица 5).

Скорость при форсированном режиме согласно формуле (156):

$$V_{\text{ф}} = 5,21 \cdot \frac{12}{12 - 1} = 5,68 \text{ м/ч}.$$

Скорость при форсированном режиме, также соответствует рекомендуемому пределу ($V_{\text{ф}} = 5,5 - 6,0 \text{ м/ч}$ – таблица 5).

3) Подбор состава загрузки контактного осветлителя.

Согласно данным таблице 5 принимаем фильтрующий слой – кварцевый песок ($d_{\min} / d_{\max} = 0,7 / 1,2$ мм, $d_{\text{эке}} = 1,1 - 1,4$ мм), $H_{\text{фс}} = 0,9$ м.

Поддерживающий слой – гравий, он имеет общую высоту $H_{\text{нс}} = 0,5$ м и следующую структуру снизу вверх:

диаметр зёрен $d = 4 - 8$ мм – высота $h = 0,15$ м;

диаметр зёрен $d = 8 - 16$ мм – высота $h = 0,15$ м;

диаметр зёрен $d = 16 - 32$ мм – высота $h = 0,2$ м.

4) Расчёт распределительной (дренажной) системы.

Распределительная система для воды.

Распределительная система предназначена как для распределения фильтруемой воды, так и для распределения промывной воды по площади фильтра.

Принимаем распределительную систему большого сопротивления в виде стальных перфорированных труб.

Определяем расход промывной воды на один контактный осветлитель (одновременно промываются два отделения) по формуле (244):

$$q_{\text{пр}} = 6 \cdot 43,2 = 259,2 \text{ л/с} = 0,259 \text{ м}^3/\text{с}.$$

При наличии двух отделений на каждый коллектор распределительной системы контактного осветлителя приходится расход:

$$q_{\text{кол}} = q_{\text{пр}} / 2 = 259,2 / 2 = 129,6 \text{ л/с} = 0,130 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Рассчитываем диаметр входного коллектора по формуле (159):

$$d_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,130}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,41 \text{ м},$$

где $V_{\text{кол}}$ – скорость в начале коллектора, принимаем $V_{\text{кол}} = 1,0$ м/с.

Принимаем стандартный диаметр коллектора $d_{\text{кол}} = 400$ мм и уточняем скорость в коллекторе:

$$V_{\text{кол}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{кол}}}{\pi \cdot d_{\text{кол}}^2} = \frac{4 \cdot 0,130}{3,14 \cdot 0,4^2} = 1,04 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{кол}} = 0,8 - 1,2 \text{ м/с}$.

Находим общее количество ответвлений в каждом отделении контактного осветлителя по формуле (160):

$$n_{\text{отв}} = 2 \cdot \frac{3,0}{0,25} = 24 \text{ шт},$$

где $l_{\text{отв1}}$ – расстояние между ответвлениями, принимаем $l_{\text{отв1}} = 0,25 \text{ м}$.

Расход воды, приходящийся на одно ответвление по формуле (161) составит:

$$q_{\text{отв}} = \frac{0,130}{24} = 0,005 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Определяем диаметр одного ответвления:

$$d_{\text{отв}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 1,8}} = 0,06 \text{ м},$$

где $V_{\text{отв}}$ – скорость движения воды в ответвлении, принимаем $V_{\text{отв}} = 1,8 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_{\text{отв}} = 60 \text{ мм}$ и уточняем фактическую скорость в ответвлении:

$$V_{\text{отв}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{отв}}}{\pi \cdot d_{\text{отв}}^2} = \frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 0,06^2} = 1,77 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{отв}} = 1,6 - 2,0 \text{ м/с}$.

Длина каждого ответвления по (162) составит:

$$l_{\text{отв}} = \frac{3,6 - 0,43}{2} = 1,59 \approx 1,6 \text{ м},$$

где $d_{\text{кол}}^n$ – наружный диаметр коллектора, $d_{\text{кол}}^n = 0,43 \text{ м}$.

В нижней части ответвления располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади контактного осветлителя должно составлять: в контактных ос-

ветлителях с гравийными поддерживающими слоями – 0,2%; без поддерживающих слоёв – 0,25 – 0,27%, тогда суммарная площадь отверстий составит:

$$\sum f_o = f_{omd} \cdot 0,002 = 9,3 \cdot 0,002 = 1,86 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстия $d_o = 10$ мм, при этом площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,010^2}{4} = 7,85 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в распределительной системе контактного осветлителя:

$$n_o = \sum f_o / f_o = 1,86 \cdot 10^{-2} / (7,85 \cdot 10^{-5}) = 236,9 \approx 237 \text{ шт.}$$

Количество отверстий, приходящихся на одно ответвление:

$$n_o^{ome} = n_o / n_{ome} = 237 / 24 = 9,9 \approx 10 \text{ шт.}$$

Тогда расстояние между отверстиями:

$$l_o = l_{ome} / n_o^{ome} = 1,6 / 10 = 0,16 \text{ м} \approx 160 \text{ мм.}$$

Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах 150 – 200 мм.

Воздушная распределительная система.

Расход воздуха для продувки одного контактного осветлителя (воздух подаётся на два отделения) определяем по формуле (245):

$$q_{\epsilon} = 19 \cdot 43,2 = 820,8 \text{ л/с} = 0,821 \text{ м}^3/\text{с},$$

где ω_{ϵ} – интенсивность подачи воздуха, принимаем в зависимости от типа контактного осветлителя (КО-3) по таблице 5 $\omega_{\epsilon} = 18 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$.

Расход воздуха на коллектор воздушной распределительной системы в каждом отделении контактного осветлителя составит:

$$q_{\epsilon}^{кол} = q_{\epsilon} / 2 = 820,8 / 2 = 410,4 \text{ л/с} = 0,214 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Рассчитываем диаметр входного коллектора для воздуха:

$$d_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot 17}} = 0,13 \text{ м},$$

где $V_{\text{кол}}$ – скорость воздуха в коллекторе, принимаем $V_{\text{кол}} = 17 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр коллектора $d_{\text{кол}} = 125 \text{ мм}$ и уточняем скорость в коллекторе:

$$V_{\text{кол}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{нр}}}{\pi \cdot d_{\text{кол}}^2} = \frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot 0,125^2} = 17,45 \text{ м/с},$$

что соответствует рекомендуемому пределу $V_{\text{кол}} = 15 - 20 \text{ м/с}$.

Находим общее количество ответвлений в контактном осветлителе по формуле (160):

$$n_{\text{отв}} = 2 \cdot \frac{3,0}{0,3} = 20 \text{ шт},$$

где $l_{\text{отв1}}$ – расстояние между ответвлениями, принимаем

$$l_{\text{отв1}} = 0,3 \text{ м}.$$

Расход воды на одно ответвление составит:

$$q_{\text{отв}} = \frac{0,214}{20} = 0,011 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Определяем диаметр одного ответвления:

$$d_{\text{отв}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,011}{3,14 \cdot 18}} = 0,03 \text{ м},$$

где $V_{\text{отв}}$ – скорость движения воды в ответвлении, принимаем $V_{\text{отв}} = 18 \text{ м/с}$.

Принимаем стандартный диаметр $d_{\text{отв}} = 32 \text{ мм}$ и уточняем фактическую скорость в ответвлении:

$$V_{\text{отв}}^{\phi} = \frac{4 \cdot q_{\text{отв}}}{\pi \cdot d_{\text{отв}}^2} = \frac{4 \cdot 0,011}{3,14 \cdot 0,032^2} = 13,68 \text{ м/с},$$

данная скорость отклоняется от рекомендуемого предела $V_{\text{отв}} = 15 - 20 \text{ м/с}$ менее, чем на 15%.

Длина каждого ответвления составит:

$$l_{отв} = \frac{3,6 - 0,155}{2} = 3,52 \text{ м},$$

где $d_{кол}''$ – наружный диаметр коллектора, $d_{кол}'' = 0,155 \text{ м}$.

В нижней части ответвления располагают отверстия в шахматном порядке под углом 45° к низу от вертикали.

Отношение площади всех отверстий к рабочей площади ответвления должно составлять 30 – 35%, тогда суммарная площадь отверстий на одном ответвлении составит:

$$\sum f_o = \frac{\pi \cdot d_{отв}^2}{4} \cdot (0,3 \div 0,35) = \frac{3,14 \cdot 0,032^2}{4} \cdot 0,35 = 2,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Принимаем диаметр одного отверстия $d_o = 3 \text{ мм}$, при этом площадь одного отверстия:

$$f_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,003^2}{4} = 7,07 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2.$$

Общее количество отверстий в ответвлении:

$$n_o = \sum f_o / f_o = 2,81 \cdot 10^{-4} / (7,07 \cdot 10^{-6}) = 39,7 \approx 40 \text{ шт.}$$

Количество отверстий приходящееся на ответвление в каждом отделении:

$$n_o^{омд} = 40 / 2 = 20 \text{ шт.}$$

Тогда расстояние между отверстиями:

$$l_o = l_{отв} / n_o^{омд} = 3,52 / 20 = 0,176 \text{ м} \approx 180 \text{ мм}.$$

Расстояние между осями отверстий должно быть в пределах 100 – 200 мм.

5) Расчёт устройств для сбора и отвода воды при промывке контактного осветлителя.

Возможно запроектировать систему горизонтального отвода промывной воды или систему водоотводящих желобов.

Система горизонтального отвода промывной воды.

При водо-воздушной промывке применяется система горизонтального отвода промывной воды. Промывная воды с загрязнениями горизонтально направляется в сборный карман и отводится в сток. Во избежание выноса песка в карман над загрузкой устраивается пескоулавливающий желоб с наклон-

ными стенками. В нижней части желоба имеется продольная щель шириной 20 мм для возврата задержанного песка.

Водосливная стенка должна устраиваться под углом 45° в сторону канала, отбойная стенка располагается перпендикулярно водосливной. Верхняя кромка отбойной стенки должна быть ниже верхней кромки водосливной на 20 мм.

Нижняя кромка водосливной стенки должна быть на 30 мм перекрывать нижнюю кромку отбойной стенки.

Нижнюю кромку водосливной стенки надлежит принимать на 100 мм выше поверхности фильтрующей загрузки.

Направляющий выступ устанавливается под углом 45° к поверхности загрузки.

Система горизонтального отвода устраивается в каждом из двух отделений контактного осветлителя.

Расход промывной воды на 1 м водослива рассчитываем по формуле (197):

$$q_{np}^6 = 6 \cdot 3,6 = 21,6 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2\text{)}.$$

Конструктивные размеры устройства горизонтального отвода промывной воды определяют в зависимости от расхода q_{np}^6 по таблице 4: разность отметок верхней и нижней кромок водосливной стенки $H_1 = 280$ мм, разность отметок между верхними кромками стенок $\nabla = 22$ мм.

Система желобов.

Сбор и отвод загрязнённой воды при промывке фильтров осуществляется с помощью желобов, размещаемых над поверхностью фильтрующей загрузки.

Количество желобов $n_{жс}$ определяем из условия расстояния между их осями не более 2,2 м. Так как длина контактного осветлителя составляет 7,2 м, то принимаем количество желобов – $n_{жс} = 4$ шт (по два желоба на каждое отделение).

Уточняем расстояние между желобами:

$$l_{жс} = l_{ото} / n_{жс} = 3,6 / 2 = 1,8 \text{ м.}$$

Определяем расход промывной воды на один желоб по формуле (163):

$$q_{\text{жс}} = \frac{0,259}{4} = 0,065 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Ширину желоба находим по формуле (164):

$$B_{\text{жс}} = 2,1 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,065^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,36 \text{ м},$$

где k – коэффициент, принимаем желоб с треугольным основанием – пятиугольного сечения, $k = 2,1$;

a – отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его ширины, принимаем $a = 1,5$.

Высота прямоугольной части желоба по (165):

$$h_{\text{пр}} = 0,75 \cdot 0,36 = 0,27 \text{ м}.$$

Полезная высота желоба по формуле (166) составит:

$$h = 1,25 \cdot 0,36 = 0,45 \text{ м}.$$

Конструктивная высота желоба (с учётом толщины стенки) по (167):

$$h_{\text{к}} = 0,45 + 0,08 = 0,53 \text{ м}.$$

Высоту кромки желоба над поверхностью фильтрующей загрузки определяем по формуле (168):

$$H_{\text{жс}} = \frac{0,9 \cdot 30}{100} + 0,3 = 0,57 \text{ м},$$

где e – относительное расширение фильтрующей загрузки, для контактных осветлителей принимают $e = 25 - 30 \%$, принимаем $e = 25\%$.

$$H_{\text{жс}} > h_{\text{к}}.$$

6) Расход промывной воды.

Расход воды на промывку фильтра определяем по формуле (169):

$$p = \frac{(3,5 + 6) \cdot 43,20 \cdot 12 \cdot (6 + 7) \cdot 60}{2416,67 \cdot 11,25 \cdot 1000} \cdot 100 = 14,13 \%,$$

где q – часовая производительность станции,

$$q = Q_{\text{полезн}} / 24 = 58000 / 24 = 2416,67 \text{ м}^3/\text{ч};$$

T_p – продолжительность работы контактного осветлителя между двумя промывками, определяем по формуле (170):

$$T_p = 12 - (0,1 + 0,117 + 0,33 + 0,2) = 11,25 \text{ ч},$$

где T_o – продолжительность рабочего фильтроцикла, принимаем $T_o = 12$ ч.

7) Расчёт сборного кармана (канала).

Загрязнённая промывная вода из желобов фильтра свободно изливается в сборный карман, откуда отводится в сток. При отводе промывной воды с фильтра, сборный карман должен предотвращать создание подпора на выходе воды из желоба.

Определяем расстояние от дна желоба до дна сборного кармана по формуле (171):

$$h_{\text{кан}} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,259^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,62 \text{ м},$$

где $b_{\text{кан}}$ – минимальная допустимая ширина кармана, должна быть не менее $b_{\text{кан}} = 0,7$ м.

Площадь поперечного сечения канала по формуле (172) составит:

$$f_{\text{кан}} = 0,7 \cdot 0,62 = 0,434 \text{ м}^2.$$

При этом скорость движения воды в конце сборного канала по (173):

$$V_{\text{кан}} = \frac{0,259}{0,434} = 0,6 \text{ м/с}.$$

8) Определение диаметров трубопроводов.

Диаметры трубопроводов, подводящих и отводящих воду от фильтра, определяем по /4/ по величине соответствующих расходов и рекомендуемых скоростей движения воды.

Таблица – Расчёт трубопроводов станции фильтрования

Назначение трубопровода	Расход воды, л/с	Расчётная скорость, м/с	Диаметр трубопровода, мм	Рекомендуемая скорость, м/с
Подача осветляемой воды на все контактные осветлители	672	1,04	900	0,8 – 1,2
Подача осветляемой воды на один контактный осветлитель	61	0,80	300	0,8 – 1,2
Подача фильтрата в резервуар чистой воды (со всех контактных осветлителей)	672	1,32	800	1,0 – 1,5
Подача промывной воды в распределительную систему	260	1,95	400	1,0 – 2,0
Отвод промывной воды по сборному каналу	260	1,24	500	1,0 – 2,0
Отвод первого фильтрата с одного контактного осветлителя	61	1,15	250	1,0 – 1,5

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на все фильтры и подачи фильтрата в резервуар чистой воды (со всех фильтров):

$$Q_{\text{полезн}} = 58000 \text{ м}^3/\text{сут} = 671,3 \text{ л/с} \approx 672 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи осветляемой воды на один фильтры и отвода первого фильтрата с одного фильтра (размеры трубопроводов и каналов, обслуживающий каждый фильтр, необходимо принимать из условия форсированного режима работы, т.е. при выключении одного фильтра на промывку):

$$672/(N_{\text{ко}} - 1) = 672/(12 - 1) \approx 61 \text{ л/с};$$

Расход в трубопроводах подачи промывной воды в распределительную систему и отвода промывной воды по сборному каналу:

$$q_{np} = 259,2 \text{ л/с} \approx 260 \text{ л/с}.$$

9) Определение потерь напора при промывке контактного осветлителя.

Потери напора в контактном осветлителе складываются из следующих величин:

Потери напора в распределительной системе определяем по формуле (174):

$$h_{pc} = 75,36 \cdot \frac{1,04^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,77^2}{2 \cdot 9,81} = 4,314 \text{ м},$$

где $\xi_{кол}$ – коэффициент сопротивления коллектора, определяем по формуле (84):

$$\xi = \frac{2,2}{0,172^2} + 1 = 75,36,$$

где k_n – коэффициент перфорации:

$$k_n = \frac{n_o \cdot f_o}{\pi \cdot d_{кол}^2 / 4} = \frac{192 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{3,14 \cdot 0,4^2 / 4} = 0,172.$$

Потери напора в фильтрующем слое по (175):

$$h_{\phi c} = (0,76 + 0,017 \cdot 6) \cdot 0,9 = 0,776 \text{ м},$$

где a и b – параметры для песка, при крупности зёрен 0,5 – 1,0 мм: $a = 0,76$, $b = 0,017$.

Потери напора в поддерживающих гравийных слоях по (176):

$$h_{nc} = 0,022 \cdot 6 \cdot 0,5 = 0,066 \text{ м}.$$

Потери в трубопроводе, подводящем промывную воду к общему коллектору по (177) ($q = 260 \text{ л/с}$, $d = 400 \text{ мм}$; $V = 1,95 \text{ м/с}$; $i = 12,9 \cdot 10^{-3}$):

$$h_{mp} = 12,9 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 1,290 \text{ м},$$

где l_{np} – длина отводящего трубопровода, принимаем $l_{np} = 100$ м.

Потери напора на образование скорости во всасывающем и напорном трубопроводах насоса промывной воды определяем по формуле (178) (скорость в патрубках насоса $d = 400$ мм составит $V_n = 2,07$ м/с):

$$h_n = \frac{2,07^2}{2 \cdot 9,81} = 0,218 \text{ м.}$$

Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре по (179):

$$h_{mc} = (2 \cdot 0,984 + 0,260 + 0,500 + 0,920) \cdot \frac{1,95^2}{2 \cdot 9,81} = 0,707 \text{ м}$$

где количество колен принимаем два, задвижку – одну, вход во всасывающую трубу – один, тройник – один.

Определяем суммарные потери напора при промывке скорого фильтра по (180):

$$\sum h = 4,314 + 0,776 + 0,066 + 1,290 + 0,218 + 0,707 = 7,371 \text{ м.}$$

Определяем геометрическую высоту подъёма воды от дна резервуара чистой воды до верхней кромки желобов над фильтром по формуле (181):

$$h_z = 0,57 + 0,9 + 0,5 + 5,0 = 6,97 \text{ м,}$$

где $H_{pчв}$ – глубина воды в резервуаре чистой воды, принимаем $H_{pчв} = 5,0$ м.

Необходимый напор промывного насоса согласно формуле (182) составит:

$$H = 6,97 + 7,371 + 1,5 = 15,841 \text{ м,}$$

где h_3 – запас напора (на первоначальное загрязнение фильтра), $h_3 = 1,5$ м.

Производительность промывных насосов определяем по формуле (183):

$$Q = 6 \cdot 43,20 = 259,2 \text{ л/с} = 933,12 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

По таблице V.25 /3/ принимаем один насос для подачи промывной воды марки Д 1000-40 (14НДс). Параметры насоса: подача $Q_n = 1000 \text{ м}^3/\text{ч} = 277,8 \text{ л/с}$; напор $H = 40 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 160 \text{ кВт}$.

9) Подбор воздухоудовки.

Выбор марки воздухоудовки производится по максимальной производительности и максимальному давлению, которое приблизительно равно давлению промывной воды перед входом в фильтр.

Определяем необходимую производительность воздухоудовки по формуле (218):

$$q_{\text{возд}} = 0,06 \cdot 19 \cdot 43,2 = 49,25 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

Давление, развиваемое воздухоудовкой по формуле (219) составит:

$$p_{\text{возд}} \geq \frac{15,841}{102} = 0,155 \text{ МПа},$$

где H_n – максимальный напор промывного насоса,

$$H_n = 15,247 \text{ м}.$$

К установке, согласно таблице ПЗ Приложения, принимаем пять воздухоудовок марки ВК-12 (производительностью $Q_6 = 9,2 \text{ м}^3/\text{мин}$) и шесть воздухоудовок марки ВК-3 (производительностью $Q_6 = 0,55 \text{ м}^3/\text{мин}$) с избыточным давлением $P_6 = 16 \text{ м} = 0,157 \text{ МПа}$. Общий расход воздуха, подаваемый воздухоудовками составит:

$$q_{\text{возд}} = 5 \cdot 9,2 + 6 \cdot 0,55 = 49,3 \text{ м}^3/\text{мин} = 0,822 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр трубопровода, подводящего воздух определяем по формуле (220):

$$d_6 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,259}{3,14 \cdot 18}} = 0,13 \text{ м},$$

где q_6 – расход воздуха, находим по формуле (221):

$$q_6 = 19 \cdot 43,2 = 259,2 \text{ л/с} = 0,259 \text{ м}^3/\text{с};$$

V_{ϵ} – скорость движения воздуха в трубе, принимаем $V_{\epsilon} = 18 \text{ м/с}$.

Принимаем диаметр трубопровода, подводящего воздух $d_{\epsilon} = 125 \text{ мм}$ и уточняем скорость движения воздуха:

$$V_{\epsilon} = \frac{4 \cdot q_{\epsilon}}{\pi \cdot d_{\epsilon}^2} = \frac{4 \cdot 0,259}{3,14 \cdot 0,125^2} = 21,11 \text{ м/с},$$

что не превышает рекомендуемого предела $V_{\epsilon} = 15 - 20 \text{ м/с}$ более, чем на 15%.

10) Расчёт баков промывной воды.

Промывка контактных осветлителей производится неочищенной водой, для чего проектируем специальные баки промывной воды.

Расход воды на промывку одного контактного осветлителя находим по формуле (246):

$$W_{np} = \frac{43,2 \cdot 60 \cdot (3,5 \cdot 6 + 6 \cdot 7)}{1000} = 163,30 \text{ м}^3.$$

Ёмкость баков рассчитывается на две промывки, тогда общая ёмкость баков для промывки контактных осветлителей составит;

$$W_{np}^{общ} = 163,3 \cdot 2 = 326,6 \text{ м}^3.$$

Принимаем для промывки осветлителя два бака ёмкостью $163,84 \text{ м}^3$ каждый, размеры бака $6,4 \times 6,4 \times 4,0 \text{ м}$.

11) Для опорожнения контактного осветлителя в нижней части коллектора распределительной системы устраиваем трубопровод с запорным устройством диаметром, обеспечивающим скорость потока воды в осветлителе не более 2 м/ч .

10 РАСЧЕТ БАРАБАННЫХ ФИЛЬТРОВ

Для защиты распределительных систем осветителей от засорения могут использоваться барабанные фильтры для грубого процеживания воды.

Сетчатые барабанные фильтры располагают над входной камерой или сразу за камерой, установка их в отдельно стоящем здании допускается при обосновании.

Расход воды на собственные нужды барабанных сеток согласно п. 6.14 /1/ следует принимать 0,05% от расхода воды, подаваемой на станцию с контактными осветителями, для микрофильтров – 1,5%. Исходя из вышесказанного определяют расчётную производительность барабанных фильтров и по таблице П1 Приложения подбирают тип фильтра и их рабочее количество. Количество резервных фильтров принимают: при количестве рабочих 1 – 5 фильтров – один резервный; 6 – 10 – два резервных; более 11 – три.

По /4/ подбирают диаметр трубопровода, подводящего воду к сетчатым фильтрам исходя из расхода, приходящегося на один фильтр и скорости движения воды $V_{подв} \cong 1$ м/с.

Промывка фильтров производится водой, прошедшей сетки и подаваемой специальными насосами. Производительность промывного насоса принимается на подачу максимального расхода, равного 3% производительности сетчатых фильтров.

Напор промывного насоса определяют исходя из необходимости создания свободного напора в трубопроводе разбрызгивателей (10 – 15 мм вод.ст.), потерь напора в промывном трубопроводе и промывном устройстве.

Диаметр трубопровода, подающего промывную воду, определяют по /4/ исходя из расхода промывной воды и скорости $V_{пром} \leq 1,5$ м/с.

Сетчатые барабанные фильтры устанавливают в камерах с водосливной стенкой. Габаритные размеры камеры в плане находят по числу установленных в ней фильтров, тол-

щиной стенок камеры (200 мм), шириной входного канала и канала фильтрата (0,7 – 1,2 м).

Высота камеры определяется диаметром барабана сетчатого фильтра и глубиной погружения его в воду (обычно на $\frac{2}{3}$ фильтра). Размеры камеры приведены в таблице П1 Приложения.

11 РАСЧЁТ КОНТАКТНЫХ ПРЕФИЛЬТРОВ

Контактные префильтры (фильтры) применяют при двухступенчатом фильтровании для предварительной очистки воды перед скорыми фильтрами (второй ступени). Контактные префильтры возможно применять также в одноступенчатых схемах очистки, если содержание взвешенных веществ в исходной воде не превышает $50 - 60 \text{ г/м}^3$.

Конструкция контактных префильтров аналогична конструкции контактных осветлителей с поддерживающими гравийными слоями и водо-воздушной промывкой. Они также как и контактные осветлители работают по принципу контактной коагуляции, но направление фильтрования в них сверху вниз (как в обычных скорых фильтрах).

Для увеличения грязеемкости фильтрующую загрузку контактных префильтров делают двух- или многослойной, а также из крупнозернистого материала.

Характеристика контактных префильтров приведена в таблице 6.

Таблица 6 – Характеристика контактных префильтров

Параметры загрузки			Скорость фильтрования, м/ч	
высота слоёв кварцевого песка, м		эквивалентный диаметр зёрен, мм	при нормальном режиме	при форсированном режиме
при крупности зёрен 5 – 2 мм	при крупности зёрен 2 – 1 мм			
0,5 – 0,6	2,0 – 2,3	1,1 – 1,3	5,5 – 6,5	6,5 – 7,5

Грязеемкость контактных префильтров приблизительно такая же как у контактных осветлителей, а эксплуатационные затраты несколько ниже, кроме того при использовании контактных префильтров не требуется устройства сооружений для защиты распределительных систем от загрязнения (барбанных фильтров или микрофильтров).

Преимуществом контактных префильтров является возможность форсирования их работы путём повышения скорости фильтрования до 9 м/ч с одновременным увеличением

полезной подачи воды в водопроводную сеть в период максимального водопотребления.

Раствор коагулянта рекомендуется подавать в воду непосредственно перед поступлением её в фильтрующую загрузку контактных префильтров.

Порядок расчёта контактных префильтров следующий:

Определение расхода воды, поступающего в контактный префильтр.

Расход воды, поступающей на контактные префильтры, определяют по формуле:

$$Q_{кпф} = Q_{полезн} + 3,6 \cdot w \cdot n \cdot t_1 \cdot f_{\phi} . \quad (247)$$

Далее порядок расчёта аналогичен расчёту контактного осветлителя. При этом необходимо учесть следующее. Отвод воды в контактных префильтрах осуществляется системой желобов, режим промывки аналогичен режиму промывки контактных осветлителей, но она осуществляется неочищенной водой, для чего проектируют специальные баки (см. раздел 9).

12 РАСЧЕТ КРУПНОЗЕРНИСТЫХ ФИЛЬТРОВ

Крупнозернистые (грубозернистые) фильтры применяют для частичного осветления воды, предназначенной для технических целей, если мутность в источнике водоснабжения не превышает 150 г/м^3 . Они задерживают до 50 – 60% взвешенных веществ крупностью более 0,05 м, содержащихся в исходной воде.

Крупнозернистые фильтры могут быть напорными и открытыми. Напорные фильтры рассчитывают на предельную потерю напора в фильтрующей загрузке и дренаже до 15 м, открытые – 3,0 – 3,5 м. В открытых фильтрах расчётная скорость фильтрования обеспечивается слоем воды не менее 1,5 м над поверхностью загрузки.

Для загрузки фильтров используют кварцевый песок, дроблённый антрацит и другие зернистые материалы, обладающих требуемой механической прочностью и химической стойкостью. Характеристика загрузки, скорости фильтрования приведены в таблице 7.

Таблица 7 – Характеристика крупнозернистых фильтров

Материал загрузки	Крупность зёрен, мм	Коэффициент неоднородности (не более)	Высота загрузки, м	Скорость фильтрования, м/ч
Кварцевый песок	0,8 – 1,8	1,8	1,5 – 2,0	10 – 12
	1,5 – 2,5	2,0	2,5 – 3,0	13 – 15
Дроблённый антрацит	0,8 – 1,8	1,8	1,5 – 2,0	10 – 12
	1,5 – 2, 5	2,0	2,5 – 3,0	13 – 15

Помывку крупнозернистых фильтров проектируют водо-воздушной, распределительные системы для воды и воздуха делают раздельными или объединёнными как у скорых фильтров. Режим промывки принимают следующий: взрыхление фильтрующей загрузки воздухом с интенсивностью $15 - 25 \text{ л/(с·м}^2\text{)} - 1 \text{ мин}$; водо-воздушная промывка с интенсивностью $3,5 - 5 \text{ л/(с·м}^2\text{)}$ воды и $15 - 25 \text{ л/(с·м}^2\text{)}$ воздуха – 5 мин; отмывка водой с интенсивностью $7 - 9 \text{ л/(с·м}^2\text{)} - 3 \text{ мин}$.

Расчёт устройств для сбора промывной воды производят как и для скорых фильтров.

Площадь крупнозернистых фильтров определяют по формуле (242). При количестве фильтров до 10 предусматривают возможность отключения на ремонт одного фильтра, при количестве более 10 – двух фильтров. При этом скорость фильтрования на оставшихся фильтрах не должна превышать наибольших значений, указанных в таблице 7.

13 РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ ФИЛЬТРОВ

Предварительные фильтры (префильтры) применяют для частичного осветления воды с мутностью $50 - 250 \text{ г/м}^3$ перед подачей её на медленные фильтры на установках малой производительностью. Префильтры могут использоваться взамен отстойников.

Скорость фильтрования на префильтрах (когда один префильтр отключен на ремонт) принимают в зависимости от мутности: при мутности до 100 г/м^3 скорость фильтрования не более 5 м/ч ; при мутности $100 - 200 \text{ г/м}^3$ – не более 3 м/ч ; при мутности $200 - 250 \text{ г/м}^3$ – не более $2,5 \text{ м/ч}$.

Крупность зёрен и высота слоёв загрузки префильтров приведена в таблице 8.

Таблица 8 – Характеристика загрузки префильтров

Крупность зёрен, мм	1 – 2	2 – 4	4 – 8	8 – 16	16 – 32	Всего
Толщина слоя, мм	600 – 700	100	100	100	150	1050 1150

Количество фильтров для отключения на ремонт и скорость фильтрования на оставшихся фильтрах принимается также как и для крупнозернистых фильтров (см. раздел 11 и таблицу 7).

Слой воды над поверхностью фильтрующей загрузки принимают $1,5 \text{ м}$. Промывку фильтрующего материала производят током воды снизу вверх. Распределительную систему для подачи промывной воды и отвода фильтрата делают большого сопротивления (как у скорых фильтров). Интенсивность промывки принимают $12 - 14 \text{ л/(с·м}^2\text{)}$, продолжительность – $6 - 7 \text{ мин}$. Промывка может осуществляться как очищенной, так и неочищенной водой. Если используется неочищенная вода, то во избежание засорения отверстий дренажной системы следует применять дренажи с отверстиями более 5 мм .

Возможно использование водо-воздушной промывки в следующем режиме: продувка сжатым воздухом с Интенсив-

ностью $18 \text{ л/(с}\cdot\text{м}^2)$ в течении 10 мин при спущенном до кромки промывных желобов уровне воды; совместная водо-воздушная промывка с интенсивностью подачи сжатого воздуха $5 - 7 \text{ л/(с}\cdot\text{м}^2)$ и одновременно начинают подавать воду, продолжительность данного этапа – $5 - 7$ мин; затем прекращают подачу сжатого воздуха и интенсивность подачи воды доводят до $10 - 12 \text{ л/(с}\cdot\text{м}^2)$, продолжительность отмывки водой $5 - 7$ мин.

Отвод промывной воды в префильтрах осуществляют навесными желобами, верхняя кромка которых расположена на $40 - 50$ см выше фильтрующей загрузки.

Количество префильтров на станции безреагентной обработки должно быть не менее двух. Префильтры обычно располагают в зданиях. Допускается также их располагать на открытом воздухе в районах с мягким климатом, если они эксплуатируются только во время паводков или «цветения» воды в водоёме.

14 РАСЧЕТ МЕДЛЕННЫХ ФИЛЬТРОВ

Медленные фильтры применяют для безреагентного осветления и частичного обесцвечивания воды поверхностных источников, если цветность очищаемой воды не превышает 50 град.

По способу регенерации фильтрующей загрузки различают следующие конструкции медленных фильтров: с удалением загрязнённого слоя и отмывкой его вне фильтра; с отмывкой загрязнённого слоя в фильтре при механическом рыхлении и смыве загрязнений.

В зависимости от содержания взвешенных веществ рекомендуются следующие схемы сооружений станции безреагентной очистки: 1) при количестве взвешенных веществ до 50 г/м^3 – медленные фильтры с удалением песка при регенерации; 2) до 700 г/м^3 – медленные фильтры с механическим рыхлением и гидросмывом загрязнений без удаления песка при регенерации; 3) до 1000 г/м^3 – префильтры (отстойники), медленные фильтры с механическим рыхлением и гидросмывом загрязнений без удаления песка при регенерации.

Медленные фильтры представляют собой железобетонные или кирпичные резервуары прямоугольной или круглой в плане формы, открытые или закрытые, заполненные фильтрующим материалом – кварцевым песком, уложенным на поддерживающие слои с соответствующей дренажной системой. Фильтрующий слой состоит из хорошо промытого песка размером зёрен $0,3 - 1,0 \text{ мм}$, высота фильтрующего слоя при регенерации с удалением слоя – $1,0 - 1,2 \text{ м}$; при регенерации с промывкой слоя – $0,4 - 0,5 \text{ м}$. Поддерживающий слой состоит из крупного песка, щебня, гравия или гальки, высота поддерживающего слоя – $0,35 - 0,45 \text{ м}$. Рекомендуемая высота поддерживающих слоёв и крупность загрузки приведена в таблице 9.

Таблица 9 – Характеристика поддерживающих слоёв медленных фильтров

Материал загрузки	Крупность зёрен, мм	Высота слоя, мм
крупный песок	1 – 2	50
гравий или щебень	2 – 4	100
гравий или щебень	4 – 8	100
гравий или щебень	8 – 16	100
гравий или щебень	16 – 32	150

Высота слоя воды над фильтрующей загрузкой должен составлять 1,2 – 1,5 м. При наличии перекрытия над фильтром расстояние от него до поверхности песка должно быть не менее 2 м.

Расчётная скорость фильтрации зависит от содержания взвешенных веществ в очищаемой воде и принимается в соответствии с таблицей 10.

Таблица 10 – Рекомендуемые скорости фильтрации на медленных фильтрах

Содержание взвешенных веществ в очищаемой воде, г/м ³	Скорость фильтрации, м/ч	
	при работе всех фильтров	при выключении одного фильтра на ремонт или чистку (не более)
до 25	0,2	0,3
свыше 25	0,1	0,2

Площадь медленных фильтров опрееляется по формуле:

$$f_{\phi} = \frac{Q_{полн}}{24 \cdot V}, \quad (248)$$

где V – расчётная скорость фильтрации, м/ч.

Число фильтров на станции должно быть не менее двух.

В медленных фильтрах небольшого размера (до 10 – 15 м²) специальный дренаж можно не устраивать – им служат поддерживающие слои. В этом случае по оси фильтра на дне утапливают сборный лоток, который перекрывают кирпичами или бетонными плитами, укладываемыми с прозорами. Дно фильтра выполняют с уклоном в сторону лотка не менее 0,01.

В фильтрах большой производительности устраивают дренажную систему из дырчатых труб, из поставленных на ребро кирпичей, перекрытых сверху кирпичами, уложенными спрозорами, или из бетонных дырчатых плит.

При сооружении медленных фильтров предусматривают следующие трубопроводы: трубопровод подачи воды снизу вверх для наполнения фильтра перед пуском чистой водой, трубопровод сброса первого фильтрата в сток, трубопровод подачи осветляемой воды на фильтр сверху на уровне песка во избежание его размыва.

Грязеёмкость медленного фильтра в зависимости от свойств задерживаемой взвеси колеблется от 0,5 до 1,0 кг сухого вещества на 1 м² площади фильтра. По исчерпанию грязеёмкости (1 раз в 10 – 30 дней) фильтр необходимо чистить.

Чистка фильтра с удалением песка при регенерации сводится к следующему: удаляют верхний загрязнённый слой песка толщиной 15 – 20 мм и отправляют его на промывку. Для этого воду в фильтре спускают на 200 – 250 мм ниже поверхности песка, после чего верхний слой снимают специальными машинами или вручную лопатами. После 10 – 15 чисток рабочий слой песка уменьшается до 800 мм и фильтры догружают промытым песком до начальной толщины фильтрующего слоя.

Фильтры без удаления песка регенерируют следующим образом: производят механическое рыхление фильтрующей загрузки и проводят гидросмыв загрязнений. При этом предусматривают ширину секции фильтра не более 6 м и длину до 60 м. Количество воды, расходуемой на смыв загрязнений в одной секции фильтра определяют по формуле:

$$W_c = q_o \cdot b \cdot l, \quad (249)$$

где q_o – удельный расход воды на смыв загрязнений с 1 м² фильтрующей поверхности, $q_o = 0,09 - 0,18 \text{ м}^3/\text{м}^2$;

b – ширина секции, м;

l – длина секции, м.

Время, затрачиваемое на смыв загрязнений с 1 м² фильтра, принимают равным 10 с. Вода на регенерацию подаётся специальным насосом или из бака.

Метод очистки воды на медленных фильтрах обеспечивает высокую степень очистки, не требует применения реагентов, прост в эксплуатации, должен обслуживаться высококвалифицированным персоналом, стоимость очистки на медленных фильтрах в 3 – 5 раз меньше в сравнении с реагентной очисткой на скорых фильтрах.

Недостатками медленных фильтров являются: высокая строительная стоимость, непригодность для обработки высокцветных вод, трудоёмкость очистки фильтрующей загрузки, большая занимаемая ими площадь (при производительности 2000 м³/ч для фильтров необходима площадь 1 га).

15 ПЕСКОВОЕ ХОЗЯЙСТВО

Песковое хозяйство предназначено для хранения и подготовки кварцевого песка, используемого в качестве фильтрующей загрузки фильтров, префильтров, контактных осветлителей и т.д. Кварцевый песок, используемый в качестве фильтрующей загрузки, должен быть очищен от примесей и иметь определённый гранулометрический состав.

При устройстве пескового хозяйства предусматривают установки для подготовку карьерного песка, во-первых, на аварийную перезагрузку одного фильтра (при количестве фильтров на станции до 20) и двух фильтров – при большем количестве фильтров на станции, во-вторых, ежегодной дозагрузки фильтрующего материала в размере 10% от общего его объёма. Кроме того, требуется периодическая отмывка загрязнённой загрузки.

Пример 16. Рассчитать песковое хозяйство для подготовки фильтрующей загрузки в скорые фильтры. Количество фильтров на станции $N_\phi = 12$ шт, площадь одного фильтра $f_{\phi 1} = 43,26 \text{ м}^2$, высота фильтрующего слоя $H_{\phi c} = 1,4 \text{ м}$.

Объём песка, загружаемого во все фильтры перед пуском станции составит:

$$W_n = N_\phi \cdot f_{\phi 1} \cdot H_{\phi c} = 12 \cdot 43,26 \cdot 1,4 = 726,77 \text{ м}^3. \quad (250)$$

Годовая потребность в дополнительном количестве песка (10% дозагрузка):

$$W_o = 0,1 \cdot W_n = 0,1 \cdot 726,77 = 72,68 \text{ м}^3. \quad (251)$$

Аварийный запас фильтрующий загрузки на перезагрузку одного фильтра составит:

$$W_{n1} = f_{\phi 1} \cdot H_{\phi c} = 43,26 \cdot 1,4 = 60,56 \text{ м}^3. \quad (252)$$

Общий объём отсортированной фильтрующей загрузки:

$$W_\phi = W_o + W_{n1} = 72,68 + 60,56 = 133,24 \text{ м}^3. \quad (253)$$

Для хранения отсортированной загрузки принимаем две железобетонные ёмкости, размещаемые в фильтровальном цехе, размер ёмкостей $6 \times 6 \times 2$ м. Объём песка в данных ёмкостях составит:

$$W_{om} = 5,8 \cdot 5,8 \cdot 2 \cdot 2 = 134,56 \text{ м}^3.$$

Принимаем, что в карьерном сырье содержится 55% песка, пригодного для загрузки фильтра. Тогда потребность в карьерном песке перед пуском станции:

$$W'_n = \frac{100 \cdot W_n}{55} = \frac{100 \cdot 573,44}{55} = 1042,62 \text{ м}^3, \quad (254)$$

а годовая потребность в карьерном песке для его дозагрузки в фильтре составит:

$$W'_o = \frac{100 \cdot W_o}{55} = \frac{100 \cdot 57,34}{55} = 104,26 \text{ м}^3. \quad (255)$$

Общий объём скаладированного сырья составит:

$$W_c = W'_n + W'_o = 1042,62 + 104,26 = 1146,88 \text{ м}^3. \quad (256)$$

Необходимая площадь для складирования сырья при высоте слоя $h_c = 1,5$ м:

$$F_c = \frac{W_c}{h_c} = \frac{1146,88}{1,5} = 764,59 \text{ м}^2. \quad (257)$$

Принимаем две асфальтированных песковых площадки для хранения карьерного сырья и подготовки фильтрующей загрузки в фильтры размером 28×28 м.

16 РЕЗЕРВУАРЫ ЧИСТОЙ ВОДЫ

Резервуары чистой воды предназначены для сбора осветлённой воды перед подаче её на насосную станцию стога подъёма, а также для хранения противопожарного запаса воды на станции очистки.

Объём резервуаров чистой воды определяют по формуле:

$$W_{РЧВ} = W_p + W_{нпз} + W_{пром}, \quad (258)$$

где W_p – объём регулирующей ёмкости РЧВ, м³;

$W_{нпз}$ – ёмкость для хранения неприкосновенного запаса, м³:

$$W_{нпз} = W_n + \sum Q_{\max} - \sum Q, \quad (260)$$

где W_n – расход на тушение пожара в течении 3 ч, м³:

$$W_n = 3,6 \cdot 3 \cdot n \cdot (q_{nn} + q_{пвн}), \quad (261)$$

где n – расчётное количество пожаров;

q_{nn} – расход воды на один наружный пожар;

$q_{пвн}$ – расход воды на один внутренний пожар;

$\sum Q_{\max}$ – суммарный расход воды в течении 3 ч наибольшего водопотребления, м³;

$\sum Q$ – объём воды, подаваемый на очистные сооружения, за 3 ч тушения пожара, м³:

$$\sum Q = \frac{3 \cdot Q_{полн}}{24}; \quad (262)$$

$W_{пром}$ – объём промывной воды, м³:

$$W_{пром} = 3,6 \cdot n \cdot (\omega_1 \cdot t_1 + \omega_2 \cdot t_2) \cdot f_{\phi}. \quad (263)$$

В курсовом проекте объём РЧВ можно принять:

$$W_{РЧВ} = (10 \div 15\%) \text{ от } Q_{полн}. \quad (264)$$

Минимальное количество РЧВ принимают – два, глубину РЧВ принимают $h_{РЧВ} = 4,5 - 5,0$ м и определяют размеры в плане каждого из РЧВ.

17 СОСТАВЛЕНИЕ ВЫСОТНОЙ СХЕМЫ

Высотная схема представляет собой графическое изображение в профиле всех сооружений станции очистки с взаимной увязкой высоты их расположения на местности. Данная схема позволяет установить зависимость между уровнями воды и основными отметками сооружений.

При компоновке сооружений станции очистки необходимо, во-первых, компактно разместить все сооружения с обеспечением удобства их эксплуатации, во-вторых, создать условия самотечного движения воды на всём пути: от головного сооружения до резервуара чистой воды.

Для обеспечения самотечного движения воды в очистных сооружениях, самотечного отвода сточных вод и осадков из сооружений следует максимально использовать рельеф местности. Это позволяет уменьшить заглубление сооружений, а, следовательно, сократить объём земельных работ, удешевить устройство фундамента, что позволяет снизить строительную стоимость станции очистки.

Применение напорных схем целесообразно только на станциях небольшой производительности для осветления воды на напорных фильтрах.

Составление высотной схемы начинают с наиболее низко расположенного сооружения – резервуара чистой воды. При определении отметок уровней воды в элементах сооружений водоочистой станции за начальную отметку принимают отметку поверхности земли площадки водоочистой станции z_1 .

Отметку наивысшего уровня воды в РЧВ z_2 обычно назначают из экономических и санитарных соображений на 0,5 м выше отметки z_1 . Затем, задаваясь потерями напора, определяют отметки уровней в отдельных сооружениях станции и соединительных коммуникациях между ними. Для ориентировочных расчетов эти потери можно принять согласно данным таблиц 11 и 12.

Таблица 11 – Потери напора в различных технологических сооружениях

Сооружения и оборудование	Потери напора, м
барабанные сетки и микрофилтры	0,4 – 0,6
сетки входной камеры контактных осветлителей	0,2
входная (контактная) камера	0,3 – 0,5
устройства ввода реагентов	0,1 – 0,3
смесители	0,5 – 0,6
камеры хлопьеобразования	0,4 – 0,5
отстойники	0,7 – 0,8
осветлители с взвешенным осадком	0,7 – 0,8
скорые филтры	3,0 – 3,5
контактные осветлители и префилтры	2,0 – 2,5
медленные филтры	1,5 – 2,0
измерительная аппаратура	0,5
индикаторы расхода	0,2 – 0,3

Таблица 12 – Потери напора в соединительных коммуникациях

Соединительные коммуникации	Потери напора, м
от сетчатых барабанных филтров или входных камер к смесителям	0,2
от смесителей к отстойникам, осветли- телям с взвешенным осадком	0,3 – 0,5
от смесителя или входной камеры к контактнм осветлителям	0,5 – 0,7
от отстойников, осветлителей с взве- шенным осадком или префилтров к филтрам	0,5 – 0,6
от филтров или контактнх осветлите- лей к РВЧ	0,5 – 1,0

Диаметры трубопроводов соединительных коммуникаций определяют в зависимости от величины расчётного расхода и допускаемых скоростей её движения, которые приведены в таблице 13.

Таблица 13 – Расчётные скорости движения воды в трубах и каналах, соединяющих сооружения станции очистки

Трубопроводы и каналы	Расчётные скорости движения воды, м/с
от насосной станции первого подъёма к смесителю	1,0 – 1,2
от смесителя к камере хлопьеобразования или к осветлителю	0,8 – 1,0
от камеры хлопьеобразования к отстойнику	0,05 – 0,1
от отстойников (осветлителей) к фильтрам	0,8 – 1,2
от фильтров к РВЧ	1,0 – 1,5
трубы и каналы, подводящие промывную воду к фильтрам	1,5 – 2,0
канал для отвода промывной воды после фильтров	0,8 – 2,0

18 ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДЫ ОТ ПРОМЫВКИ ФИЛЬТРОВ

Для уменьшения расхода воды для собственных нужд станции очистки необходимо устраивать сооружения, позволяющие очищать и повторно использовать сбросную воду после промывки фильтров (контактных префильтров, осветлителей).

С этой целью устраивают песколовку, где происходит задержание взвеси, а затем вода поступает в резервуары – усреднители, после которых вода перекачивается в трубопровод перед смесителем. Резервуар – усреднитель предназначен также для приёма залповых сбросов.

Пример 17. Рассчитать сооружения для повторного использования воды, после промывки контактных осветлителей, рассчитанных в примере 15. Площадь одного Контактного осветлителя $f_{\text{кол}} = 43,2 \text{ м}^2$, количество контактных осветлителей $N_{\text{ко}} = 12$ шт, интенсивность подачи воды при водовоздушной промывки $\omega_1 = 3,5 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$, продолжительность $t_1 = 6$ мин, интенсивность подачи воды при отмывке $\omega_2 = 6 \text{ л/(с} \cdot \text{м}^2)$, продолжительность $t_2 = 7$ мин,.

Первая схема использования промывных вод.

Для повторного использования сбросной промывной воды предусматриваем резервуар – усреднитель со встроенной песколовкой.

Расчёт песколовки.

Определяем расход общий расход воды при промывке контактного осветлителя:

$$q_{np} = \omega \cdot f_{\text{кол}} = (3,5 + 6) \cdot 43,2 = 410,4 \text{ л/с} = 0,41 \text{ м}^3/\text{с}. \quad (265)$$

Принимаем скорость движения воды в песколовке $V_n = 0,15 \text{ м/с}$ (рекомендуемая скорость – $V_n = 0,15 - 0,30 \text{ м/с}$), рассчитываем рабочую площадь живого сечения песколовки:

$$f_n = \frac{q_{np}}{V_n} = \frac{0,41}{0,15} = 2,73 \text{ м}^2. \quad (266)$$

Принимаем глубину проточной части песколовки $h_n = 0,8$ м (рекомендуемая расчётная высота $h_n = 0,25 - 1,0$ м), тогда ширина проточной части составит:

$$b_n = \frac{f_n}{h_n} = \frac{2,73}{0,8} = 3,4 \text{ м}^2. \quad (267)$$

Определяем глубину осадочной части песколовки:

$$h_{oc} = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ м}. \quad (268)$$

Рабочая высота песколовки составит:

$$h_p = h_n + h_{oc} + h_3 = 0,8 + 0,4 + 0,2 = 1,4 \text{ м}, \quad (269)$$

где h_3 – запас высоты над уровнем воды в песколовке, $h_3 = 0,2$ м.

Рабочая высота песколовки должна составлять $h_p = 0,5 - 2,0$ м.

Определяем длину рабочей части песколовки:

$$l_n = V_n \cdot t_n = 0,15 \cdot 30 = 4,5 \text{ м}. \quad (270)$$

где t_n – продолжительность пребывания воды в песколовке, $t_n \geq 30$ с, принимаем $t_n = 30$ с.

Объём рабочей части пескового резервуара составит:

$$\begin{aligned} W_n &= 2 \cdot 2 \cdot l_n \cdot (b_n - h_{oc} \cdot \operatorname{ctg} \alpha) \cdot h_{oc} = \\ &= 2 \cdot 2 \cdot 4,5 \cdot (3,4 - 0,4 \cdot \operatorname{ctg} 60) \cdot 0,4 = 22,82 \text{ м}^2, \end{aligned} \quad (271)$$

где α – угол наклона осадочной части песколовки, $\alpha = 60^\circ$.

Расчёт резервуара – усреднителя.

Определяем объём одного резервуара – усреднителя (из расчёта объёма воды на одну промывку контактного осветлителя):

$$W_{рез} = \frac{f_{кол} \cdot (\omega_1 + \omega_2) \cdot (t_1 + t_2) \cdot 60}{1000} =$$

$$= \frac{43,2 \cdot (3,5 + 6) \cdot (6 + 7) \cdot 60}{1000} = 320,11 \text{ м}^3. \quad (272)$$

Так как количество промывок контактных осветлителей в сутки – 2, то резервуар – усреднитель должен состоять из двух отделений ёмкостью по $320,11 \text{ м}^3$. Принимаем высоту слоя воды в резервуаре $h = 3,1 \text{ м}$ (рекомендуемая высота $h = 2,5 - 3,5 \text{ м}$). Полная строительная высота резервуара:

$$h_c = h + (0,3 - 0,5) = 3,1 + 0,3 = 3,4 \text{ м}. \quad (273)$$

Тогда площадь резервуара составит:

$$f_{рез} = \frac{W_{рез}}{h} = \frac{320,11}{3,1} = 103,26 \text{ м}^2. \quad (274)$$

Принимаем резервуар прямоугольной формы шириной $b = 6 \text{ м}$, длиной $l = 18 \text{ м}$. Таким образом, размеры одного отделения резервуара – усреднителя: $6 \times 18 \times 3,4 \text{ м}$.

Рабочий объём одной секции резервуара с учётом толщины стенок:

$$\begin{aligned} W_{рез}^{раб} &= (b - 0,2) \cdot (l - 0,2) \cdot h = \\ &= (6 - 0,2) \cdot (18 - 0,2) \cdot 3,1 = 320,04 \text{ м}^3. \end{aligned} \quad (275)$$

В наиболее напряжённый паводковый период производят n промывок каждого контактного осветлителя в сутки, принимая $n = 2$, общее количество промывок за сутки составит:

$$\sum n = n \cdot N_{ко} = 2 \cdot 12 = 24. \quad (276)$$

При данных условиях на каждый цикл использования залпового сброса промывной воды приходится интервал времени:

$$T = \frac{24}{\sum n} = \frac{24}{24} = 1 \text{ ч}. \quad (277)$$

Однако, данное время не укладывается во время прохождения операций, поэтому принимаем, что на промывке находится одновременно два контактных осветлителя, тогда интервал времени составит:

$$T = \frac{24}{12} = 2 \text{ ч} = 120 \text{ мин.}$$

Этот интервал времени распределяем между отдельными операциями повторного использования промывной воды – таблица.

Таблица – Продолжительность отдельных операций повторного использования промывной воды.

Номер операции	Наименование операции	Длительность операции, мин	Время с начала промывки, мин
1	Водо-воздушная промывка контактного осветлителя	6	6
2	Отмывка контактного осветлителя водой	7	13
3	Пробег сбросной промывной воды от контактного осветлителя через песколовку в резервуар – усреднитель	15	28
4	Освещение залпа промывной воды в резервуаре – усреднителе	40	68
5	Перекачка осветлённой воды из резервуара – усреднителя в голову очистных сооружений	20	88
6	Перекачка осевшего в резервуаре – усреднителе осадка в канализацию (или на сооружения обработки осадка)	20	108
7	Резерв времени	12	120

Определяем параметры насосной установки.

Перекачка воды от контактных осветлителей в резервуар – усреднитель осуществляется насосом. Расход перекачиваемой воды составит:

$$Q'_e = \frac{W_{\text{рез}}}{t_3} = \frac{320,11}{15} = 21,34 \text{ м}^3/\text{мин} = 1280,4 \text{ м}^3/\text{ч.} \quad (278)$$

Производительность насоса:

$$Q_n^{\text{np}} = Q'_e \cdot k_3 = 1280,4 \cdot 1,3 = 1664,52 \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (279)$$

где k_z – коэффициент запаса, $k_z = 1,3$.

По таблице V.25 /3/ для перекачки воды от контактных осветлителей в резервуар – усреднитель принимаем два рабочих насоса марки Д 1000-40 (14НДс). Параметры насоса: подача $Q_n = 850 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 33 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 132 \text{ кВт}$. Принимаем также один резервный насос этой же марки.

Предполагаем, что повторно используется 80% промывной воды, а 20% воды сбрасывается с осадком в сток.

Расход повторно используемой промывной воды составит:

$$Q'_6 = \frac{0,8 \cdot W_{\text{pez}}}{t_5} = \frac{0,8 \cdot 320,11}{20} = 12,80 \text{ м}^3/\text{мин} = 768,26 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (280)$$

Производительность насоса составит:

$$Q_n^6 = Q'_6 \cdot k_z = 768,26 \cdot 1,3 = 998,74 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (281)$$

По таблице V.25 /3/ для перекачки воды из резервуара – усреднителя в голову сооружений принимаем насос марки Д 1000-40 (14НДс). Параметры насоса: подача $Q_n = 1000 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 40 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 160 \text{ кВт}$. Принимаем один рабочий, один резервный насос.

Объём перекачиваемой жидкости с осадком из расчёта 20% от сбросной промывной воды составит:

$$Q_{oc}^{pez} = 0,2 \cdot W_{\text{pez}} = 0,2 \cdot 320,11 = 64,02 \text{ м}^3. \quad (282)$$

Расход перекачиваемой жидкости:

$$Q'_{oc} = \frac{Q_{oc}^{pez}}{t_6} = \frac{64,02}{20} = 3,20 \text{ м}^3/\text{мин} = 192 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (283)$$

Производительность насоса:

$$Q_n^{oc} = Q'_{oc} \cdot k_z = 192 \cdot 1,3 = 249,6 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (284)$$

По таблице V.25 /3/ для перекачки воды с осадком из резервуара – усреднителя в канализацию (или на сооружения обработки осадка) принимаем насос марки ПН-50. Параметры

насоса: подача $Q_n = 54 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 \text{ кВт}$. Принимаем пять рабочих и один резервный насос.

Распределение воды в резервуаре – усреднителе производится дырчатой трубой, уложенной вдоль короткой стены.

Расстояние между отверстиями принимаем $l_o = 200 \text{ мм} = 0,2 \text{ м}$, при этом количество отверстий составит:

$$n_o = \frac{b - 0,2}{l_o} = \frac{6 - 0,2}{0,2} = 29 \text{ шт.} \quad (285)$$

Скорость выхода воды из отверстий принимаем $V_o = 3 \text{ м/с}$ (рекомендуемая скорость $V_o \geq 2 \text{ м/с}$). Диаметр отверстий определяем по формуле:

$$d_o = \sqrt{\frac{Q_n^{np}}{n_o \cdot V_o}} = \sqrt{\frac{0,462}{29 \cdot 3}} = 0,036 \text{ м} = 36 \text{ мм}, \quad (286)$$

где Q'_e – расход перекачиваемой промывной воды от контактного осветлителя в резервуар – усреднитель, $Q'_e = 21,34 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,462 \text{ м}^3/\text{с}$.

Вторая схема использования промывных вод.

Если основная схема сооружений очистки включает скорые фильтры и контактные префильтры (или другие сооружения с двухступенчатым фильтрованием), то для использования промывных вод возможно предусмотреть следующую схему: промывная вода от фильтров поступает в резервуары промывных вод, от контактных префильтров – в отстойники промывных вод.

Отстойники и резервуары промывных вод рассчитываются исходя из периодического поступления вод от промывки.

Объём поступающей промывной воды от контактных осветлителей:

$$q_{np} = \omega \cdot t \cdot f_{\phi 1} = \frac{(3,5 + 6) \cdot (6 + 7) \cdot 60 \cdot 43,2}{1000} = 320,11 \text{ м}^3.$$

Площадь резервуара промывных вод определяем по формуле:

$$F_p = \frac{q_{np}}{h} = \frac{320,11}{4,2} = 76,22 \text{ м}^2,$$

где h – высота слоя воды в резервуаре промывных вод, типовые высоты: $h = 4,2$ м; $h = 3,6$ м.

Площадь резервуара увеличиваем для того, чтобы учесть поступление промывных вод от барабанных сеток. Принимаем площадь резервуара в плане $F_p = 80 \text{ м}^2$; размеры в плане 8×10 м. Принимаем две секции, площадь каждой секции 80 м^2 .

Объём осадка от одного сброса промывных вод:

$$W_{oc}^p = F_p \cdot h_{oc} = 76,22 \cdot 0,5 = 38,11 \text{ м}^3,$$

где h_{oc} – высота слоя осадка, $h_{oc} = 0,5 - 0,6$ м.

Возврат осветлённой воды в голову очистных сооружений (от одного сброса воды):

$$q_{возвр} = q_{np} - W_{oc} = 320,11 - 38,11 = 282 \text{ м}^3.$$

Распределение времени цикла залпового сброса ($T = 120$ мин) между отдельными операциями повторного использования промывной воды осуществляем следующим образом – таблица.

Таблица – Продолжительность отдельных операций повторного использования промывной воды.

Номер операции	Наименование операции	Длительность операции, мин	Время с начала промывки, мин
1	Водо-воздушная промывка контактного осветлителя	6	6
2	Отмывка контактного осветлителя водой	7	13
3	Пробег сбросной промывной воды от контактного осветлителя через песколовку в резервуар промывных вод	10	23
4	Освещение залпа промывной воды в резервуаре	30	53
5	Перекачка осветлённой воды из резервуара в голову очистных сооружений	30	83
6	Перекачка осевшего в резервуаре осадка в канализацию (или на сооружения обработки осадка)	15	98
7	Резерв времени	22	120

Определяем параметры насосной установки.

Перекачка воды от контактных осветлителей в резервуар промывных вод осуществляется насосом. Расход перекачиваемой воды составит:

$$Q'_s = \frac{q_{np}}{t_3} = \frac{320,11}{10} = 32,01 \text{ м}^3/\text{мин} = 1920,7 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Производительность насоса:

$$Q_n^{np} = Q'_s \cdot k_3 = 1920,7 \cdot 1,3 = 2496,91 \text{ м}^3/\text{ч},$$

где k_3 – коэффициент запаса, $k_3 = 1,3$.

По таблице V.25 /3/ принимаем два рабочих насоса марки Д 1250-14 (16НДн). Параметры насоса: подача $Q_n = 1250 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 14 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 75 \text{ кВт}$. Принимаем также один резервный насос этой же марки.

Для перекачки осветлённой воды из резервуара промывных вод в голову очистных сооружений:

$$Q''_6 = \frac{q_{возвр}}{t_5} = \frac{282}{30} = 9,4 \text{ м}^3/\text{мин} = 564 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Производительность насоса составит:

$$Q''_6 = Q''_6 \cdot k_3 = 564 \cdot 1,3 = 733,2 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По таблице V.25 /3/ принимаем насос марки Д 800-28 (12НДс). Параметры насоса: подача $Q_n = 750 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 25 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 110 \text{ кВт}$. Принимаем один рабочий, один резервный насос.

Для перекачки осадка из резервуара промывной воды в канализацию (или на сооружения обработки осадка):

$$Q_{oc} = \frac{W_{oc}^p}{t_6} = \frac{38,11}{15} = 2,54 \text{ м}^3/\text{мин} = 152,4 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Производительность насоса:

$$Q_n^{oc} = Q_{oc} \cdot k_3 = 152,4 \cdot 1,3 = 198,12 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

По таблице V.27 /3/ принимаем насос марки ПН-50. Параметры насоса: подача $Q_n = 54 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 \text{ кВт}$. Принимаем четыре рабочих и один резервный насос.

Расчёт отстойника промывных вод осуществляется аналогичным образом.

19 СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ОБРАБОТКИ ОСАДКА

На водопроводных очистных станциях в зависимости от технологии обработки воды могут образовываться осадки в отстойниках, осветлителях со взвешенным слоем осадка, при отстаивании промывных вод фильтров, контактных осветлителей, префильтров и т.д.

Физико – химические свойства осадка зависят от качества обрабатываемой воды, вида и дозы применяемых реагентов, условий образования и т.д.

Обработка осадка сводится к его уплотнению и дальнейшему обезвоживанию на специальных сооружениях. Предварительное уплотнение осадка позволяет сократить его объём, снизить непроизводительные потери воды и повысить эффективность последующих процессов обработки. Для уплотнения осадка в используют сгустители, осадкоуплотнители с механическим перемешиванием.

Обезвоживание осадка в естественных условиях производится в прудах – накопителях или иловых площадках.

Пруды – накопители предназначены для накопления и уплотнения осадка. Осветлённая вода из прудов – накопителей отводится в водоём или «голову» очистных сооружений. Их ёмкость рассчитываем из условия накопления и хранения осадка в течении 3 – 5 лет. В качестве прудов – накопителей могут быть использованы карьеры и естественные земляные ёмкости. Для удобства эксплуатации большие пруды – накопители следует разбивать на несколько частей. Устройства для подачи осадка и отвода осветлённой воды следует располагать с противоположных сторон пруда – накопителя.

Иловые площадки в зависимости от качества обрабатываемого осадка и климатических условий могут устраиваться на естественном дренирующем основании, а также на естественном или искусственном основании водонепроницаемом основании с дренажом или без него. В зависимости от климатических условий, где расположены сооружения обработки осадка различают иловые площадки замораживания и пло-

щадки подсушивания. Допускается разбивка площадок на отдельные секции.

Механическое обезвоживание осадка происходит на вакуум – фильтрах, фильтр – прессах, центрифугах.

Пример 18. Рассчитать сооружения для обработки осадка. Принять сооружения, рассчитанные в примере 17 и горизонтальный отстойник из примера 11. Принять $Q_{полн} = 61800 \text{ м}^3/\text{сут}$; максимальная мутность очищаемой воды $M_{\max} = 400 \text{ г/м}^3$; минимальная – $M_{\min} = 20 \text{ г/м}^3$; вода обрабатывается коагулянтom, флокулянтom и известью.

Осадок из резервуара – усреднителя, песколовки, отстойника, осветлителя со взвешенным осадком перекачивается в резервуар приёма осадка, далее – в сгуститель для ускорения уплотнения, после этого – в резервуар сгущенного осадка, а затем на сооружения обезвоживания и складирования – накопители.

Осветлённая вода перекачивается центробежными насосами, осадок – поршневыми.

Резервуар для приёма осадка.

Объём резервуара для приёма осадка рассчитывают на объём осадка, осевшего в горизонтальном отстойнике (осветлителе со взвешенным слоем осадка) и резервуаре – усреднителе.

$$W_p = Q_{ос}^{pez} + W_{ос} = 64,02 + 523,17 = 587,19 \text{ м}^3,$$

где $Q_{ос}^{pez}$ – объём воды, перекачиваемой вместе с осадком из резервуара – усреднителя, м^3 ;

$W_{ос}$ – объём зоны накопления осадка в горизонтальном отстойнике, $W_{ос} = 523,17 \text{ м}^3$;

(для осветлителя со взвешенным слоем осадка, рассчитанном в примере 12: объём осадкоуплотнителя по формуле $W_{ос} = 70,84 \text{ м}^3$).

Принимаем резервуара для приёма осадка, состоящий из двух отделений ($n = 2$). Объём каждого отделения составит:

$$W_{p1} = \frac{W_p}{n} = \frac{587,19}{2} = 293,60 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя осадка $h = 4,5$ м (рекомендуется $h = 3,5 - 4,5$ м) и определяем площадь отделения резервуара в плане:

$$F_p = \frac{W_{p1}}{h} = \frac{293,6}{4,5} = 65,24 \text{ м}^2.$$

Размеры в плане каждого отделения в резервуаре $a \times b = 8,7 \times 8,7$ м.

$$F'_p = (a - 0,2) \cdot (b - 0,2) = (8,7 - 0,2) \cdot (8,7 - 0,2) = 72,25 \text{ м}^2.$$

Высота слоя раствора в каждом отделении резервуаре составит:

$$h' = \frac{W_{p1}}{F'_p} = \frac{293,6}{72,25} = 4,1 \text{ м}.$$

Высота сухого борта:

$$h_{сб} = h - h' = 4,5 - 4,1 = 0,4 \text{ м}.$$

Осветлённая вода из резервуара сбрасывается в канализацию, а осадок далее поступает в сгустители.

Сгустители.

Сгустители с медленным механическим перемешиванием следует применять для ускорения уплотнения осадка из скорых фильтров, контактных осветлителей и префильтров, горизонтальных отстойников, осветлителей со взвешенным слоем осадка на станциях водоподготовки с применением коагулянтов и флокулянтов.

Площадь сгустителя определяем по формуле:

$$F_{сг} = \frac{G_{нагр} \cdot \left(1 - \frac{c_n}{c_k}\right)}{k \cdot \rho \cdot \omega_{ос}} \cdot \gamma =$$

$$= \frac{0,163 \cdot \left(1 - \frac{0,02}{0,03}\right)}{0,5 \cdot 1000 \cdot 0,4 \cdot 10^{-3}} \cdot 1015 = 275,74 \text{ м},$$

где $G_{нагр}$ – расход осадка, поступающего в сгуститель при времени перекачки $\tau = 3600$ с:

$$G_{нагр} = \frac{W_p}{\tau} = \frac{587,19}{3600} = 0,163 \text{ м}^3/\text{с};$$

c_n – массовая концентрация твёрдой фазы в начальном осадке при влажности 98%, $c_n = 0,02$ кг/л;

c_k – массовая концентрация твёрдой фазы в сгущенном осадке при влажности 97%, $c_k = 0,03$ кг/л;

γ – объёмный вес, $\gamma = 1015$ кг/м³;

k – коэффициент стеснения, $k = 0,5$;

ρ – плотность осветлённой воды, $\rho = 1000$ кг/л;

ω_{oc} – скорость осаждения, $\omega_{oc} = 0,4$ мм/с = $0,4 \cdot 10^{-3}$ м³/с.

Диаметр сгустителя:

$$D = \sqrt{\frac{F_{сг}}{0,785}} = \sqrt{\frac{275,75}{0,785}} \approx 18,7 \text{ м}.$$

Принимаем один рабочий, один резервный сгуститель.

Параметры принятого сгустителя:

- сгуститель радиальный, диаметр 18,7 м;
- рабочая глубина 3 м;
- уклон дна к центральному приямку 8°;
- рама со скребками и вертикальными лопастями при диаметре 18,7 м – двухконцевая;
- сечения лопастей – прямоугольный треугольник с отношением катетов 1:1,4;
- отношения общего поперечного сечения всех лопастей на конце рамы к площади поперечного сечения принятого ими объёма осадка 0,3;
- крепление лопастей – меньшим катетом сечения лопасти к раме с обращением гипотенузы к оси вращения рамы;

- шаг лопастей – переменный от $3b$ у оси вращения и на конце рамы до $5b$ в середине рамы, где b – ширина лопасти;
- ввод осадка на $1,0 - 1,5$ м выше дна в цилиндре сгустителя;
- отвод осадка из центрального приемка;
- отвод осветлённой воды – поплавковым водозаборником.

Далее осадок перекачивается в ёмкость сгущенного осадка.

Ёмкость сгущенного осадка.

В резервуар для приёма осадка поступает осадок с влажностью 99,8%. После сгустителя объём сгущенного осадка имеет влажность 50%, следовательно объём осадка уменьшается примерно в два раза.

Тогда объём ёмкости для сгущенного осадка:

$$W_{c2} = \frac{W_p}{2} = \frac{587,19}{2} = 293,60 \text{ м}^3.$$

Принимаем высоту слоя осадка $h = 2$ м и определяем площадь ёмкости в плане:

$$F_{c2} = \frac{W_{c2}}{h} = \frac{293,6}{2} = 146,8 \text{ м}^2.$$

Принимаем размеры ёмкости в плане $a \times b = 12 \times 15$ м.

$$F'_{c2} = (a - 0,2) \cdot (b - 0,2) = (12 - 0,2) \cdot (15 - 0,2) = 174,64 \text{ м}^2.$$

Высота слоя раствора в ёмкости составит:

$$h' = \frac{W_{c2}}{F'_{c2}} = \frac{293,6}{174,64} = 1,7 \text{ м.}$$

Высота сухого борта:

$$h_{сб} = h - h' = 2,0 - 1,7 = 0,3 \text{ м.}$$

Осветлённая вода из ёмкости сбрасывается в канализацию, а осадок далее поступает в накопители.

Накопители.

Накопители следует предусматривать для обезвоживания и складирования осадка при его многолетнем уплотнении с удалением выделившейся воды. В качестве накопителей

надлежит использовать овраги, отработанные карьеры на естественном основании, глубиной не менее 2 м.

Расчёт вместимости накопителя, работающего без сброса осветлённой воды в зимний период с предварительным сгущением осадка в сгустителях производят следующим образом.

Принимаем две секции накопителя.

Рассчитываем объём накопителя, предназначенного для приёма осадка десятого года эксплуатации по характерным периодам года:

$$W = \frac{Q_{полн} \cdot T_n \cdot C_{\epsilon}}{10000 \cdot (100 - P_{\epsilon}) \cdot \rho_{\epsilon}},$$

где T_n – длительность подачи осадка в году, сут;

C_{ϵ} – среднегодовая концентрация взвешенных веществ в очищаемой воде, г/м³;

P_{ϵ} и ρ_{ϵ} – средняя влажность осадка, % и средняя плотность осадка, т/м³, соответственно, определяется по рисунку 9 Приложения 9 /1/.

Зимний период:

$$\begin{aligned} W_z &= \frac{Q_{полн} \cdot T_n \cdot C_{\epsilon}}{10000 \cdot (100 - P_{\epsilon}) \cdot \rho_{\epsilon}} = \\ &= \frac{61800 \cdot 150 \cdot 58,64}{10000 \cdot (100 - 72,5) \cdot 1,16} = 1704,05 \text{ м}^3, \end{aligned}$$

где T_n – продолжительность зимнего периода $T_n = 150$ сут;

C_{ϵ} – концентрация взвешенных веществ, для зимнего периода в очищаемой воде, $C_{\epsilon} = C_{\epsilon}^{\min} = 58,64$ г/м³;

P_{ϵ} и ρ_{ϵ} – средняя влажность осадка и средняя плотность осадка, по рисунку 9 Приложения 9 /1/ определяем: для 10-го года ($M = 50 - 250$, применяемый реагент $R - Al_2(SO_4)_3$) $P_{\epsilon} = 72,5\%$, $\rho_{\epsilon} = 1,16$ т/м³.

Летне – осенний период:

$$W_{л-о} = \frac{Q_{полн} \cdot T_n \cdot C_е}{10000 \cdot (100 - P_е) \cdot \rho_е} =$$

$$= \frac{61800 \cdot 60 \cdot 117,28}{10000 \cdot (100 - 72,5) \cdot 1,16} = 1363,24 \text{ м}^3,$$

где T_n – продолжительность летне – осеннего периода
 $T_n = 60$ сут;

$C_е$ – концентрация взвешенных веществ, для летне – осеннего периода в очищаемой воде,

$$C_е = 2 \cdot C_е^{\min} = 2 \cdot 58,64 = 117,28 \text{ г/м}^3;$$

$P_е$ и $\rho_е$ – средняя влажность осадка и средняя плотность осадка, по рисунку 9 Приложения 9 /1/ определяем: для 10-го года $M = 50 - 250$, применяемый реагент $R - Al_2(SO_4)_3$
 $P_е = 72,5\%$, $\rho_е = 1,16 \text{ т/м}^3$.

Весенний период:

$$W_е = \frac{Q_{полн} \cdot T_n \cdot C_е}{10000 \cdot (100 - P_е) \cdot \rho_е} =$$

$$= \frac{61800 \cdot 165 \cdot 438,64}{10000 \cdot (100 - 67) \cdot 1,23} = 11019,49 \text{ м}^3,$$

где T_n – продолжительность летнего периода $T_n = 165$ сут;

$C_е$ – концентрация взвешенных веществ, для весеннего периода в очищаемой воде, $C_е = C_е^{\max} = 438,64 \text{ г/м}^3$;

$P_е$ и $\rho_е$ – средняя влажность осадка и средняя плотность осадка, по рисунку 9 Приложения 9 /1/ определяем: для 10-го года $M = 250 - 1000$, применяемый реагент $R - Al_2(SO_4)_3$
 $P_е = 67\%$, $\rho_е = 1,23 \text{ т/м}^3$.

Объём накопителя для приёма годового количества осадка десятого года эксплуатации составит:

$$W_{10} = W_з + W_{л-о} + W_е =$$

$$= 1704,05 + 1363,24 + 11019,49 = 14086,78 \text{ м}^3.$$

Вместимость накопителя находят по формуле:

$$\begin{aligned}
 W_{\text{нак}} &= 10^{-4} \cdot Q_{\text{полн}} \cdot T_n \cdot C_{\epsilon} \cdot \left[\frac{1}{(100 - P_{\epsilon 1}) \cdot \rho_{\epsilon 1}} + \right. \\
 &+ \frac{1}{(100 - P_{\epsilon 2}) \cdot \rho_{\epsilon 2}} + \dots + \left. \frac{1}{(100 - P_{\epsilon 9}) \cdot \rho_{\epsilon 9}} \right] + W_{10} = \\
 &= 10^{-4} \cdot 61800 \cdot 365 \cdot 204,33 \cdot \left[\frac{1}{(100 - 83) \cdot 1,1} + \frac{1}{(100 - 79) \cdot 1,13} + \right. \\
 &\frac{1}{(100 - 75,5) \cdot 1,14} + \frac{1}{(100 - 74) \cdot 1,15} + \frac{1}{(100 - 73) \cdot 1,16} + \\
 &\frac{1}{(100 - 72,5) \cdot 1,16} + \frac{1}{(100 - 72) \cdot 1,16} + \frac{1}{(100 - 72) \cdot 1,16} + \\
 &\left. \frac{1}{(100 - 72) \cdot 1,15} \right] + 14086,78 = 161933,82 \text{ м}^3.
 \end{aligned}$$

где C_{ϵ} – среднегодовая концентрация взвешенных веществ в очищаемой воде,

$$C_{\epsilon} = \frac{58,64 + 117,28 + 438,64}{3} = 204,33 \text{ г/м}^3;$$

P_{ϵ} и ρ_{ϵ} – средняя влажность осадка и средняя плотность осадка, по рисунку 9 Приложения 9 /1/ определяем для $M = 50 - 250$, применяемый реагент $R - Al_2(SO_4)_3$: $P_1 = 83\%$, $\rho_1 = 1,1 \text{ т/м}^3$; $P_2 = 79\%$, $\rho_2 = 1,13 \text{ т/м}^3$; $P_3 = 75,5\%$, $\rho_3 = 1,14 \text{ т/м}^3$; $P_4 = 74\%$, $\rho_4 = 1,15 \text{ т/м}^3$; $P_5 = 73\%$, $\rho_5 = 1,16 \text{ т/м}^3$; $P_6 = 72,5\%$, $\rho_6 = 1,16 \text{ т/м}^3$; $P_7 = 72\%$, $\rho_7 = 1,16 \text{ т/м}^3$; $P_8 = 72\%$, $\rho_8 = 1,16 \text{ т/м}^3$; $P_9 = 72\%$, $\rho_9 = 1,15 \text{ т/м}^3$.

Примем высоту накопителя $h = 5 \text{ м}$, тогда площадь накопителя в плане составит:

$$F_{\text{нак}} = \frac{W_{\text{нак}}}{h} = \frac{161933,82}{5} = 32386,76 \text{ м}^2.$$

Размеры накопителя в плане примем 180×180 м. Посередине устраиваем естественную перегородку.

Фактическая высота накопителя составит:

$$h_{\phi} = \frac{W_{\text{нак}}}{F_{\text{нак}}^{\phi}} = \frac{161933,82}{180 \cdot 180} = 5,0 \text{ м.}$$

Подбор насосного оборудования.

1) Из горизонтального отстойника и резервуара – усреднителя в резервуар для приёма осадка перекачка производится поршневыми насосами.

Из горизонтального отстойника в резервуар для приёма осадка.

$$W_{\text{ос}} = 523,17 \text{ м}^3.$$

По таблице V.27 /3/ принимаем насос марки ПН-50. Параметры насоса: подача $Q_n = 54 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30$ м; мощность электродвигателя $N = 10$ кВт. Принимаем пять рабочих насосов и один резервный.

Время перекачки составит:

$$t_n = \frac{W_{\text{ос}}}{Q_n \cdot n} = \frac{523,17}{54 \cdot 4} = 1,94 \text{ ч} \approx 117 \text{ мин.}$$

Из резервуара - усреднителя в резервуар для приёма осадка.

$$Q_{\text{ос}}^{\text{pez}} = 64,02 \text{ м}^3.$$

По таблице V.27 /3/ принимаем насос марки ПН-28. Параметры насоса: подача $Q_n = 28 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30$ м; мощность электродвигателя $N = 4,5$ кВт. Принимаем два рабочих насосов и один резервный.

Время перекачки составит:

$$t_n = \frac{Q_{\text{ос}}^{\text{pez}}}{Q_n \cdot n} = \frac{64,02}{28 \cdot 2} = 1,14 \text{ ч} \approx 69 \text{ мин.}$$

2) Из резервуара для приёма осадка в сгуститель перекачка также осуществляется поршневыми насосами.

$$W_p = 587,19 \text{ м}^3.$$

По таблице V.27 /3/ принимаем насос марки ПН-50. Параметры насоса: подача $Q_n = 54 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 \text{ кВт}$. Принимаем шесть рабочих насосов и один резервный.

Время перекачки составит:

$$t_n = \frac{W_p}{Q_n \cdot n} = \frac{587,19}{54 \cdot 6} = 1,81 \text{ ч} \approx 109 \text{ мин.}$$

3) Из сгустителя в ёмкость сгущенного осадка и из ёмкости сгущенного осадка в накопители.

$$W_{сг} = 293,60 \text{ м}^3.$$

По таблице V.27 /3/ принимаем насос марки ПН-50. Параметры насоса: подача $Q_n = 54 \text{ м}^3/\text{ч}$; напор $H = 30 \text{ м}$; мощность электродвигателя $N = 10 \text{ кВт}$. Принимаем три рабочих насоса и один резервный.

Время перекачки составит:

$$t_n = \frac{W_{сг}}{Q_n \cdot n} = \frac{293,6}{54 \cdot 3} = 1,81 \text{ ч} \approx 109 \text{ мин.}$$

20 РАСЧЁТ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАТРАТ НА СТАНЦИИ ВОДОПОДГОТОВКИ

Расчёт заключается в определении себестоимости очистки 1 м³ воды.

Себестоимость определяется по формуле:

$$C = \frac{\mathcal{E}}{Q_{год}},$$

где $\mathcal{E}$ – эксплуатационные затраты за год, руб;

$Q_{год}$ – годовой расход воды, м³/год:

$$Q_{год} = 365 \cdot Q_{полезн}.$$

Годовые эксплуатационные затраты определяются по формуле:

$$\mathcal{E} = \mathcal{Z}_p + \mathcal{Z}_э + \mathcal{Z}_{эп} + \mathcal{Z}_{тв} + \mathcal{Z}_{тр} + \mathcal{Z}_н,$$

где $\mathcal{Z}_p$ – затраты на реагенты, тыс. руб:

$$\mathcal{Z}_p = \frac{K \cdot D_p \cdot Q_{год}}{10^6} \cdot \mathcal{Ц}_p,$$

где K – коэффициент, учитывающий качество воды,

$K = 0,5 - 0,7$, для хлора – $K = 1,0$;

D_p – доза реагента, г/м³;

$\mathcal{Ц}_p$ – стоимость реагента, руб/т;

$\mathcal{Z}_э$ – затраты на электроэнергию, тыс. руб:

$$\mathcal{Z}_э = N \cdot T_{исп} \cdot \mathcal{Ц},$$

где N – мощность всех электродвигателей. Складывается из суммы мощности всего установленного на станции водоподготовки силового оборудования (воздуходувки, насосы – дозаторы, промывные насосы, насосы для перекачки, известига-силки и т.д.), без учёта резервных. Полученную нормативную мощность N_y увеличивают на 15% для непредвиденных потребителей, кВт,

$$N = 1,15 \cdot N_y;$$

$T_{исп}$ – время использования оборудования за год,
 $T_{исп} = 8760$ ч;

$З_{зн}$ – затраты на заработную плату рабочих, с учётом премиальных, тыс. руб:

$$З_{зн} = 1,3 \cdot N_p \cdot \Phi_з \cdot n,$$

где N_p – число рабочих на станции, принимается по укрупнённым показателям в зависимости от производительности станции водоподготовки;

$\Phi_з$ – месячная заработная плата одного рабочего, руб/мес;

n – количество месяцев в году;

$З_{тв}$ – затраты на техническую воду, расходуемую на промывку (если сооружение промывается неочищенной технической водой), тыс. руб:

$$З_{тв} = Q_{тв} \cdot Ц_г,$$

где $Q_{тв}$ – годовой расход технической воды на промывку:

$$Q_{тв} = q_{np} \cdot t \cdot n_{np} \cdot N_c \cdot T,$$

где q_{np} – расход промывной воды на одно сооружение (скорый фильтр, контактный префильтр, контактный осветлитель и т.д.), м³/ч;

t – продолжительность промывки, ч;

n_{np} – количество промывок в сутки;

N_c – количество промываемых сооружений;

T – количество дней в году;

$Ц_г$ – стоимость 1 м³ технической воды, руб/м³;

$З_{тр}$ – затраты на текущий ремонт, размер которых принимается в процентах от их стоимости:

– для оборудования – 3,8 %;

– для зданий и сооружений – 0,7%;

Z_n – неучтённые расходы на отопление помещений, содержащихся участков, приобретение инвентаря и прочие расходы. Принимаются 3% от прочих эксплуатационных затрат:

$$Z_n = 0,03 \cdot (Z_p + Z_{\text{э}} + Z_{\text{зн}} + Z_{\text{мв}} + Z_{\text{мп}}) .$$

Литература

1 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. СНиП 2.04.02 – 84. – М.: Гос. комитет СССР по делам строительства, 1985. – 134 с.

2 Кузьмин Ю.М. Сетчатые установки систем водоснабжения. – Л.: Стройиздат, 1976. – 160 с.

3 Оборудование водопроводно – канализационных сооружений/ А.С. Москвитин, Б.А. Москвитина, Г.М. Мирончик, Р.Г. Шапиро; Под ред. А.С. Москвитина. – М.: Стройиздат, 1979. – 430 с.

4 Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчёта водопроводных труб. – М.: Стройиздат, 1984. – 116 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1– Характеристика микрофильтров и барабанных сеток

Характеристика	Марка											
	МФ-1-1	БС-1-1	МФ-1-2	БС-1-2	МФ-1-3	БС-1-3	МФ-11-1	БС-11-1	МФ-11-2	БС-11-2	МФ-11-3	БС-11-3
	Размер барабана (диаметр × длина), м											
	1,5×1		1,5×2		1,5×3		3×1,5		3×3		3×4,5	
Производительность, тыс. м ³ /сут	4	10	8	20	12	30	15	35	30	70	45	105
Мощность электродвигателя, кВт	2,8	1,7	2,5	1,7	2,5	1,7	4,0	2,8	4,0	2,8	4,0	2,8
Габаритные размеры, мм:												
длина	2800		3900		4900		3300		4900		6400	
ширина	1670		1670		1670		3180		3180		3180	
высота	1960		1960		1960		3430		3430		3430	
Размеры камеры, мм												
длина	2095		3160		4196		2606		4122		5635	
ширина	2660		2660		2660		4060		4060		4060	
расстояние от оси до дна	1000		1000		1000		1700		1700		1700	
Число фильтрующих элементов	18		36		54		18		36		54	

Таблица П2 – Насосы для перекачки раствора коагулянта

Марка насоса	Производительность, м ³ /ч	Напор, м	Мощность электродвигателя, кВт
1,5Х-6Л-1	5,4 – 12	20 – 14,5	3 – 4
2Х-9Л-1	12 – 29	20 – 14	3 – 4
2Х-6Л-1	12 – 29	34,5 – 25	5,5 – 7,5
3Х-9Л-1-41	29 – 60	35 – 26	10 – 13
4Х-12Л-1	61 – 116	31 – 27	22 – 30

Таблица П3 – Характеристика воздуходувок

Избыточное давление, м	Подача, м ³ /мин			
	марка воздуходувки			
	ВК – 1,5	ВК – 3	ВК – 6	ВК – 12
3	1,58	3,48	6,3	10,5
6	1,4	3,1	5,7	10,4
8	1,18	2,54	5,45	10,3
10	0,91	2,09	4,9	10,2
12	0,64	1,54	4,2	9,9
14	0,38	0,98	3,6	9,6
16	0,13	0,55	2,75	9,2
18	0	0	1,9	8,9
22	–	–	0	7,8
Мощность электродвигателя, кВт	4	7,5	18,5	22,0
Габаритные размеры				
длина	660	1225	1500	1840
ширина	562	527	580	780
высота	850	990	1370	1750

Таблица П4 – Характеристика поплавковых дозаторов

Марка дозатора	Раствор	Расход раствора, м ³ /ч	Диаметр приёмной трубки дозатора, мм	Масса, кг
ПД _к – 40	кислый	0,9	40	3,68
ПД _к – 60		2,2	60	4,08
ПД _к – 70		2,5	70	5,66
ПД _ш – 32	нейтральный или щелочной	0,9	32	4,27
ПД _ш – 50		2,2	50	5,28
ПД _ш – 70		2,5	70	7,36

Таблица П5 – Характеристика насосов – дозаторов

Марка насоса – дозатора	Производительность, м ³ /ч	Напор, м	Мощность электродвигателя, кВт
НД 100/10	0,10	100	0,27
НД 630/10	0,63	100	1,10
НД 1000/10	1,00	100	2,20
НД 1600/10	1,60	100	3,00
НД 2500/ 10	2,50	100	3,00
1В6/10х	0,45 – 4,3	60	4,00

Таблица П6 – Характеристика известигасилок и шаровых мельниц

Марка	Произ- води- тель- ность, т/ч	Габаритные размеры, мм			Мощ- ность элек- тродви- гателя, кВт
		дли- на	ширина	высота	
Известитгасилки					
С-322	1,0	1770	1750	1540	2,8
С-703	1,5 – 2	3260	980	1030	2,8
СМ-1247	2 – 3	280	996	1560	2,2
Шаровые мельницы					
СМ-432	0,5 – 0,9	5088	1800	1700	20
СМ-6003	1,5-1,6	7335	2215	2220	55
СМ-6001	2,9 – 13,3	9569	3140	2800	100

Таблица П7 – Характеристика гидравлических и лопа-
стных мешалок

Марка мешалки	Объём, м ³	Диаметр цилиндрической части, мм	Высота цилиндрической части, мм	Полная высота, мм	Мощность электродвигателя, кВт
Гидравлические мешалки					
М-1	1	1200	1000	1700	—
М-2	2	1600	1100	1926	—
М-4	3	1600	1530	2800	—
М-8	8	2000	2040	3800	—
М-14	14	2600	2610	4600	—
Лопастные мешалки					
ПМТ-16	2,9	1600	1720	3015	1,5
ПМТ-20	5,6	2000	2120	3440	5,5
ПМТ-25	12,2	2500	2620	4240	5,5
ПМТ-31	24,5	3100	3255	4508	3,0
ПМТ-40	41,0	4000	3890	2800	3,0

Таблица П8 – Характеристика хлораторов

Марка хлоратора	Производительность по хлору, кг/ч	Габаритные размеры, мм
ЛК-10 (МП)	0,04 – 0,8	530×230×60
ЛК-10 (СП)	1,0 – 5,4	530×230×60
ЛК-10 (БП)	2,0 – 25	800×340×200
ЛК-11 (СП)	0,5 – 5,0	500×200×125
ЛК-12	1,8 – 25,4	760×280×350
ЛОНИИ – 100	0,6 – 10	830×650×160

Примечание: МП – малой производительности, СП – средней производительности, БП – большой производительности.

Таблица П9 – Характеристика фильтров с загрузкой из горелых пород

Характеристика загрузки				Коэффициент неоднородности	Скорость фильтрования, м/с		Промывка	
Высота слоя, м	Диаметр зёрен, мм				V_n	V_ϕ	ω , л/(с·м ²)	t , мин
	min	max	эквивалентный					
0,7-0,8	0,5	1,2	0,8	2,2	8	10	14	8
1,2-1,3	0,7	1,5	1,0	2,0	11	13	16	7
1,8-2,0	0,9	1,8	1,2	1,7	14	17	18	6

Таблица П10 – Характеристика напорных фильтров

Материал загрузки	Крупность зёрен загрузки, мм	Коэффициент неоднородности	Скорость фильтрования, м/ч	Интенсивность промывки, л/(с·м ²)	
				водяной	воздушный
Кварцевый песок	0,8 – 1,8	1,8	10 – 12	6 – 8	15 – 20
Кварцевый песок	1,5 – 2,5	2,0	13 – 15	6 – 8	18 – 25
Антрацит дроблённый	0,8 – 1,8	1,8	10 – 12	6 – 8	13 – 15
Антрацит дроблённый	1,5 – 2,5	2,0	13 – 15	6 – 8	16 – 20

Таблица П11 – Основные размеры напорных вертикальных кварцевых фильтров

Диаметр фильтра, мм	Площадь фильтра, м ²	Высота слоя загрузки, м	Вес, т	
			без арматуры	нагрузоч- ный
1000	0,78	1,0	0,92	4,0
1500	1,77	1,0	1,48	8,5
2000	3,14	1,0	2,22	15,0
2600	5,31	1,0	3,94	28,0
3000	7,06	1,0	5,12	37,0
3400	9,07	1,0	6,54	50,0